

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'EXECUTION D'UNE RETENUE COLLINAIRE
SUR OUED LEHOUISSI (W. BORDJ BOU ARRERIDJE)**

PRESENTE PAR :
SOUAIKEUR Djaber

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M.K.MIHOUBI	Professeur	Président
M.D.BENSALAH	Maître Assistant (A)	Examineur
A. ADDOU	Maître Assistante (A)	Examineur
I. ZAIBAK	Maître Assistant (B)	Examineur
N.HADJ SADOK	Maître Assistante (A)	Promotrice

Session - 2015

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'EXECUTION D'UNE RETENUE COLLINAIRE
SUR OUED LEHOUISSI (W. BORDJ BOU ARRERIDJE)**

PRESENTE PAR :

SOUAIKEUR Djaber

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M.K.MIHOUBI	Professeur	Président
M.D.BENSALAH	Maître Assistant (A)	Examineur
A. ADDOU	Maître Assistante (A)	Examineur
I. ZAIBAK	Maître Assistant (B)	Examineur
N.HADJ SADOK	Maître Assistante (A)	Promotrice

Session - 2015

REMERCIEMENTS

Avant tout propos, nous remercions « Dieu » le tout puissant qui nous a donné sagesse et santé pour faire ce modeste travail.

je tiens à exprimer toute ma reconnaissance vers ma promotrice Mme Hadj Sadoğ. N. Je ne sais comment remercier cette Personne autrement qu'en lui promettant d'agir comme lui avec des étudiants dans ma situation, si un jour l'occasion m'en est donnée.

Notre gratitude va particulièrement à tous nos enseignants de l'E.N.S.H.

En fin, j'adresse mes plus sincères remerciements à ma famille : Mes parents, ma sœur, mes frères et tous mes proches et amis, qui m'ont accompagné, aidé, soutenu et encouragé tout au long de la réalisation de ce mémoire.

SOUAIKEUR Djaber.

ملخص:

مع تزايد طلب المياه الصالحة لسقي الأراضي الزراعية، رأت الوكالة الوطنية للسدود والتحويلات ضرورة إنشاء السدود والتي تعتبر من أكبر خزانات المياه التي تستعمل في هذا الميدان.

من بين هذه السدود سد واد لهويسي ولاية برج بوعريريج حيث قمنا في هذا العمل بدراسة هذا الواد دراسة تقنية شاملة (دراسة جيولوجية و هيدرولوجية).

هذه الدراسة مكنتنا من تصميم السد الذي يبلغ إرتفاعه 16.10 متر ذو سعة تقدر بـ 0.171 مليون متر مكعب من أجل سقي ما يقارب 40 هكتار من الأراضي الفلاحية.

Résumé :

Vu la demande des eaux potables pour irriguer les terres agricoles l'Agence Nationale des Barrages et des transferts a pensé à construire des Barrage qui représentent les grands réservoirs utilisés dans ce domaine.

Parmi ces barrages, citons le Barrage d'oued lehouissi (w. Bourdj Bouarreridj) dont nous avons étudié à travers ce travail du point de vue technique (étude Géologique et hydrologique ...).

Cette étude nous a permis de dimensionner ce barrage avec une hauteur de 16.10 m et une capacité de 0.171 Mm³ afin d'irriguer 40 ha des terres agricoles voisines.

Abstract :

With the increasing potable water demand for irrigation of agricultural land , which is the National Agency for dams and transfers the need for the construction of dams and one of the largest water tanks in Algerian .

Among these dams dam of ravine Lehouissi (S. Bourdj Bouarreridj) that we have studied in this work this ravine comprehensive technical study (study of geological and hydrological.....).

This enabled us to study the design of the dam with a height of 16.10 meters with a capacity estimated at 0.171 million cubic meters for watering nearly 40 hectares of agricultural land.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

Chapitre I : ETUDE TOPOGRAPHIQUE

I. Introduction.....	1
I.1. Condition de choix du site d'un barrage.....	1
I.2. Choix de l'axe du barrage.....	1
I.3. Situation géographique.....	3
I.4. Climat.....	5
I.5. Conclusion.....	5

Chapitre II: ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

II. Introduction.....	6
II.1. Morphologie.....	6
II.2. Stratigraphie.....	6
II.3. Sismicité de la région.....	8
II.3.1. Classification des zones sismiques.....	8
II.3.2. Coefficient d'accélération de la zone d'étude	9
II.4. Considérations géotechniques	9
II.4.1. Conditions générales de fondation	9
II.4.2. Matériaux locaux de construction.....	10
II.4.2.1. Recherche et présentation des zones d'emprunt potentielles	10
II.4.2.2. Enrochements.....	10
II.4.2.3. Matériaux fins argileux	10
II.5. Programme de travaux de reconnaissance.....	11
II.5.1. programme des essais in situ	11
II.5.2. Essais et analyses de laboratoire.....	11
II.6. Conclusion	13

Chapitre III : ETUDE HYDROLOGIQUE

III. Introduction	14
III.1. Collecte des données hydrométéorologiques	14
III.2. Caractéristiques morphologiques du bassin versant.....	14
III.2.1. Paramètres géométriques.....	15
III.2.2. Paramètres de forme.....	15
III.2.3. Relief.....	16
III.3. Caractéristiques hydrographiques du bassin versant.....	17
III.4. Caractéristiques climatiques.....	19
III.4.1. Evaporation.....	19
III.4.2. Température	20
III.4.3. Humidité relative	20
III.4.4. Vitesse de vent	20
III.4.5. Pluviométrie.....	21
III.4.5.2. Analyse statistique des pluies maximales journalières	22
III.4.5.3. Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences	25
III.5. Evaluation des apports.....	26
III.5.1.1. Apports moyens interannuels.....	26
III.5.2. Caractéristiques de l'écoulement.....	26
III.5.3. Apports solides et l'estimation du volume mort	29
III.6. Etude des crues.....	29
III.6.1. Détermination des débits maximaux fréquents par les formules empiriques.....	30
III.6.2. Détermination des hydrogrammes de crues probables par les méthodes	32
III.6.3. Choix de fréquence de la crue du projet.....	34
III.7. Régularisation de l'écoulement.....	35
III.7.1. Répartition des besoins.....	36
III.7.2. Courbes caractéristiques de la retenue.....	36
III.7.3. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	36
III.7.4. Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)	37
III.8. Laminage des crues.....	39
III.8.1. Estimation du débit de crue laminée	40
III.8.2. Estimation de la charge au-dessus du déversoir	40

III.9. Etude d'optimisation	43
III.9.1.Calcul du coût approximatif de la digue	43
III.9. 2. calcul de la revanche	44
III.9.3 largeur en crête	44
III.9.4.Calcul des coûts	44
III.9.4.1.Calcul du coût de la digue	44
III.9.4.2. Calcul du coût de l'évacuateur de crues	45
III.9.4.3. Laminage pour un déversoir de largeur $b=12$ mètres	48

Chapitre IV : ETUDE DES VARIANTES

IV. Introduction	50
IV.1. Le choix du site de la retenue.....	50
IV.2. Le choix du type de barrage	50
IV.3. Les variantes à choisir	51
IV.4 .Fixation du choix définitif du type de barrage.....	52
IV.4.1.Etude comparative	52
IV.4.2- Cote en crête du barrage	53
IV.5. Conception de la digue.....	53
IV.5.1.Largeur en crête.....	53
IV.5.3.Pente des talus.....	53
IV.5.4.Volume du corps du barrage	54
IV.5.5.Variantes envisagées.....	54
IV.5.6. Protection des talus.....	54
IV.5.7. Protection de la crête	56
V.5.8. Le noyau pour la deuxième variante.....	57
IV.5.9. Etanchéité de la fondation.....	59
IV.5.10.le drainage du barrage.....	59
IV.6.Evaluation du prix total des différents matériaux.....	60
IV .7 Conclusion.....	61

Chapitre V : ETUDE LA VARIANTE DE LA RETENUE

V. Introduction	62
V.1. Dimensionnement.....	62
V.1.1. la revanche du barrage.....	62
V.1.2. la hauteur du barrage.....	63
V.1.3. largeur en crête.....	64
V.1.4. Pentés des talus.....	64
V.1.6. Etanchéité de la fondation.....	64
V.1.7. les drains.....	65
V.2.1. Organes de drainage et de filtration.....	65
V.3. Dimensionnement de prisme.....	68
V.4. tapis de drainage.....	69
V.4.1. Dimensionnement du drain tapis.....	69
V.4.2. Epaisseur du drain.....	69
V.5. Etude des infiltrations.....	70
V.5.1. Objectif de calcul d'infiltration.....	70
V.5.2. Positionnement de la ligne de saturation.....	70
V.5.3. Calcul du débit de fuite par infiltration.....	72
V.5.4. Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage.....	73
V.6. Etude de stabilité.....	75
V.6.1. Généralité sur la stabilité des barrages (Talus)	75
V.6.2. Stabilité des talus.....	75
V.6.3. Méthode de FELLENIUS.....	75
V.6.4. Conséquences de l'instabilité des talus.....	76
V.6.5. Ordre de calcul (Méthode des tranches)	77
V.6.6. Les caractéristiques géotechniques des sols.....	78
V.6.7. Calcul des forces appliquées à chaque tranche.....	79
V.6.8. Classement des forces.....	79
V.6.9. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement.....	80
V.7. Conclusion.....	82

CHAPITRE VI : ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

INTRODUCTION	84
VI.1. L'évacuateur de crues	84
VI.1.1. Différents types d'évacuateurs de crue	84
VI.1.1.1. Evacuateur de crues en puits	84
VI.1.1.2. Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral	85
VI.1.1.3. Evacuateur de crue latéral à entonnement frontal	85
VI.1.1.4. Evacuateur de crues en siphon	85
VI.1.2. Choix de l'évacuateur de crue	85
VI.1-3- Dimensionnement de l'évacuateur de crue	86
VI.1.3.1. calcul hydraulique des éléments constituant l'évacuateur de crue	86
VI.1.3.2. Hauteurs des murs bajoyers	95
VI.2 Ouvrage de vidange	96
VI.2.1. Calcul hydraulique	96
VI.3 La prise d'eau	98
CONCLUSION	99

CHAPITRE VII : ORGANISATION DU CHANTIER

VII. Introduction	100
VII.1 .Organisation technique de préparation.....	100
VII .2 . Travaux de réalisation	101
VII. 2.1. Travaux de terrassements	101
VII. 2.2. Travaux d'excavations	101
VII.2.3. Travaux sur la digue	101
VII.2.4. Travaux secondaires	102
.VII.3.Réalisation du barrage en terre	102
VII.3.1. Les moyens de chantier	102
VII.4. La succession des opérations de chantier	103
VII.5. Mode d'exécution des travaux	104
VII.5.1. Travaux préparatoires	104

VII.5.2. Exécution des ouvrages	105
VII.6. La planification des travaux	107
VII.7. Devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes	107
VII.8.1 Détermination des délais des travaux	108
VII.9. Détermination des chemins critiques par la méthode de Tableau	110
VII.10. Conclusion	112

CHAPITRE VIII : PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL

VIII. Introduction	113
VIII.1. Conditions dangereuses dans le chantier	113
VIII.2. Actions dangereuses	114
VIII.3. Mesures préventives	114
VIII.4. Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation	114
VIII .5. Conclusion	116

CONCLUSION GENERALE

LA LISTE DES TABLEAUX

Tableau.II.1: Coefficients d'accélération du séisme	7
Tableau II.2: Caractéristiques géotechniques du site	10
Tableau II.3: Résultats d'essais géotechnique	10
Tableau III.1 : Caractéristiques géométriques du bassin versant	13
Tableau III.2 : caractéristique de forme.	13
Tableau III.3: Surfaces par tranche d'altitudes	14
Tableau III.4 : Caractéristiques hydrographiques du bassin versant.	15
Tableau III.5 : Caractéristique de l'écoulement.	16
Tableau III.6: Coordonnées de la station Météorologique (2013)	17
Tableau III.7: Répartition mensuelle de l'évaporation	18
Tableau III.08: Répartition mensuelle des températures moyennes en °C	18
Tableau III.9: Répartition mensuelle de l'humidité relative	19
Tableau III.10: Variation de vent	19
Tableau III.11: Station pluviométrique.	20
Tableau III.12: Répartition mensuelle de la pluie annuelle	20
Tableau III.13: Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL	22
Tableau III.14: Récapitulatif des résultats	23
Tableau III.15: Résultat de l'ajustement a loi log normal	23
Tableau III.16: Récapitulatif des résultats	24

Tableau III.17: les précipitations des différents fréquence.	25
Tableau III.18 : l'Apport moyenne interannuelle.	26
Tableau III.19: Tableau récapitulatif des caractéristiques de l'écoulement.	26
Tableau III.20 : récapitulatif des résultats des coefficients des variantes.	27
Tableau III.21 : l'Apport fréquentielle	28
Tableau III.22: Répartition mensuelle des apports	28
Tableau III.23 : Calcul du volume mort	29
Tableau III.24: récapitulatif des résultats de la formule Mallet- Gauthier.	30
Tableau III.25 : récapitulatif des résultats de la formule de Sokolovsky.	30
Tableau III.26 : Récapitulatif des résultats de la formule de D'ALEXEEV	31
Tableau III.27 : récapitulatif des résultats de la formule Terraza.	31
Tableau III.28 : récapitulatif des résultats de débit de crue.	32
Tableau III.29: Coefficient de forme de l'hydrogramme de crue δ .	33
Tableau III.31: Catégories des dommages résultant des crues.	34
Tableau III.32: Crues de projet recommandé.	35
Tableau III.33: Répartition mensuelle de la consommation des eaux d'irrigation	36
Tableau III.37 : Calcul de volume utile sans tenir compte des pertes	36
Tableau III.38: valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologique.	38
Tableau III.41: Données initiales.	41
Tableau III.42: 1 ère étape de calcule.	42

Tableau III.43: 2 ème étape de calcul.	42
Tableau III.44: 3 ème étape de calcul.	42
Tableau III.45: récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.	43
Tableau III.46: Détermination de la hauteur de la revanche.	44
Tableau III.47 : Formules utilisées pour le calcul de la largeur en crête.	44
Tableau III.49: coût de la digue.	45
Tableau III.50: coût de déversoir.	46
Tableau III.51: coût de coursier.	47
Tableau III.52: coût totale du barrage.	47
Tableau III.53: Volumes et débit déversant	48
Tableau III.54: Le calcul du laminage	49
Tableau III.55: les caractéristiques du barrage.	49
Tableau IV.1 : Valeurs indicatives des pentes des talus.	53
Tableau .IV.2:Les valeurs du coefficient C	54
Tableau .IV.3:L'épaisseur min de la couche d'enrochement	55
Tableau IV.4 : Valeur de Iadm en fonction du type d'ouvrage.	56
Tableau IV.5: Coût de la digue (1ère variante) :	59
Tableau IV.6: Coût de la digue (2ème variante) :	59
Tableau IV.7: Coût de la digue (3ème variante) :	60
Tableau .V.1: épaisseur minimal de drain (Gérard DEGOUTTE ,1997)	69
Tableau V.2: Coordonnées de la parabole de KOZENY :	71

Tableau .V.3: Classification des barrages :	73
Tableau .V.4: Gradient admissible à travers le remblai terreux	73
Tableau .V.5: Gradient admissible pour les fondations d'un remblai :	74
Tableau .V.6: Détermination de coefficient de sécurité	74
Tableau .V.7: Coefficient de stabilité admissible des talus.	78
Tableau .V.8: les différentes valeurs de K1 ET K2	78
Tableau .V.9: Caractéristique géotechnique :	79
Tableau .V.12: Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement	82
Tableau VI.1: Coordonnées de la nappe déversante.	88
Tableau VI.2:les données de départ	92
Tableau VI.3: Ligne d'eau à pas d'espace de 10m.	92
Tableau VII.1 : devis estimatif de la digue	107
Tableau VII.2 : devis estimatif de l'évacuateur de crue	108
Tableau VII.3 : vidange de fond et prise d'eau:	108
Tableau .VII.4 : Symboles des opérations	108
Tableau .VII.2 : Détermination des chemins critiques	110
Tableau VIII.1 : Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation	115

LA LISTE DES PLANCHES

Planche N°01 : Vue en plan de l'aménagement sur oued lehouissi (w.bordj bou arreridj).

Planche N°02 : Coupes types de la digue pour les trois variantes

Planche N°03 : schémas de calcul de stabilité de la digue .

Planche N°04 : profil en long de l'évacuateur des crues de la digue d'une retenue collinaire sur oued lehouissi (w.bordj bou arreridj).

Planche N°05 : Planning de travaux d'exécution d'une retenue collinaire sur oued lehouissi (w.bordj bou arreridj).

LA LISTE DES FIGURE

Figurer. I.1 : Plan de situation du site de la retenue	2
Figure.II.1:Extrait de la carte géologique de BOU SELLAM au niveau de la zone d'étude	5
Figure II. 3 : Carte de zonage sismique de territoire nationale	6
Figure.III.1 : Délimitation du bassin versant de l'Oued kahoua	13
Figure III.2 : Courbe hypsométrique.	15
Figure III.3: Classification de schum	16
Figure III.4: répartition mensuelle de l'évaporation.	18
Figure III. 5: Répartition mensuelle de la température	19
Figure III.6: Valeurs moyennes mensuelles et annuelles des vents	20
Figure III.7.répartition des pluies mensuelle moyenne	21
FIGURE.III.8.Ajustement a une loi de GUMBEL	23
Figure III.9 Ajustement a une loi de log normal	24
Figure.III.11 : courbes des intensités durées fréquence	26
Figure. III .12: répartition mensuelle des apports.	28
Figure.III.13: Hydrogrammes des crues pour déférentes périodes de retour	34
Figure.III.17: variation des déférents couts en fonction de largeur de déversoir	48
Figure.III.18: courbes des débits déversant	48
Figure . V .1 : Les Infiltration à Travers le Barrage	72
Figure V.2 Forces exercées par une tranche de sol instable sur le cercle de glissement .	78
Figure.VI.1.PROFIL DE DEVERSOIR	88
Figure.VI. 3.laligne d'eau dans la coursier	93
Figure. VII.1 : RESEAU A NŒUDS	110
Figure VII.2:diagramme de gant	112

INTRODUCTION GENERALE

L'eau est une source rare et précieuse, indispensable pour tout développement que ce soit sur le plan économique ou social, elle est la source de la vie, sa demande est en croissance permanente

Cette perspective rentre aussi dans le cadre du développement agricole qui a été basé dans les années précédentes sur l'irrégularité des pluies et qui aujourd'hui demande la mobilisation des volumes d'eau en rapport avec les besoins des superficies irriguées à une échelle locale.

L'étude d'exécution de la retenue collinaire sur oued lehouissi (w. Bordj Bou Arreridj) aura à examiner la possibilité technique d'édifier une digue en fonction des conditions climatiques, topographiques, hydrologiques, géologiques et géotechniques existantes.

Outre le choix du type d'ouvrage et de son dimensionnement, des ouvrages annexes assureront un fonctionnement normal et une bonne sécurité de l'ouvrage.

CHAPITRE I

ETUDE TOPOGRAPHIQUE

I. INTRODUCTION

Pour la réalisation d'une retenue collinaire, il est nécessaire avant tout de bien examiner les objectifs qui en découlent pour les caractéristiques de l'ouvrage à concevoir et son implantation, en tenant compte sur la bonne connaissance des conditions géologiques, géotechniques et hydrologiques du site.

L'étude nous impose plusieurs variantes de choix des axes de l'implantation du barrage, qu'on devra choisir la meilleure solution de point de vue économique et technique.

I.1. Condition de choix du site d'un barrage

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

- Garantir la quantité d'eau qui sera piégée dans la retenue ;
- Bonne géologie pour l'emplacement du barrage et de la retenue ;
- Un resserrement de la gorge liant les deux rives, soit une vallée étroite, d'où le volume du barrage sera minimum.
- Choisir l'emplacement rapproché et facile des zones d'accès existantes, afin d'éviter

La création d'autres voies pour les engins et la main d'œuvre.

- Un site convenable à l'emplacement des ouvrages annexes.
- Eviter des fortes pentes pour satisfaire la capacité de la retenue et surtout la respecter.
- L'axe de la retenue, comme verrou topographique majeur, délimitera à l'aval, une retenue qui sera entièrement contenue dans la large vallée creusée par l'érosion fluviale, Cet encaissement et la faible pente de l'Oued donnera ainsi une extension plus linéaire que latérale des aires futurement inondables, Ce qui est avantageux.

I.2. Choix de l'axe du barrage

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

La zone d'étude représente du point de vue structurale une région des haut plateaux faisant partie de l'ensemble des plateaux de Sétif, dominée principalement par des vallées et une série des collines et des croupes définie par des versants de pentes assez faibles.

Le relief est relativement de moyenne raideur jusqu'à plate dans l'ensemble, les terrains en pente faible constituent la majorité des terres et apparaissent principalement au niveau du lit des oueds et des affluents.

Le site de la retenue collinaire et celui du bassin versant sont identifié sur la carte d'État-major Setif NJ-31-VI-7 ouest à l'échelle 1/50000 et dont les coordonnées du Projection L'Amberet Fuseau 31 de l'axe est les suivants :

X = 718.5 km

Y = 325.219 km

Z = 818m

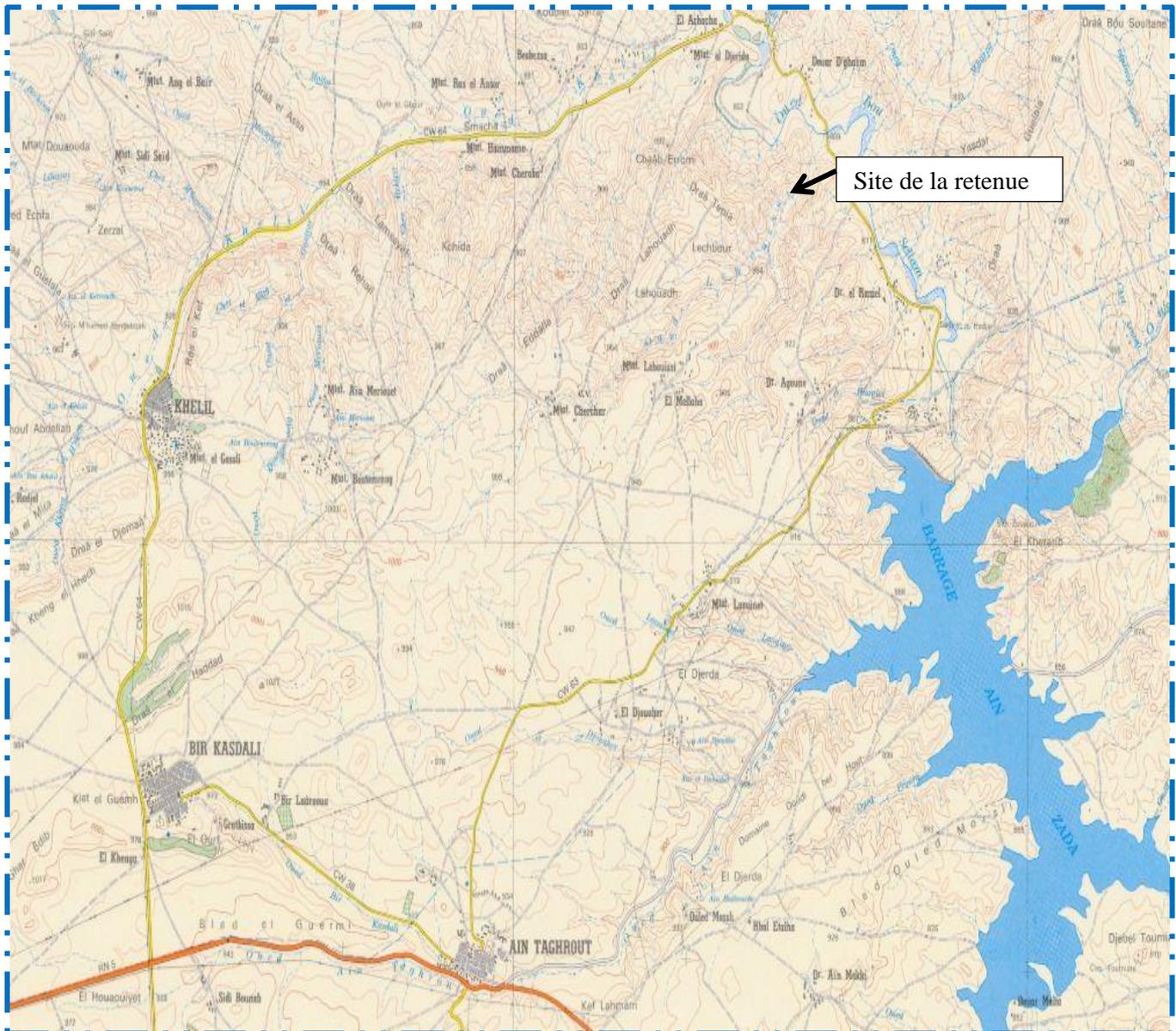


Figure 14 : Localisation de la zone d'étude sur la carte d'Etat-major a 1/50000

I.3. Situation géographique

Le site de la retenue collinaire se situe sur l'Oued LEHOUISSI dans la commune d'AIN TAGHROUT, qu'elle est limitée administrativement comme suit :

- Au Nord-Ouest : commune de Khellil ;
- Au Sud : commune de Tixter; Au Sud-Ouest : Commune de Ain Tassera
- A l'Ouest : commune de Bir Kasd Ali;
- A l'Est : commune de Ain Arnet (Wilaya de Sétif).
- Au nord la commune de Beni-Oussine (wilaya de Sétif)
- Au Sud Est la commune Mezloug (Wilaya de Sétif)
- A l'Est la commune Ain Arnat (Wilaya de Sétif)



Figurer. I.1 : Plan de situation du site de la retenue

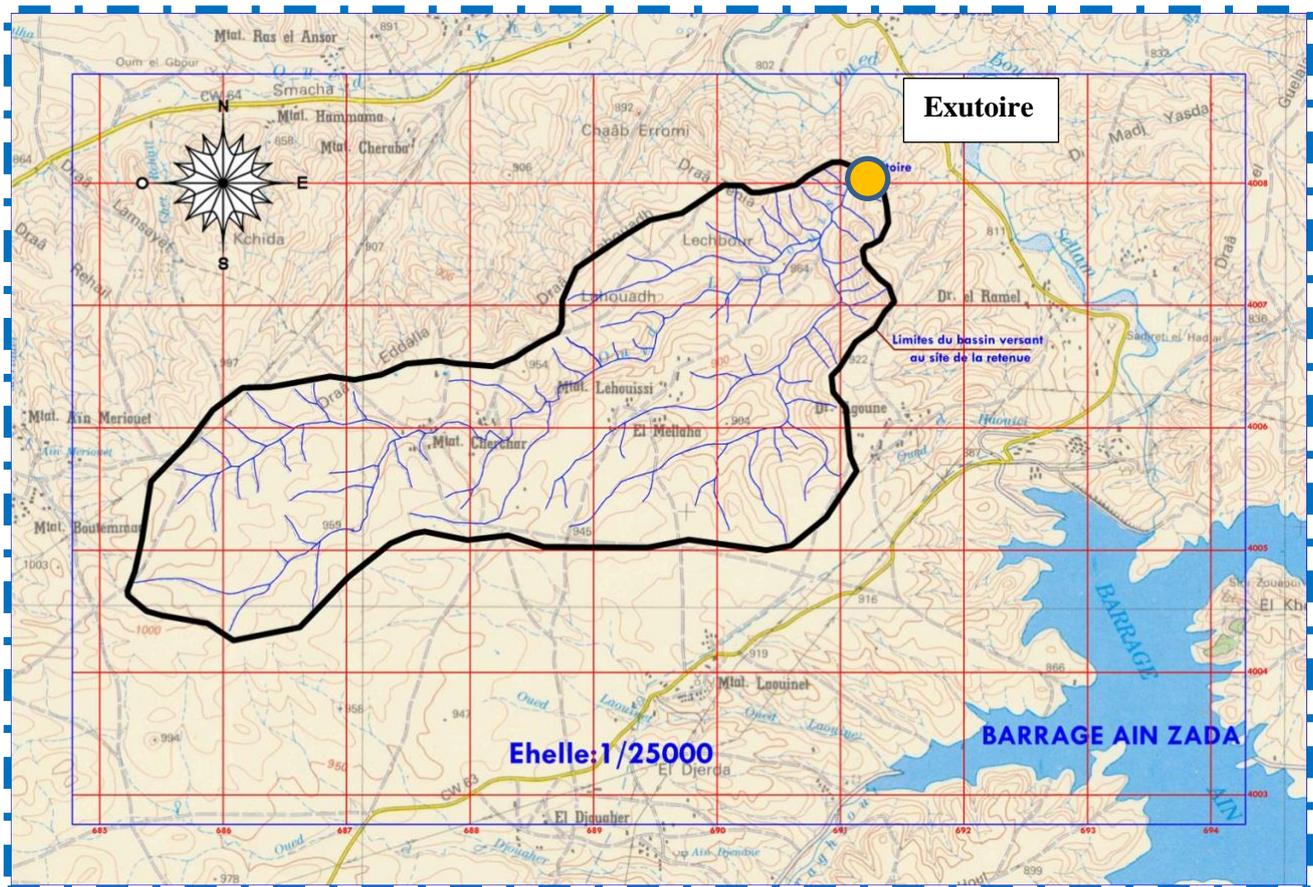


Figure 6 : Bassin versant au site de la retenue sur oued LEHOUISSI

Les altitudes dans la région oscillent entre 818m NGA et 1010 m NGA avec une altitude moyenne d'environ 914 m NGA.

I.4. Climat

Réputée comme région à climat continental à la porte des Hauts Plateaux du centre du pays, la wilaya de Bourdj Bouarreridj est effectivement caractérisée par la semi-aridité qui affecte la majeure partie de son territoire.

La moyenne des précipitations annuelles sur la dépression centrale tourne autour de 350 à 400 mm. Son climat est chaud et sec en été, froid et pluvieux en hiver.

Les températures varient entre 16°C et 25°C de Mai à Septembre et de 8°C à 11°C de Janvier à Mars.

I.5. Conclusion

D'après la morphologie du site et les paramètres topographique, oued lehouissi peut dans son lit contenir un ouvrage de retenue collinaire.

Chapitre II

Etude géologique et géotechnique

II. Introduction

Les études géologiques et géotechniques établis sur le site de la digue nous permettent de recommander les types des ouvrages les mieux adaptés à implanter en fonction de la nature du sol et de ces caractéristiques, ainsi la disposition en qualités et en quantités des matériaux de construction au voisinage du site.

Dans ce qui suit, seront présentées les principales données de base qui au plan géologique, sont relevées à travers une analyse des données cartographiques disponibles et une reconnaissance visuelle in situ dans l'aire d'étude qui s'étend sur une bonne partie de la vallée successivement seront présentées de manière sommaire.

II.1.Morphologie

De point de vue topographique, le site présente des caractéristiques favorables pour l'aménagement d'une retenue d'eau. L'emplacement choisi se trouve dans un replat de Oued El houici où la largeur de ce dernier est plus ou moins étroite.

La cuvette a des profils a pentes faibles, et ce situe dans un resserrement dont les contreforts marno-calcaires constituent des appuis idéal pour un tel type d'ouvrage. De plus, la cuvette par le plan d'eau et l'assise de la digue présentent de bonnes condition de fondation.

II.2.Stratigraphie

La série stratigraphique de la zone d'étude englobe des terrains appartenant au Quaternaire, au Tertiaire (Miocène) et secondaire (Trias, Crétacé) est présenté dans la figure II.1.

Cet extrait est présenté en annexes à l'échelle 1/25000.



Figure.II.1:Extrait de la carte géologique de BOU SELLEM au niveau de la zone d'étude

Les trois domaines structuraux majeurs apparaissent sur la feuille de Oued Boussellam sont :

Le domaine des flyschs kabyles qui est le siège au Crétacé et à l'Eocène d'une sédimentation détritique de type flyschs.

Le domaine tellien où à un Crétacé inférieur pélitico-gréseux et marneux succède une sédimentation essentiellement marneuse et marno-calcaire jusqu'à la fin de l'Eocène.

Le domaine de la plate -forme sud -sétifienne qui est le siège d'une sédimentation surtout carbonatée au Crétacé inférieur et très réduite sinon absente au SénonienLa région de KHELLIL près de l'oued LEHOUISSI affleure sur le bord sud de la feuille ou l'on rencontre :

L'unité supérieure à matériel Eocène est constituée d'une seule lame en série normale. Une disharmonie notable se développe localement sous la barre des calcaires à silex. Dans la partie Est de la feuille, notamment le long de l'Oued Boussellam cette unité se réduit presque au calcaire à silex de l'Yprésien-Luétien inférieur, des plis couchés vers le Sud s'y présentent fréquemment accompagnés d'une schistosité de plan axial très nette.

Les analyses par diffractomètre X ne révèlent pourtant pas de transformation sensible des minéraux argileux.

L'unité inférieure à matériel Eocène n'est visible que dans le coin sud-ouest de la feuille à la valeur de l'anticlinal posthume des ouledhanech et aussi sur le bord sud près de KHELLIL. Le faciès de l'Eocène riche en débris indique que cette unité peut représenter la couverture décollée d'une partie de la nappe de Djemila sous-jacente et par ailleurs dépourvus d'Eocène plus au nord sur de vastes surfaces.

II.3.Sismicite de la région

II.3.1.Classification des zones sismiques

En fonction de l'intensité sismique, l'Algérie est décomposée en quatre zones sismiques.

- ✓ Zone 0- Sismicité négligeable
- ✓ Zone I - Faible sismicité
- ✓ Zone II -a- Moyenne sismicité
- ✓ Zone II -b- Moyenne à forte sismicité
- ✓ Zone III - Forte sismicité

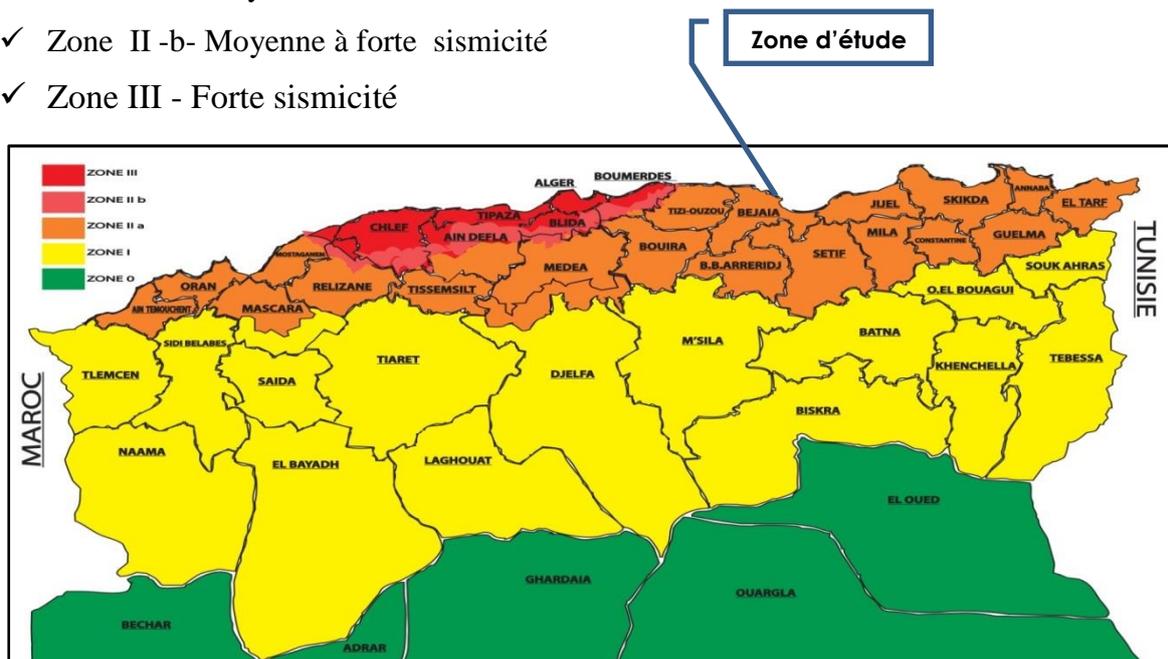


Figure II. 2 : Carte de zonage sismique de territoire nationale selon R.P.A 99 modifié en 2003

D'après le microzonage de R.P.A.99, notre site appartient à la zone II.a.

II.3.2. Coefficient d'accélération de la zone d'étude

Le tableau II.1 présentés ci-après, représente les coefficients d'accélération du séisme selon la zone qu'on doit utiliser dans les différents calculs de toutes sortes d'ouvrages. Le coefficient d'accélération à adopter pour notre ouvrage correspond à 0,2.

Tableau.II.1: Coefficients d'accélération du séisme.

Groupe	Zone I	Zone II-a	Zone II-b	Zone III	Classification des ouvrages selon leur importance
1A	0.15	0.25	0.30	0.40	Ouvrages d'importance vitale
1B	0.12	0.20	0.25	0.30	Ouvrages de grande importance
2	0.10	0.15	0.20	0.25	Ouvrages courants
3	0.07	0.10	0.14	0.18	Ouvrages de faible importance

II.4. Considérations géotechniques

II.4.1. Conditions générales de fondation

L'analyse des critères techniques de faisabilité d'une retenue sur Oued lehouissi appelle dès à présent le respect des considérations géologiques et dispositions constructives suivantes :

- L'ouvrage sera fondé sur un substratum sain, à dénuder par l'élimination du recouvrement alluvial et colluvial des berges et du fond de l'Oued.
- Le degré d'étanchéité de cette assise de base sera étudié avant de préconiser si nécessaire, une parafouille destinée au raccordement du corps de la digue.
- Les conditions de portance du sol (ou des sols) de fondation seront étudiées en phase d'exécution : le type de raccordement aux berges sera fonction de la consistance des roches en place, de leurs homogénéité, à même de retenir le meilleur mode d'excavation.
- D'un point de vue hydrogéologique, la nappe alluviale est très peu développée, dans la cuvette de l'Oued lehouissi.

Les marnes étant théoriquement étanches, elles seront retenues comme assise de base de l'ouvrage , la géométrie de ce substratum devra être précisée par les investigations au site de la digue.

En effet, l'étude d'exécution s'en appuiera pour concevoir la continuité de la clé d'ancrage et toute autre disposition technique indispensable à la bonne 'exécution des travaux et la sécurité de l'ouvrage.

II.4.2. Matériaux locaux de construction**II.4.2.1. Recherche et présentation des zones d'emprunt potentielles**

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

II.4.2.2. Enrochements

Au voisinage du site on ne reconnaît pas de zone d'emprunt de pierres ou autre enrochement en quantité importante. Les marnes des reliefs voisins étant tendres et altérables.

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

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

Comme zone d'emprunt intéressante en enrochement hétérogène, on citera les vastes dépôts colluvionnaires, en rive droite de l'Oued et en l'aval du site. La préservation des terres agricoles reste néanmoins nécessaire.

II.4.2.3. Matériaux fins argileux

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

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

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

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

Il s'agit d'importantes carrières potentielles, aisément accessibles, pour l'obtention de toute quantité susceptible d'être utilisée lors de la réalisation.

II.5. Programme de travaux de reconnaissance

II.5.1. programme des essais in situ

Le programme de reconnaissance arrêté par le maître de l'ouvrage est comme suite :

- Trois (03) sondages carottés permettant de :
 - procéder au relevé des coupes géologiques des sols en place.
 - prélèvement en continu d'échantillons de sols intacts
 - Analyser en laboratoire les sols situés en profondeur.
 - Procéder à la mesure du niveau d'eau dans le sol.
- Un (01) Essai Lefranc : essai d'eau pour mesurer le coefficient de perméabilité locale de sol.

II.5.2. Essais et analyses de laboratoire:

Ces essais ont été faits pour les sols de fondation et les appuis du barrage.

b. Matériaux argileux :

- Analyse granulométrique.
- Analyse sédimentométrique.
- Teneur en eau naturelle.
- Degré de saturation
- Essais Proctor normal ou modifié.
- Limites d'Atterberg et indice de plasticité.
- Analyse chimique : détermination de la teneur en matière organique.
- Poids spécifiques et densités ; $\gamma_s, \gamma_d, \gamma_h$
- Essais de cisaillement rectiligne: définition de **C** et ϕ .
- Essais de compression triaxiale ; définition de **Cu- Cd**.
- Essais de compressibilité à l'oedomètre et calcul de perméabilité.

Les résultats d'essais sont présentés dans les tableaux II.2 et II.3

Tableau II.2: Caractéristiques géotechniques du site

N° Puits		Fondation de la retenue			Zone d'emprunt		
		Sc1	Sc2	Sc3	K1	K2	K3
Profondeur [m]		6.50-7.0	5.0-5.30	6.00-6.20	2.10	1.80	2.80
Teneur en eau naturelle W _n %		-	-	-	13.94	20.24	-
Masse volume Seche (γ _d)[t/m ³]		1.85	1.8	1.91	1.70	1.54	-
Degré de saturation (Sr) [%]		-	-	-	64.67	72.59	-
Masse volumique humide (γ _h)[t/m ³]		-	-	-	1.95	1.86	-
Granulométrie en % du tamisât	< 2mm	100	-	-	100	100	100
	<80 μ	95	-	-	97	94	97
	<60 μ	80	-	-	90	87	66
	<2 μ	12	-	-	20	27	25
Limites d'ATTERBERG	W _l %	58.34	-	-	44.16	51.34	-
	W _p %	29.22	-	-	22.95	29.22	-
	I _p	29.12	-	-	21.21	26.12	-
Lefranc	K m/s	-	1.8*10 ⁻⁶	-	-	-	-
Cisaillement	C _{uu} (bars)	-	-	-	-	-	0.30
	Φ _{uu} (bars)	-	-	-	-	-	24
oedomètre	K (cm/s)	-	-	-	2.1*10 ⁻⁷	1.14*10 ⁻⁷	-
	C (bars)	-	-	-	0.008	0.021	0.033
Proctor	W _{opt} [%]	-	-	-	13.3	14.5	13.5
	γ _d ^{max} [t/m ³]	-	-	-	1.70	1.70	1.72
Analyses chimiques	Insolubles	38.23	41.71	20.5	54.96	45.63	40.37
	CaCo ₃	54	56	78	47	48	52
	So ₄ - -	Néant	Néant	Néant	Néant	Néant	Néant
Matières organiques %		-	-	-	1.21	0.987	1.107

Tableau II.3: Résultats d'essais géotechnique

Paramètres	unité	Argile(digue)	fondation
φ°	degré	23.75	25.6
C	t/m3	4	1.4
γ_{sat}	t/m3	1.95	2.1
γ_d	t/m3	1.74	1.8

II.6. Conclusion :

Les matériaux argileux colluvionnaires nécessaires à l'étanchéité et la recharge de la digue, seront exploités de la zone d'emprunt située dans la cuvette et ces alentours.

Après l'analyse de toutes les données géotechnique de terrain et de laboratoire, effectuées sur les différents faciès évoqués ci-dessus, que ce soit au droit du site de la retenue collinaire Oued houissi (Assise de la fondation de la digue et ses ouvrages annexes) ou au niveau de la cuvette et ses proximités (zones d'emprunt pour la construction du barrage collinaire), on peut faire les conclusions et les recommandations suivantes :

L'étanchéité de l'assiette de la retenue collinaire est assurée par les argiles et la marne pratiquement imperméable. Les deux parements amont et aval de la digue seront fondés au fond de la vallée dans les argiles brunes colluvionnaires et les alluvions récentes et actuelles après décapage de la couche végétale et dans le substratum marneux après décapage de sa surface altérée. Donc le site d'étude est favorable pour la construction de la retenue collinaire.

CHAPITRE III

Etude hydrologique

III. Introduction

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

L'objectif de cette étude est de définir les paramètres hydrologiques de l'Oued sur lequel sera implantée la future retenue collinaire. Elle concerne plus particulièrement l'évaluation des déterminées ci-après.

III.1. Collecte des données hydrométéorologiques

Les précipitations moyennes interannuelles représentent les caractéristiques climatiques capitales de la localité. Elles sont exprimées sous forme de lame de pluie.

On dispose une série d'observations pluviométriques de la station de BIR KASDALI identifiée sous le numéro de code suivant 150707 codes ANRH.

III.2. Caractéristiques morphologiques du bassin versant

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

Les principaux paramètres morphométriques qui agissent sur la variation du régime hydraulique sont :

- Le profil en long
- La densité de drainage
- Les rapports de confluence et de longueur.

Le bassin versant, appelé aussi bassin de drainage d'un oued, en un point donné de son cours, est l'aire limitée par le contour à l'intérieur duquel l'eau précipitée se dirige vers ce point de l'oued.

La définition topographique d'un bassin versant fait passer ses limites par la ligne des crêtes.

Le bassin versant a une fonction de collecteur; il recueille les pluies et les transforme en écoulement à l'exutoire.

Le site de la retenue collinaire et celui du bassin versant sont identifié sur l'assemblage des cartes d'État-major SITIF NJ -31- VI- 7 ouest à l'échelle 1/50000 et dont les coordonnées l'Ambert de l'axe sont.

$$X = 718.5 \text{ km} \qquad Y = 325.219 \text{ km} \qquad Z (\text{NGA}) = 818 \text{ m}$$

Le bassin versant objet de cette étude, ou «bassin versant de l'Oued LEHOUISSI» est situé dans la commune de AIN TAGHROUT

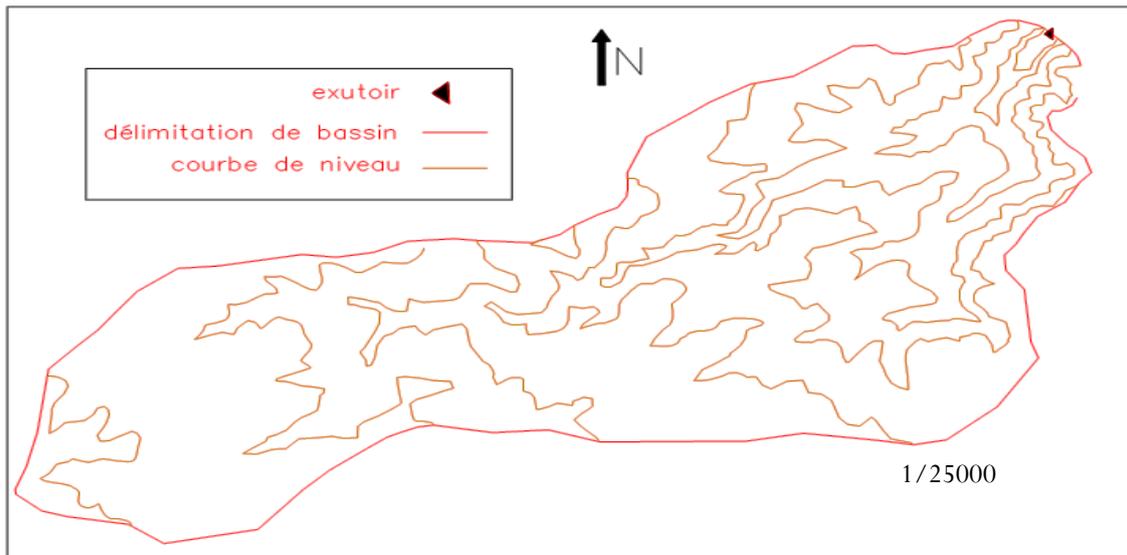


Figure.III.1 : Délimitation du bassin versant de l’Oued kahoua

III.2.1. Paramètres géométriques

Elles sont calculées à l’aide d’AUTO-CAD et mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau III.1 : Caractéristiques géométriques du bassin versant

Caractéristiques	Valeur	Unités
Surface	12.07	Km ²
Périmètre	17.41	Km
Le cours d’eau principale	0.7	Km

III.2.2. Paramètres de forme

Tableau III.2 : Caractéristique de forme.

Caractéristiques	Formule	valeur	remarque
Indice de compacité (Gravelius)	$K_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}}$	1.4	Bassin allongé
Coefficient d’allongement	$K_a = L^2 / S$	0.04	/
Rectangle équivalent	Longueur L $L = K_c \frac{\sqrt{S}}{1.128} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c} \right)^2} \right]$	6.95	km
	Largeur l $l = K_c \frac{\sqrt{S}}{1.128} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c} \right)^2} \right]$	1.74	km

Avec : P : périmètre en Km, S : surface en Km²,

L : longueur de la cours d'eau principale en Km.

III.1.2. Relief

Les courbes hypsométriques sont d'une grande importance dans l'étude du relief d'un bassin versant. Sur un graphique, on porte en ordonnée l'altitude et en abscisse la surface souvent exprimée en %.

Les surfaces partielles par tranche d'altitude sont données dans le tableau III.3. La courbe hypsométrique est donnée par la figure III.2.

Tableau III.3: Surfaces par tranche d'altitudes

Altitude (H _i) (m)	Altitude moyen H _i -H _{i-1} (m)	Surfaces partielles (S) (km ²)	Surfaces partielles (S) (%)	Surfaces cumulées (km ²)	Surfaces cumulées (%)
818-820	2	0.0317	0.26	0.0317	0.26
820-840	20	0.2519	2.09	0.2836	2.35
840-860	20	0.4816	3.99	0.7652	6.34
860-880	20	0.9954	8.25	1.7606	14.59
880-900	20	1.6544	13.71	3.415	28.29
900-920	20	1.4861	12.31	4.9011	40.61
920-940	20	2.0101	16.65	6.9112	57.26
940-960	20	1.5357	12.72	8.4469	69.98
960-980	20	1.7306	14.34	10.1775	84.32
980-1000	20	1.5782	13.08	11.7557	97.4
1000-1010	10	0.3143	2.6	12.07	100

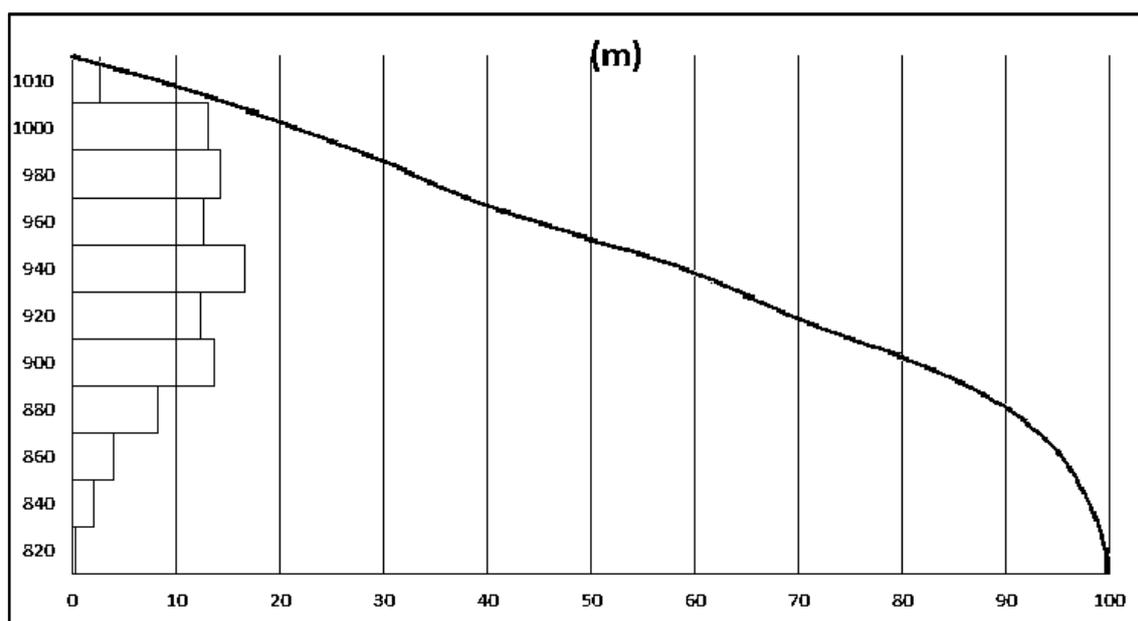


Figure III.2 : Courbe hypsométrique.

Tableau III.4 : Caractéristiques hydrographiques du bassin versant.

Caractéristiques		Formule	Valeur	Unité
Altitude	Maximal H_{\max}	A partir du graphe	1010	m
	Moyenne H_{moy}	$H_{\text{moy}} = \frac{\sum S_i H_i}{S}$	890.5	m
	Médiane H_{med}	A partir du graphe	940	m
	Minimale H_{\min}	/	818	m
Indice de pente globale I_g		$I_g = \frac{D}{L}$	1.97	m/Km
Indice de pente moyenne I_{pm}		$I_{\text{pm}} = \frac{\Delta}{L} = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L}$	2.76	%
Indice de pente de Roche I_p		$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{A_i D_i}$	2,17	%
Dénivelée spécifique		$Ds = I_g \sqrt{S}$	2.23	/

Note :- L : longueur du rectangle équivalent en Km

- $D = H_{5\%} - H_{95\%}$.
- A_i : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives H_i et H_{i+1} .
- $D_i = H_i - H_{i-1}$ (la dénivelle 2 courbes de niveau consécutives H_i et H_{i+1}).

La détermination de la pente Roche I_p est mentionnée dans le tableau III.04. (Annexe II).

Conclusion

- A partir de la deuxième classification de L'O.R.S.T.O.M appliquée à tout bassin quel que soit sa surface, notre Le relief de notre bassin versant est Modéré ($0.01 < I_g < 0.02$)

III.3. Caractéristiques hydrographiques du bassin versant

Le réseau hydrographique avec la classification des différents cours d'eau est représenté dans la Figure III.03

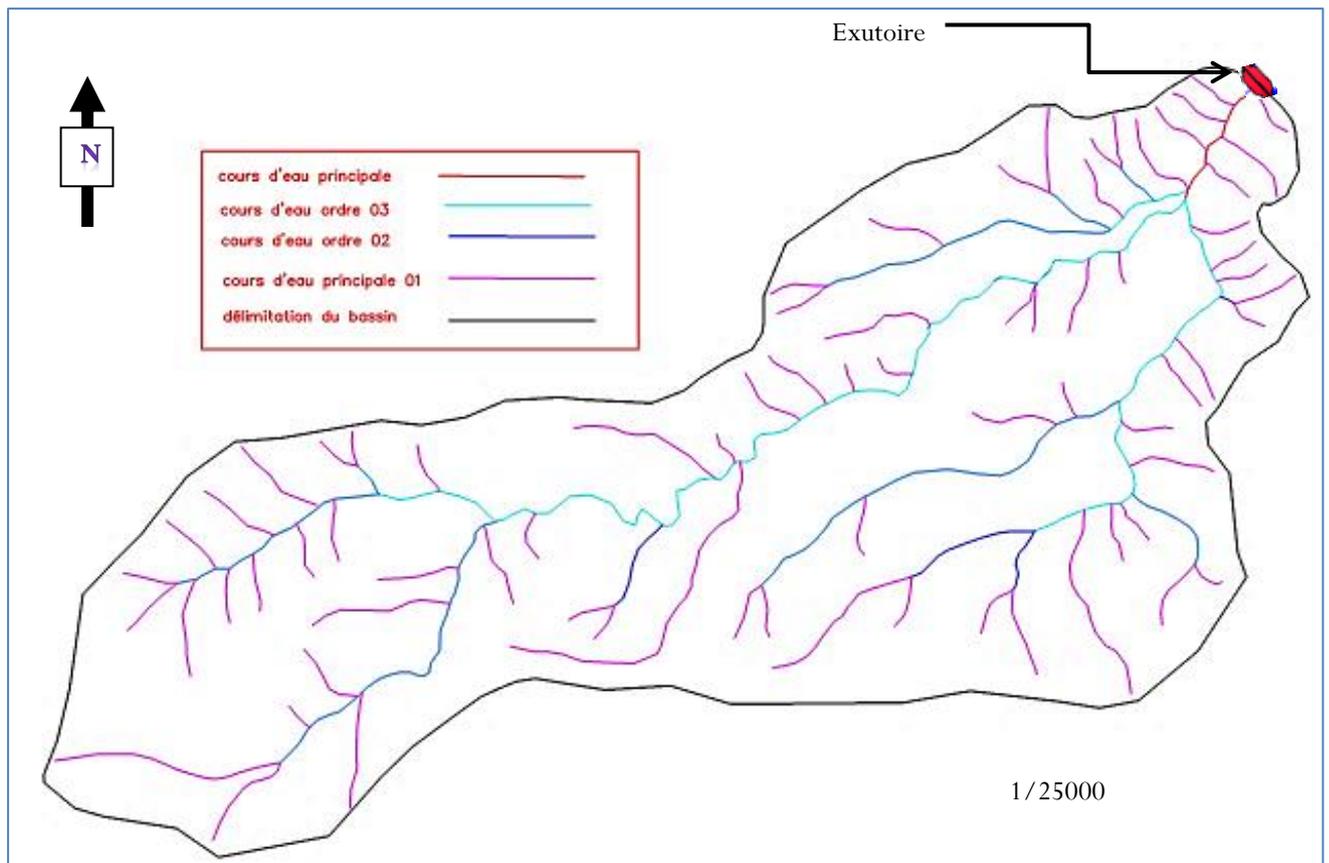


Figure III.3: Classification de schum

Tableau III.5 : Caractéristique de l'écoulement.

caractéristique	formule	valeur	unité	Remarque
Densité de drainage D_d	$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S}$	2.23	km/km ²	/
Densité du thalweg élémentaire F_1	$F_1 = \frac{N_1}{S}$	7.48	1/km ²	/
Coefficient de torrentialité C_t	$C_t = D_d \cdot F_1$	21.47	Km ⁻³	Le chevelu hydrographique est dense=notre bassin est bien drainé
Temps de concentration du bassin versant t_c	$t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_{cp}}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}}$	2.19	heures	T_c est calculé par la formule de Giandotti (1937).
Vitesse de ruissellement V_r	$V_r = \frac{L}{T_c}$	0.32	m/s	/

Avec : S : Superficie du bassin versant en (Km²).

L_{cp} : longueur de cours d'eau principal (Km).

$\sum_{i=1}^n Li = 40.43\text{Km}$: La longueur totale de tous les cours d'eau.

$N_1 = 93$: Nombre de thalwegs d'ordre 1.

H_{moy} : altitude moyenne (m).

H_{min} : altitude minimale (m).

III.4. Caractéristiques climatiques

L'étude climatique, nous renseigne sur la pluviométrie, les températures et les vents. La région est caractérisée par un climat méditerranéen continental à étage bioclimatique semi-aride. La station d'observation météorologique la plus proche se situe à Bordj Bou Arreridj et elle a les coordonnées suivantes :

Tableau III.6: Coordonnées de la station Météorologique (2013)

Coordonnées de la station Météorologique	Code de La station	Longitude	04°,67 E
	15-02-01	Latitude	36°,07 N
		Altitude	1028 m

Source : ANRH de Bordj Bou Arreridj.

III.4.1. Evaporation

L'évaporation est l'une des caractéristiques climatiques les plus importantes dans le cycle hydrologique. Ce phénomène permet l'alimentation en vapeur d'eau de l'atmosphère par les cours d'eau, des lacs ainsi que les végétaux (évapotranspiration), provoqué par le déficit d'humidité dans l'air ambiant.

Tableau III.7: Répartition mensuelle de l'évaporation

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année
Ev (mm)	163	87,9	56,4	34,7	18,7	33,5	75,5	90,4	131	196	263	253	1403

D'après le tableau III.7, on remarque que l'évaporation moyenne annuelle retenue est donc de 1403mm, Elle est minimale durant les mois d'hiver (Janvier et Février), alors qu'elle est maximale pour les mois d'été (Juillet et Août).

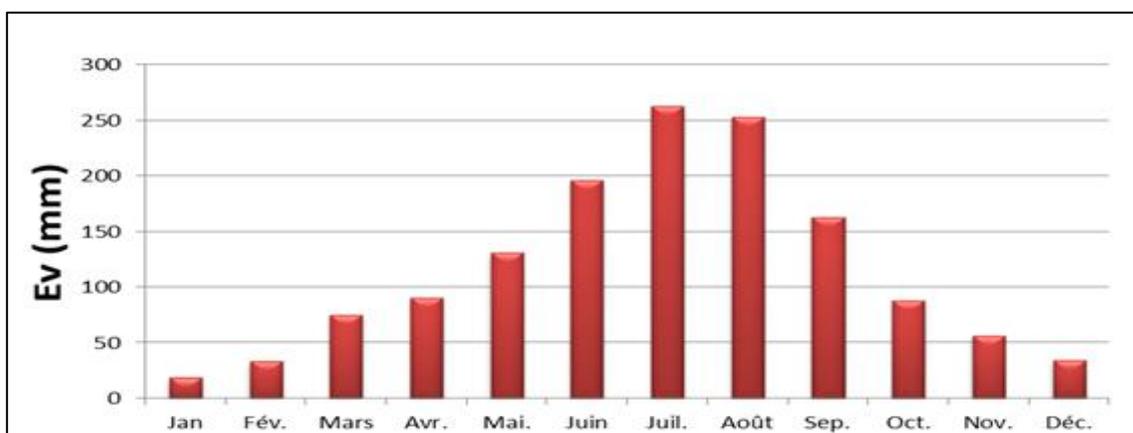


Figure III.4: Répartition mensuelle de l'évaporation.

III.4.2. Température

La température est l'un des principaux facteurs conditionnant le partage des masses d'eaux atmosphériques, elle influe sur l'évaporation ainsi que sur la vapeur d'eau qui alimente les précipitations.

Le régime des températures se caractérise par un été chaud et un hiver relativement froid. La température moyenne de l'air varie de 8 °C à 25 °C.

Tableau III.8: Répartition mensuelle des températures moyennes en °C

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Temp (°C)	8	9	11	13	16	21	25	25	20	16	13	9

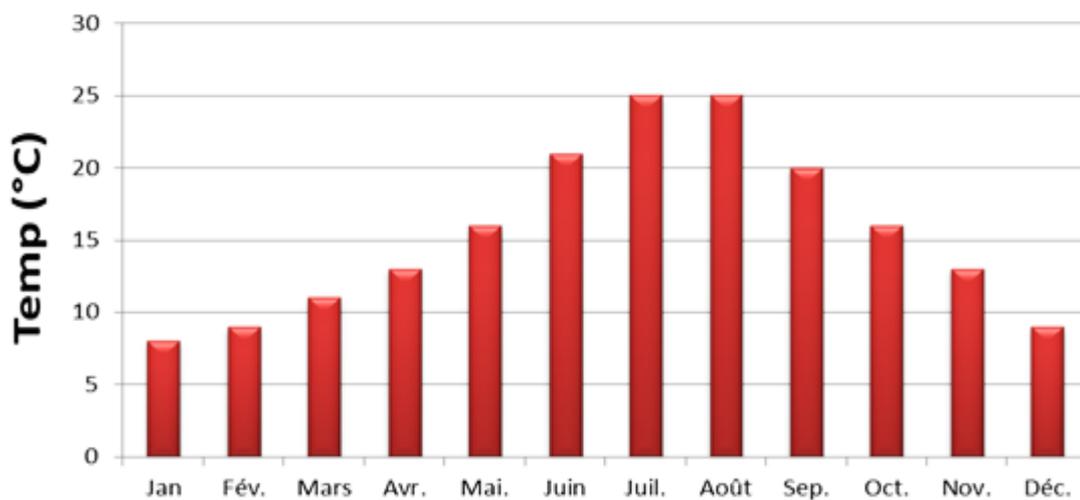


Figure III. 5: Répartition mensuelle de la température

III.4.3. Humidité relative

Elle représente le rapport entre la pression partielle de la vapeur d'eau dans l'air et la pression de saturation à la même température.

Tableau III.9: Répartition mensuelle de l'humidité relative

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moy
H (%)	55	66	75	79	76	76	72	66	61	50	39	41	63

D'après le tableau III.9 l'humidité relative moyenne est de 63%. Elle présente un maximum en Décembre (79 %) et un minimum en Juillet (39 %)

III.4.4. Vitesse de vent

Le tableau III.10, indique les variations de vent concernant les moyennes mensuelles et annuelles.

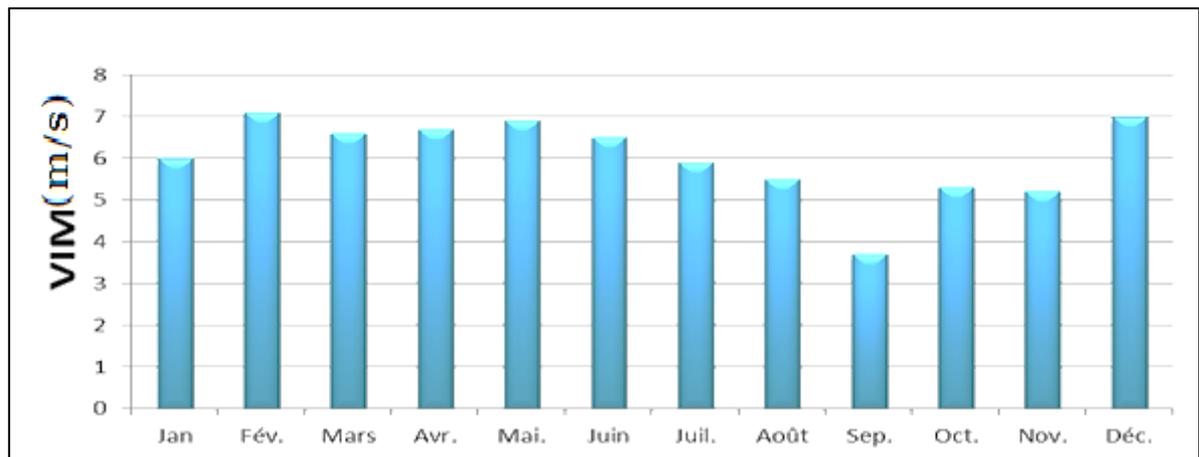
Tableau III.10: Variation de vent

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	MOY
VIM	6	7,1	6,6	6,7	6,9	6,5	5,9	5,5	3,7	5,3	5,2	7	6,2
DIV	SN	SN	SN	SN	ESW	SN	SN	SN	SN	SN	ESW	SN	SN
Fréq	39	32	33	30	27	27	29	38	38	37	45	38	35,1

VIM = Vitesse moyenne du vent en m/s.

DIV = Direction du vent.

Fréq = Fréquence moyenne mensuelle.

**Figure III.6:** Valeurs moyennes mensuelles et annuelles des vents

III.4.5. Pluviométrie

Nous utiliserons les données de précipitations mensuelles et journalières enregistrées au niveau de la station la plus proche de la zone d'étude, comme notre bassin versant est dépourvue de stations pluviométriques, nous utiliserons la station de BIR KASDALI La station disponible au voisinage du bassin et la plus proche du site elle est présentée dans le tableau (III.11)

Tableau III.11: Station pluviométrique.

STATION	CODE	SOURS	Coordonnées			Année de service	N (ans)
			X(km)	Y(km)	Z(m)		
BIR KASDALI	150707	A.N.R.H	709.5	318.4	980	1967-2009	43

Tableau III.12: Répartition mensuelle de la pluie annuelle

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Annuel
Pluviométrie (mm)	38.1	24	41	45	42	36	46	42	39	18	7.5	13	391.6
Pluviométrie (%)	9.73	6.13	10.47	11.49	10.73	9.19	11.75	10.73	9.96	4.60	1.92	3.32	100

Source : ANRH d'Alger

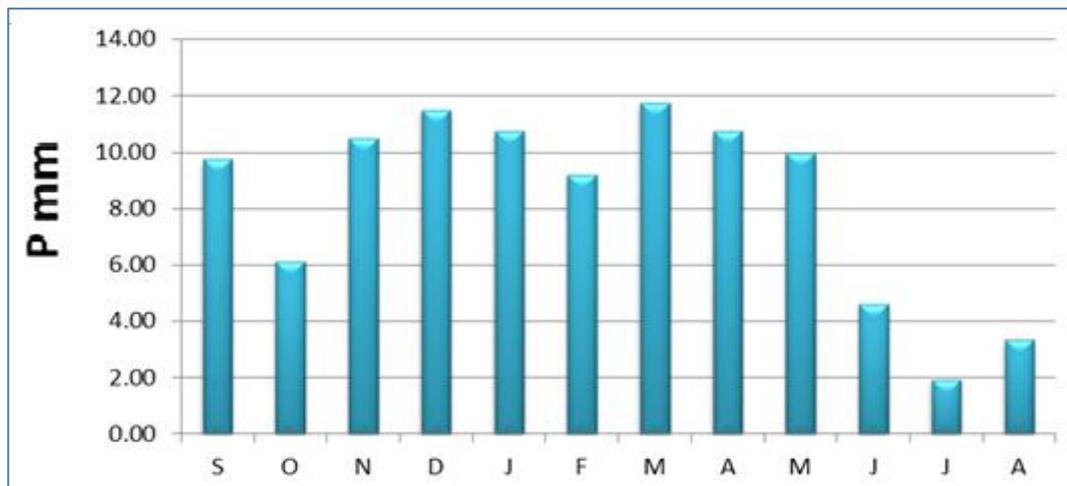


Figure III.7. Répartition des pluies mensuelle moyenne

III.4.5.2. Analyse statistique des pluies maximales journalières

L'estimation des pluies journalières qui est souvent génératrice de crues exceptionnelles ; pour cela il est important d'effectuer un ajustement statistique d'une loi théorique ; à la série d'observations afin de déterminer les précipitations maximales journalières fréquentielles.

Pour notre étude on passe par les étapes suivantes :

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

▪ Choix de la loi d'ajustement

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon, Toute fois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée.

▪ Les lois d'ajustement choisies sont

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

▪ Ajustement des pluies maximales journalières

On a effectué l'ajustement de la série des pluies maximales journalières à la loi de GUMBEL (doublement exponentielle), Galton (log normale) à l'aide de logiciel «HYFRAN », avec une comparaison des graphes des droites de régression obtenues par les deux lois d'ajustement.

❖ Paramètres du logiciel (HYFRAN)

T : Période de retour.

q : Fréquence.

Xt : Pluie maximale journalière correspondante à la période de retour donnée.

-Caractéristiques de la série avec N=43ans

Pmax j (mm)	\bar{b}_x	Cv	Cs	b
39.2	16.2	0.413	1.32	0.35

a. Calcul des paramètres de l'ajustement de la loi de GUMBEL

Les résultats de l'ajustement par la loi de « GUMBEL » sont résumés dans le tableau III.13:

Tableau III.13: Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL

Période de retour (ans)	Probabilité(q)	XT	Ecart type	Intervalle de confiance
1000.0	0.9990	119	14.3	91.1 - 147
100.0	0.9900	89.9	9.69	71.0 - 109
50.0	0.9800	81.1	8.32	64.8 - 97.4
20.0	0.9500	69.4	6.51	56.6 - 82.1
10.0	0.9000	60.3	5.15	50.2 - 70.4
5.0	0.8000	50.8	3.82	43.3 - 58.3

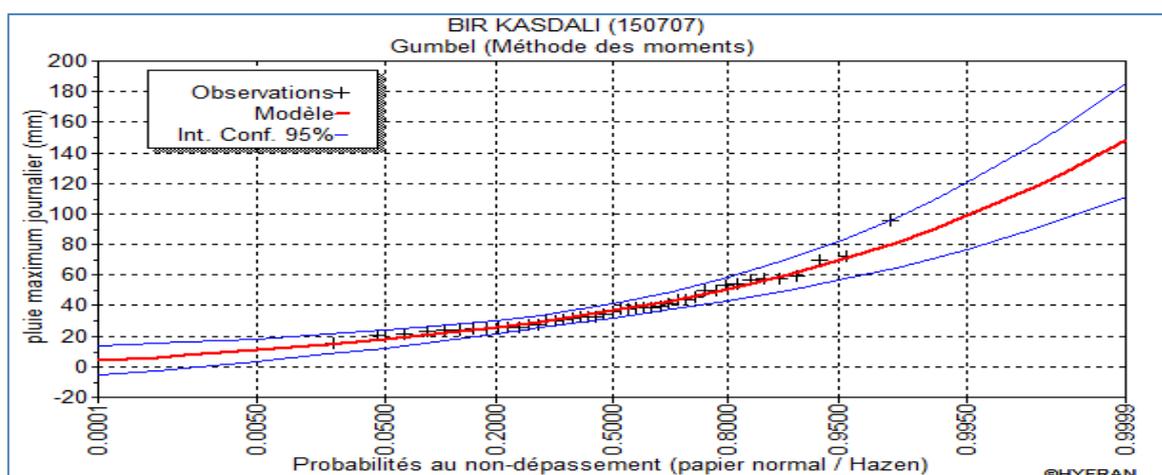


FIGURE.III.8.Ajustement à la loi de GUMBEL

Tableau III.14: Récapitulatif des résultats

	Carac. de la loi	Carac. de l'échantillon
Minimum	Aucun	15
Maximum	Aucun	95.5
Moyenne	39.2	39.2
Ecart-type	16.2	16.2
Médiane	36.5	36.5
Coefficient de variation (Cv)	0.413	0.413
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.14	1.32
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.4	4.66

b. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normale)

Les résultats de l'ajustement par la loi de «GALTON» sont résumés dans le tableau III.15 :

Tableau III.15: Résultat de l'ajustement a loi log normal

Période de retour (ans)	Probabilité(q)	XT	Ecart type	Intervalle de confiance
1000.0	0.9990	120	17.1	86.2 - 153
100.0	0.9900	89.2	10.2	69.2 - 109
50.0	0.9800	80.3	8.40	63.8 - 96.8
20.0	0.9500	68.6	6.23	56.4 - 80.8
10.0	0.9000	59.6	4.76	50.3 - 68.9
5.0	0.8000	50.3	3.45	43.5 - 57.1

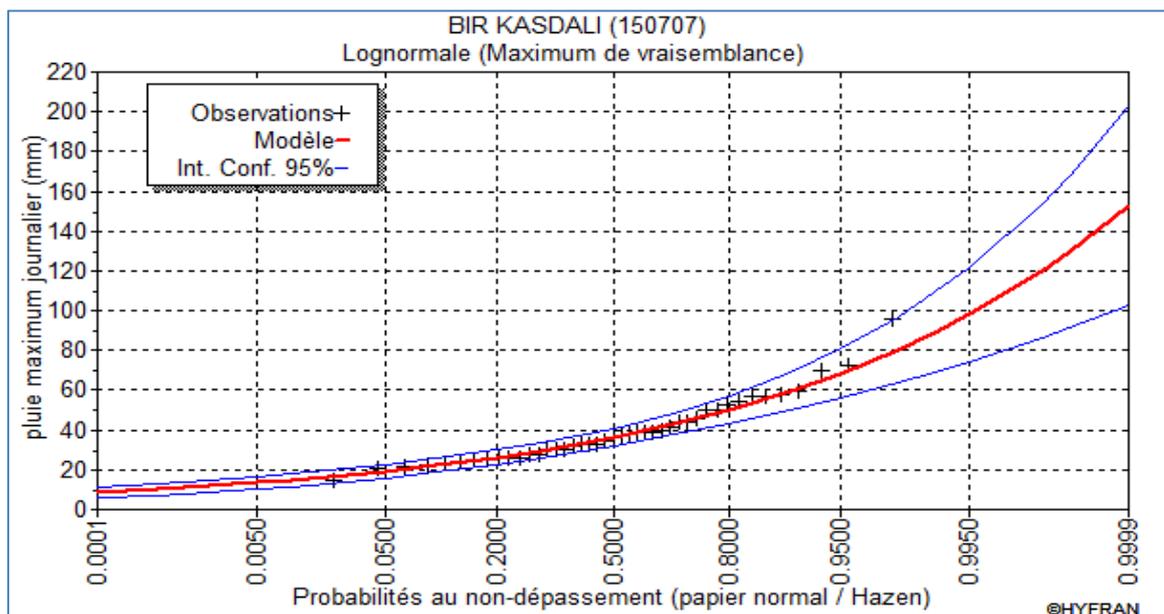


Figure III.9 Ajustement a une loi de log normal

Tableau III.16: Récapitulatif des résultats

	Carac. de la loi	Carac. de l'échantillon
Minimum	0	15
Maximum	Aucun	95.5
Moyenne	39.2	39.2
Ecart-type	15.7	16.2
Médiane	36.4	36.5
Coefficient de variation (Cv)	0.401	0.413
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.27	1.32
Coefficient d'aplatissement (Ck)	5.98	4.66

Conclusion

D'après les graphes d'ajustement Figure. (III.8, III.9), on a remarqué que les deux graphes de GUMBEL et log normal sont très proche mais la série s'ajuste mieux à la loi de log normal .

III.4.5.3. Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences

Le calcul des pluies de courtes durées pour différentes fréquences a été effectuée à l'aide de la relation de Body exprimée par:

$$P_{tc}, p\% = P_{maxj, p\%} \left(\frac{t}{24}\right)^b \dots\dots\dots(III.1)$$

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

$P_{max j p\%}$: Pluie maximale journalière pour une fréquence donnée [mm].

t : Temps [heure].

b : Exposant climatique (d'après la station $b = 0,35$).

L'intensité de pluies est donnée par la formule suivante:

$$I_t = \frac{P_{ct}}{t} \dots\dots\dots(III.2)$$

I_t ; L'intensité de pluies exprime en mm/h

Les résultats de calcul sont exposés dans le tableau III.15:

Tableau III.17: Les précipitations des différentes fréquences.

Fréquence (%)	5		10		20		50		100		1000	
	Pct (mm)	It (mm/h)										
0.5	12.98	25.95	15.37	35.56	17.70	39.62	20.71	43.74	23.01	46.50	30.96	54.00
1	16.54	16.54	19.60	22.64	22.56	24.95	26.40	27.54	29.33	29.30	39.46	34.00
2	21.08	10.54	24.98	14.31	28.75	15.78	33.65	17.41	37.38	18.50	50.29	21.50
3	24.29	8.10	28.78	10.80	33.13	11.90	38.78	13.23	43.08	14.00	57.96	16.30
6	30.96	5.16	36.69	6.92	42.23	7.58	49.43	8.42	54.91	8.95	73.87	10.40
9	35.68	3.96	42.28	5.25	48.67	5.78	56.97	6.39	63.28	6.79	85.13	7.88
12	39.46	3.29	46.76	4.38	53.82	4.83	63.00	5.33	69.98	5.66	94.15	6.58
15	42.67	2.84	50.56	3.70	58.19	4.15	68.12	4.59	75.67	4.87	101.80	5.66
18	45.48	2.53	53.89	3.33	62.03	3.66	72.61	4.05	80.66	4.30	108.51	5.00
21	48.00	2.29	56.88	3.00	65.47	3.32	76.63	3.66	85.13	3.89	114.52	4.52
24	50.30	2.10	59.60	2.77	68.60	3.05	80.30	3.37	89.20	3.58	120.00	4.10

Figure.III.10 : Courbes des pluies à courtes durées (voir annexe A)

Figure.III.11 : courbes des intensités durées fréquence (voir annexe A)

III.5. Evaluation des apports

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

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

III.5.1.1. Apports moyens interannuels

Après des différentes formules empiriques sont utilisées pour le calcul de l'apport moyen annuel A_0 , voilà Les résultats de calcul sont récapitulés dans le Tableau III.18.

Tableau III.18 : l'Apport moyenne interannuelle.

Formule		A_0 (M m ³)	
ANRH	$A_0 = 0,915 \cdot P_{\text{moy}}^{2,684} \cdot S^{0,842}$ [10 ⁶ m ³]	0.60	
TURC	$L_e = P_{\text{moy}} - D$	0.23	
SAMIE	$A_0 = L_e \cdot S$	$L_e = P_{\text{moy}}^2 (293 - 2,2\sqrt{S})$	0.53
Mallet – Gauthier		$L_e = 0,6 \cdot P_{\text{moy}} (1 - 10^{-0,36 \cdot P_{\text{moy}}^2})$	0.34
Deri II	$A_0 = 0,513 \cdot P_{\text{moy}}^{2,684} \cdot D_d^{0,5} \cdot S^{0,842}$ [10 ⁶ m ³]	0.50	

Avec :

P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (m). S : Superficie du bassin versant (Km²).

L_e : Lame d'eau écoulée (mm). D_d : Densité de drainage [km/km²].

Commentaire

D'après le tableau III.18 les résultats différents d'une méthode à une autre. On a Choisit celle qui est la plus commode donc on adopte **A0= 0.50Mm3** donnée par la formule de **Deri II** qui est la plus proche de la moyenne des autres valeurs

III.5.2. Caractéristiques de l'écoulement

Tableau III.19: Tableau récapitulatif des caractéristiques de l'écoulement.

Caractéristiques	formules	Valeurs	Unités
Module de l'écoulement M_e	$M_e = A_0 / T$	15.85	l/s
Module de l'écoulement relatif M_0	$M_0 = M_e / S_{BV}$	1.31	l/s/Km ²
Lame d'eau écoulée	$L_e = A_0 / S_{BV}$	41.4	mm
Coefficient de l'écoulement	$C_e = L_e / P_{\text{moy}}$	0.11	/

Avec:

A_0 : Apport moyen inter annuel (mm).

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

S_{BV} : Superficie du bassin (Km^2).

P_{moy} : précipitation moyen inter annuel

Coefficient de variation

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

Tableau III.20 : Récapitulatif des résultats des coefficients des variantes.

Formule	Formule	C_v
SOKOLOVSKY	$C_v = a - 0,063 \log_{10} (S + 1)$ $a = 0,78 - 0,29 \log_{10} (M_0)$	0.68
OURKGUIPROVODKHOZ	$C_v = \frac{0,7}{M_0^{-0,127}}$	0.72
L'ANTONOV	$C_v = \frac{0,7}{(S + 1000)^{0,097}}$	0.36
KRISTEKLY MENKEL	$C_v = \frac{0,83}{(S^{0,06} \cdot M_0^{0,27})}$	0.66

Coefficient de variation moyen calculé à base des formules empiriques sera donc $C_v=0.61$

❖ **Irrégularité des apports**

1. Estimation fréquentielle des apports

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

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

$$A\% = \frac{A_0}{\sqrt{C_v^2 + 1}} e^{u \sqrt{\log(C_v + 1)}} \dots\dots\dots(III.3)$$

$A\%$: Apport de fréquence donnée.

U : Variable réduite de Gauss.

A_0 : Apport moyen annuel [Mm^3].

C_v : Coefficient de variation

$$A\% = \frac{0.50}{\sqrt{0.61^2 + 1}} e^{u \sqrt{\log(0.61+1)}} = 0.43e^{0.45*u}$$

Les résultats de calcul sont donnés dans le Tableau III.21.

Tableau III.21 : l'Apport fréquentielle

Période de retour (an)	5	10	50	100	1000
Fréquence (%)	80	90	98	99	9.99
Le variable réduit "u"	-0,841	1,282	2,054	2,327	3,091
Apport (Mm ³)	0.294	0.770	1.092	1.237	1.750

2. Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; on a : $A_{80\%} = 0,294 \text{ Mm}^3$

Tableau III.22: Répartition mensuelle des apports

mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	O
Pluviométrie (mm)	38.1	24	41	45	42	36	46	42	39	18	7.5	13
Pluviométrie (%)	9.73	6.13	10.47	11.49	10.73	9.19	11.75	10.73	9.96	4.60	1.92	3.32
$A_{80\%}$ (Mm ³)	0.0286	0.0180	0.0308	0.0338	0.0315	0.0270	0.0345	0.0315	0.0293	0.0135	0.0056	0.0098

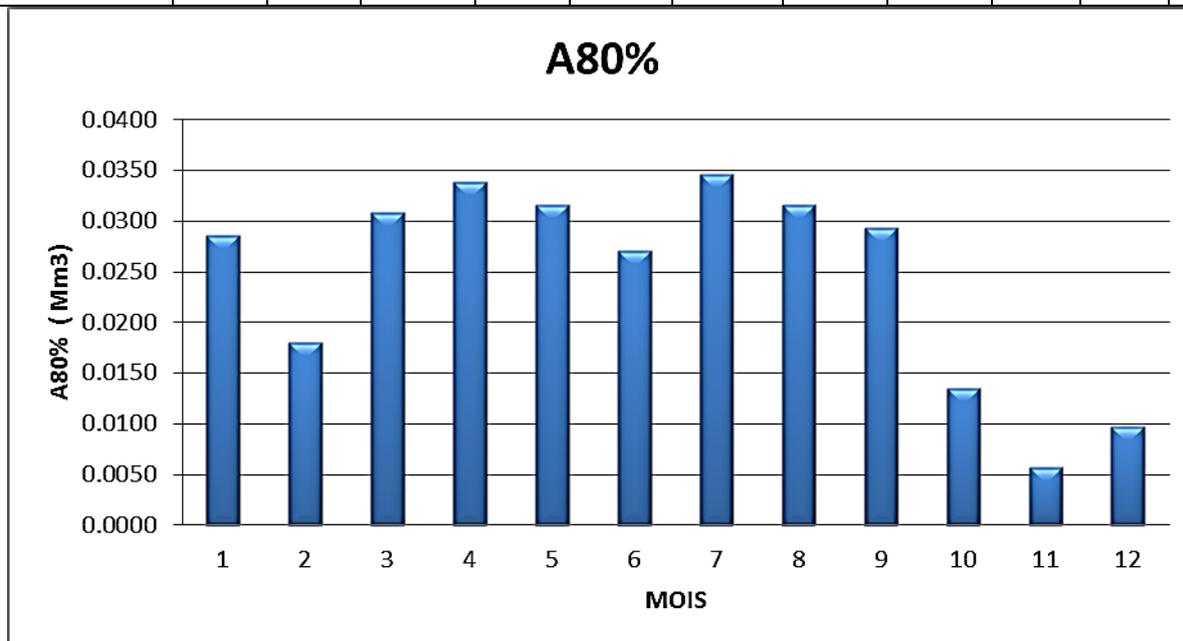


Figure. III .12: Répartition mensuelle des apports.

III.5.3. Apports solides et l'estimation du volume mort

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

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

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

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

Tableau III.23 : Calcul du volume mort

Formule de Tixeront		Valeur	Unité
$V_m = (1,05 \div 1,10) \frac{Q_s \cdot T}{\delta_s}$	$Q_s = \alpha \cdot L_e^{0.15} \cdot S$	32602	m ³
Formule de Sogreah			
$V_m = \frac{A_s T}{\delta_s}$	$A_s = \alpha \cdot P^{0.15} \cdot S$	41568	m ³

Avec :

Q_s : Débit solide en (tonne/an). δ_s : Poids spécifique des sédiments (1,6 t/m³).

T: temps d'exploitation (T = 30 ans). α : Caractéristique de perméabilité. $\alpha = 0.75$

δ_s : Poids spécifique des sédiments (1,6 t/m³).

T_0 : Taux d'abrasion (t/Km²/an).

P_m : pluie moyenne mensuelle du mois le plus pluvial (mm).

P_{moy} : pluie moyenne du bassin versant (mm).

S : Superficie du bassin versant (Km²).

On prend Le volume mort est la moyenne $V_m = 37085 \text{ m}^3$

III.6. Etude des crues

Le but de cette partie est de déterminer les hydrogrammes de crues fréquentielles sur le bassin versant et de définir les débits maxima probables correspondants.

Pour ce fait, des formules empiriques ont été développées pour l'estimation des débits maxima probables, et on procédera pour la construction des hydrogrammes de crues par la méthode des isochrones ou la méthode de l'hydrogramme synthétique.

Les paramètres définissant une crue est :

- Le débit maximum de la crue (débit de pointe).
- Le volume de la crue.

- La forme de la crue (Hydrogramme de crues).
- Le temps de base.

III.6.1. Détermination des débits maximaux fréquentiels par les formules empiriques

a. Formule de MALLET-GAUTHIER

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

$Q_{\max,p\%}$: 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].

K : coefficient dépendant des caractéristiques du bassin varie entre 1 et 3 [$K = 2$].

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

T : période de retour [an].

$$Q_{\max p\%} = \frac{2 * 2 * \log(1 + 25 * 0.392) * 12.07 * \sqrt{1 + 4 \log T - \log 12.07}}{\sqrt{0.7}}$$

$$= 59.63 \sqrt{-0.08 + 4 \log T}$$

Le Tableau III.24 nous donne les résultats de calcul pour différents périodes de retour.

Tableau III.24: récapitulatif des résultats de la formule Mallet- Gauthier.

Période de retour (an)	5	10	20	50	100	1000
Qmax (m3/s)	98.3	118.06	134.98	154.5	167.8	205.9

b. Formule de SOKOLOVSKY

On a :

$$Q_{\max p\%} = \frac{0.28 \cdot (P_{ct} - H_0) \cdot \alpha \cdot F \cdot S}{T_c} \dots\dots\dots(III.5)$$

S : Superficie du bassin [Km²].

T_c : temps de concentration [h].

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

H_0 : Perte initiale [$H_0 = 7\text{mm}$].

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

F : Coefficient de forme de la crue $\left[F = \frac{12}{4 + 3\gamma} \right]$ avec : $\gamma = 2$; $S < 50 \text{ km}^2$

D'où : $F = 1.2$ $\alpha p\% = \frac{\sqrt{P_{ct\%}} - \sqrt{H_0}}{\sqrt{P_{ct\%}} + \sqrt{H_0}}$

$$Q_{\max p\%} = \frac{0.28(P_{ct}-7) \cdot \alpha \cdot 1.2 \cdot 12.07}{2.19} = (P_{ct} - 7) \cdot \alpha$$

Les résultats de calcul sont inscrits dans le Tableau III.25.

Tableau III.25 : Récapitulatif des résultats de la formule de Sokolovsky.

Période de retour (an)	5	10	20	50	100	1000
Fréquence	20%	10%	5%	2%	1%	0.1%
P _{ct} (mm)	21.76	25.78	29.68	34.74	38.59	51.91
α _p %	0.28	0.31	0.35	0,38	0.40	0.46
Q _{max p%} (m ³ /s)	7.64	10.77	14.69	19.50	23.37	38.21

c. Formule D'ALEXEEV

$$Q_{\max p\%} = 0.34 P_{tc}^{4/3} \dots\dots\dots(III.41)$$

P_{tc}: pluies de courte durée

Tableau III.26 : Récapitulatif des résultats de la formule de D'ALEXEEV

Période de retour (an)	5	10	20	50	100	1000
Fréquence	20%	10%	5%	2%	1%	0.1%
P _{ct} (mm)	21.76	25.78	29.68	34.74	38.59	51.91
Q _{max p%} (m ³ /s)	20.65	25.90	31.24	38.54	44.33	65.84

d. Formule de TURRAZA

On a :

$$Q_{\max p\%} = \frac{C \cdot I_{tc} \cdot S}{3.6} \dots\dots\dots(III.6)$$

S : Superficie du bassin versant (Km²).

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

I_{ct} : Intensité des pluies pour une fréquence donnée correspondant au temps de concentration [mm/h].

Tableau III.27 : Récapitulatif des résultats de la formule Terraza.

Période de retour (an)	5	10	20	50	100	1000
Fréquence (%)	20	10	5	2	1	0.1
C	0.50	0.55	0,60	0,65	0,70	0,80
I_{tc} (mm/h)	9.94	14.31	15.78	17.41	18.50	21.50
Q_{max}(m³/s)	16.66	26.39	31.74	37.94	43.42	57.67

Les résultats de calcul de toutes les formules sont représentés dans le Tableau III.28.

Tableau III.28 : Récapitulatif des résultats de débit de crue.

Formule	Q _{20%} (m ³ /s)	Q _{10%} (m ³ /s)	Q _{5%} (m ³ /s)	Q _{2%} (m ³ /s)	Q _{1%} (m ³ /s)	Q _{0.1%} (m ³ /s)
Mallet Gauthier	98.3	118.06	134.98	154.5	167.8	205.9
Sokolovsky	7.64	10.77	14.69	19.50	23.37	38.21
Alexeev	20.65	25.90	31.24	38.54	44.33	65.84
Turraza	16.66	26.39	31.74	37.94	43.42	57.67
Moyenne	35.81	45.28	53.16	62.62	69.73	91.90

III.6.2. Détermination des hydrogrammes de crues probables par les méthodes de Sokolovski

La Méthode de Sokolovski assimile l’hydrogramme de crues à deux équations paraboliques, l’une pour la montée et l’autre pour la décrue.

- Pour la montée de la crue

$$Q_m = Q_{max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^x \dots\dots\dots(III.7)$$

- Pour la décrue

$$Q_d = Q_{max} \left[\frac{(t_d - t)}{t_d} \right]^y \dots\dots\dots(III.8)$$

Avec :

Q_m : débit instantané de la montée (m³/s) ; Q_d : débit instantané de la décrue (m³/s)

t_m : temps de la montée de la crue en heures ; t_d : temps de la décrue en heures

Q_{max} : débit maximum de la crue de fréquence considérée en (m³/s) ;

x, y: Puissance des courbes ;

$X= 2$ pour la montée de la crue ; $y= 3$ pour la décrue. Pour les crues d’averses, c’est à dire les crues engendrées par la pluie, cette méthode prend : $t_m = t_c$ (pour les petits bassins versants), avec t_c est le temps de concentration du bassin versant (heures). $t_d = \delta t_m$;

Tableau III.29: 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

Pour notre bassin $\delta=2$

A.N : $t_d = \delta * t_m = 2 * 2.19 = 4.38$ heures

$t_b = t_m + t_d = 6.57$ h

. Pour la montée : $Q_m = Q_{max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^2$

. Pour la décrue : $Q_d = Q_{max} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^3$

Les résultats obtenus pour les différentes fréquences sont représentés dans le Tableaux III.30(voir annexe A).

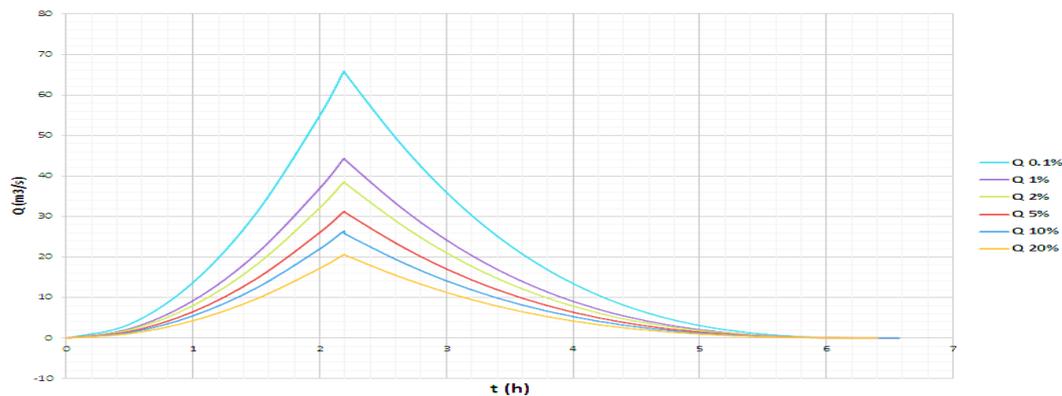


Figure.III.13: Hydrogrammes des crues pour différentes périodes de retour

III.6.3.Choix de fréquence de la crue du projet

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

la période de retour minimale préconisée pour cette crue est comprise entre (100 et 1000 ans).

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

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

- ◆ Le comité national Australien des grands barrages (CNAGB).
- ◆ Le C.T.G.R.E.F.

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.31: Catégories des dommages résultant des crues.

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

Tableau III.32: Crues de projet recommandé.

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

Pour notre cas on peut considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles, et que le risque en aval est faible (site éloigné des zones urbaines- volume d'emménagement relativement faible), donc on accepte un risque faible et on opte pour la crue centennale, d'où : $Q_{\text{crue projet}} = 44.33 \text{ m}^3/\text{s}$

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

$$Q_{\text{crue travaux}} = 25.9 \text{ m}^3/\text{s}$$

III.7.Régularisation de l'écoulement

La régularisation des débits permet de déterminer la meilleure façon de la restitution des eaux stockées. Le but est donc de satisfaire la demande en aval, que ce soit en eau potable, en irrigation.

Différents types de régularisation sont utilisés :

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

Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :

- ◆ L'apport ($A_{80\%}$ en M m^3).
- ◆ La consommation totale (M m^3).
- ◆ Les infiltrations et l'évaporation.
- ◆ Les courbes caractéristiques de la retenue.

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

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

III.7.1. Répartition des besoins

La surface irrigable est prise égale 40 ha et la dotation d'irrigation est de 5000m³/ha/an. (Selon l'Institut Nationale d'Agronomie)

La répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation donnée au tableau III.33

Tableau III.33: Répartition mensuelle de la consommation des eaux d'irrigation

MOIS	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	O
U _{80%} (%)	15	0	0	0	0	0	0	5	15	20	25	20
U _{80%} (Mm ³)	0.03	0	0	0	0	0	0	0.01	0.03	0.04	0.05	0.04

III.7.2. Courbes caractéristiques de la retenue

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

$$\Delta V_i = \frac{S_{i+1} + S_i}{2} \Delta H \quad \dots\dots\dots(III.9)$$

S_i : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_i en m²

S_{i+1} : surface du plan d'eau correspondant à la courbe de niveau H_{i+1} en m²

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

ΔV_i: Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveau successives (m³).

Le tableau III.34 donne les caractéristiques topographiques de la retenue (voir annexe A).

III.7.3. Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

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

L'apport annuel A_{80%}, La consommation totale et Le volume mort de la retenue.

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

- Détermination de la période à bonne hydraulité.
- 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 à bonne hydraulité est celle du mois d'octobre jusqu'au mois de mai. Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le Tableau III.35 et III.36 (voir annexe A)

Tableau III.37 : Calcul de volume utile sans tenir compte des pertes

Mois	W (Mm3)	U (Mm3)	W - U (Mm3)	V (Mm3)
Octobre	0.0180	0	0.0180	0.1972
Novembre	0.0308	0	0.0308	
Décembre	0.0338	0	0.0338	
Janvier	0.0315	0	0.0315	
Février	0.0270	0	0.0270	
Mars	0.0345	0	0.0345	
Avril	0.0315	0.01	0.0215	
Mai	0.0293	0.03	-0.0007	-0.1032
Juin	0.0135	0.04	-0.0265	
Juillet	0.0056	0.05	-0.0444	
Août	0.0098	0.04	-0.0302	
Septembre	0.0286	0.03	-0.0014	

$V_s = 0.1972 \text{ Mm}^3$ et $V_d = 0.1032 \text{ Mm}^3$.

Donc la retenue fonctionne à un seul temps, en remarque aussi que l'excédent d'eau est plus grand que le déficit donc :

$$V_s > V_d \longrightarrow V_U = V_d = 0.1032 \text{ Mm}^3$$

Le volume de la retenue normale sera : $V_{NNR} = V_m + V_U = 0.0371 + 0.1032 = 0.1403 \text{ Mm}^3$

$$V_{NNR} = 0.1403 \text{ Mm}^3$$

III.7.4. Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration

a. Pertes par évaporation

On a: $V_{ep} = E_s \cdot S_{moy}$ (III.10)

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

E_s : Evaporation mensuelle (m).

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

V_{moy} : volume moyenne $\left[V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \right]$ (III.11)

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

b. Pertes par infiltration

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100}$$
(III.12)

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

δ : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette déterminer d'après le tableau III.37 (voir annexe A).

$$V_{\text{moy}} : \text{volume moyenne} \left[V_{\text{moy}} = \frac{V_{\text{rf},i} + V_{\text{rf},i+1}}{2} \right].$$

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

Tableau III.38: valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologique.

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

c. Estimation de l'erreur

Les volumes des pertes sont considérer comme consommation pour ces calculs on

doit vérifier la condition suivant : $\varepsilon = \frac{V'_u - V_u}{V_u} \cdot 100$ Avec $E < 1\% \text{ à } 5\% \dots$ (III. 13)

V_u : volume utile sans tenir compte des pertes.

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

Si cette condition n'est pas vérifiée on doit faire des itérations.

D'après le tableau III.39 (voir annexe A) on a :

$$V_s = 0.1799 \text{ Mm}^3 \quad \text{Et} \quad V_d = 0.1334 \text{ Mm}^3.$$

Donc la retenue fonctionne à un seul temps, en remarque aussi que la l'excédent d'eau et plus grand que le déficit donc :

$$V'_u = V_d = 0.133 \text{ Mm}^3$$

$$\text{Donc } \frac{V'_u - V_u}{V_u} > 5\% \text{ donc la condition n'est pas vérifiée}$$

* il faut une 2^{ème} approximation dans le tableau III.40 (voir annexe A)

$$V_s = 0.1795 \text{ Mm}^3 \quad \text{Et} \quad V_d = 0.13347 \text{ Mm}^3.$$

$$V'_u = V_d = 0.13347 \text{ Mm}^3$$

$$E = \frac{V''u - V'u}{V'u} \cdot 100 = 0.07\% < 1\%$$

La condition est vérifiée.

Le volume utile pour la régularisation saisonnière est $V_u = 0.13347 \text{ Mm}^3$

$$V_{NNR} = V_m + V''u = 0.0371 + 0.13347 = 0.17147 \text{ Mm}^3.$$

Conclusion

On maintient les résultats trouvés par la méthode du bilan d'eau pour le calcul de la régularisation, on trouve :

Volume utile : **$V_u = 0.13347 \text{ Mm}^3$**

- Volume au niveau normale de la retenue **$V_{NNR} = 0.17147 \text{ Mm}^3$**
- Côte au niveau normal de la retenue **$NNR = 831.79 \text{ m}$**
- Hauteur au niveau normale de la retenue **$H_{NNR} = 13.79 \text{ m}$**
- Volume au niveau mort de la retenue **$V_{NMR} = 0.0371 \text{ Mm}^3$**
- Côte au niveau mort de la retenue **$NMR = 826.88 \text{ m}$**

III.8.LAMINAGE DES CRUES

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

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh \dots\dots\dots (III.14)$$

Où :

Q : le débit entrant de la crue.

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

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

Le débit cumule à l' instant t est :

$$Q - q = S \cdot \frac{dh}{dt} \dots\dots\dots (III.15)$$

Où :

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

Il existe plusieurs procédés de laminage, nous opterons pour la méthode de Kotcherine qui est une méthode grapho-analytique.

Cette méthode se base sur les principes suivants:

1-l'hydrogramme de crue est considéré comme un triangle ou un trapèze.

- 2-les débits transitant par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire.
- 3-le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau NNR;
- 4-les pertes par infiltration et évaporation sont considérées comme nulles au moment de la crue.

III 8.1.Estimation du débit de crue laminée

Le volume stocké est exprimé selon la relation suivant:

$$V_F = V_C \cdot \left(1 - \frac{q_{lam}}{Q\%} \right) \dots\dots\dots (III.16)$$

Où :

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

De cette relation se déduit le débit de crue laminée

$$q_{lam} = Q\% \cdot \left(1 - \frac{V_F}{V_C} \right) \dots\dots\dots (III.17)$$

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

III 8.2.Estimation de la charge au-dessus du déversoir

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

$$q = m \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \dots\dots\dots(III.18)$$

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,
- H : la charge sur le déversoir,

Connaissant ce débit et parce qu'aussi :

$$q = S \cdot V_{moy} \dots\dots\dots (III. 19)$$

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

$$V_{moy} = \frac{q}{L \cdot (H + P)} \dots\dots\dots (III.20)$$

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

$$q = m \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \dots\dots\dots (III.21)$$

$$H_o = H + \frac{\alpha \cdot V_{moy}^2}{2g} \dots\dots\dots (III.22)$$

H_o : est la charge globale;

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

P : la hauteur de pelle.

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

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

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

Tableau III.41: Données initiales.

Données initiales	
g	9,81 m ² /s
α	1
Q _{1%}	44.33 m ³ /s
V _{crue 1%}	294300 m ³
m	0,48
P	1.5 m

Tous les calculs et résultats sont illustrés ci-après :

Tableau III.42: 1 ère étape de calcul.

Largeur(m)	Hauteur(m)	Debit(m3/s)	Surface(m ²)	Vitesse(em/s)	Wd(m3)
4	1.8	20.538	11.2	1.8338	87830
6	1.5	23.436	15	1.5624	71530
8	1.2	22.359	17.6	1.2704	55930
10	0.9	18.153	19	0.9554	40930
12	0.6	11.858	19.2	0.6176	26730
14	0.3	4.891	18.2	0.2687	13030

Tableau III.43: 2 ème étape de calcul.

hauteur m	vitesse m/s	hauteur tot m	Debit m3/s					
			4	6	8	10	12	14
0.3	0.26874	0.3	4.89103	4.1923	3.4935955	2.7949	2.09616	1.39744
0.6	0.61759	0.61944	14.5117	12.439	10.365485	8.2924	6.21929	4.14619
0.9	0.95543	0.946527	27.4106	23.495	19.578981	15.663	11.7474	7.83159
1.2	1.2704	1.282259	43.2197	37.045	30.871244	24.697	18.5227	12.3485
1.5	1.56238	1.624416	61.6261	52.822	44.018641	35.215	26.4112	17.6075
1.8	1.83376	1.971389	82.3905	70.62	58.850392	47.08	35.3102	23.5402
2.1	2.08717	2.322033	105.323	90.276	75.230377	60.184	45.1382	30.0922

Tableau III.44: 3 ème étape de calcul.

h(m)	Vch(Mm3)	q(m3/s)	Debit (m3/s)					
			4	6	8	10	12	14
0.3	13030	42.05192	4.89103	4.1923	3.4935955	2.7949	2.09616	1.39744
0.6	26730	40.00367	14.5117	12.439	10.365485	8.2924	6.21929	4.14619
0.9	40930	37.88067	27.4106	23.495	19.578981	15.663	11.7474	7.83159
1.2	55930	35.63806	43.2197	37.045	30.871244	24.697	18.5227	12.3485
1.5	71530	33.30574	61.6261	52.822	44.018641	35.215	26.4112	17.6075
1.8	87830	30.86877	82.3905	70.62	58.850392	47.08	35.3102	23.5402
2.1	104830	28.32715	105.323	90.276	75.230377	60.184	45.1382	30.0922

La détermination de la largeur de déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après la réalisation du graphe $q = f(h)$ comme montre la figure III.15 et III.16.(voir annexe A)

Tableau III.45: récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.

b (m)	H (m)	NPHE (m)	q(m ³ /s)	V _{forcé} (Mm ³)
4	2.05	833.84	29.5	1.2
6	1.7	833.49	32	0.82
8	1.45	833.24	34	0.7
10	1.3	833.09	35	0.61
12	1.2	832.99	36	0.56
14	1.1	832.89	37	0.485

III.9. Etude d'optimisation

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

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

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

$$V_B = \Sigma V_i \quad \text{Avec} \quad V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L \quad \dots\dots\dots (III.23)$$

V_i : le volume du barrage à la cote i.

L_i : Distance entre deux coupes voisines.

S_i : Section transversale correspondante à la coupe i $\left[S_i = \frac{b + B_i}{2} \cdot H_i \right] \dots\dots (III.24)$

B_i : Largeur de base $[B_i = (m_1 + m_2) \cdot H_i + b] \quad (III.62)$

m₁, m₂ : Les fruits des talus.

b : Largeur en crête (m).

H_i : Hauteur de la tranche au point i $[H_i = NNR - Cf + R + h_{dév} + t] \dots\dots\dots (III.25)$

R : Revanche en (m).

t : Tassement en (m).

III.9. 2. calcul de la revanche

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

Tableau III.46: Détermination de la hauteur de la revanche.

	Revanche(m)	La hauteur des vagues (m).	Valeur (m) De la revanche
Formule de Stevenson	$R = 0.75H + \frac{v^2}{2g}$	$H = 0,75 + 0,34\sqrt{F} - 0,26\sqrt[4]{F}$	1.05
Formule de Mallet Paquant		$H = 0,5 + 0,33\sqrt{F}$	1.03
Formule simplifiée		$H = 1 + 0,3\sqrt{F}$	1.23

Avec :

F : longueur du Fetch (F =0.6 km).

D’après le tableau On prend une valeur qui proche a la moyenne R=1.05m

Tassement

$$t = (0.01 \div 0.03).H_b = 0.16 \text{ m} \dots\dots\dots(III.26)$$

III.9.3 largeur en crête .

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

Tableau III.47 : Formules utilisées pour le calcul de la largeur en crête.

Formule de Knappen	$b_{cr} = 1,65\sqrt{H_b}$
Formule de F-Preece	$b_{cr} = (1,1\sqrt{H_b}) + 1$
Formule anonyme (simplifiée)	$b_{cr} = 3,60\sqrt[3]{H_b} - 3$
Formule pratique	$b_{cr} = \frac{5}{3}\sqrt{H_b}$

Les résultats de calcul sont mentionnés dans le tableau III.48 (voir annexe.A).

On prend : $b_c = 6\text{m}$

H_b : Hauteur du barrage [m];

$$H_b = \nabla \text{NNR} - \nabla \text{Cf} + \text{hdév} + R + t$$

On admet une valeur de t =0.16 mètre pour le tassement du barrage.

III.9.4.Calcul des coûts

III.9.4.1.Calcul du coût de la digue

A partir du profil longitudinal de l’axe du barrage, on peut calculer les volumes de la digue correspondants aux différentes largeurs déversantes, en utilisant les formules citées précédemment.

Tableau III.49: coût de la digue.

Largeur déversant (m)	volume de la digue (m3)	Coût de la digue (millions de DA)
4	37231.53	37.23153
6	35090.78	35.09078
8	33694	33.694
10	32767.63	32.76763
12	32128.69	32.12869
14	31598.62	31.59862

Pour les fruits des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 3 et 2.5 mètre, et pour Le prix du mètre cube du remblai est estimé à 1000 DA

III.9.4.2. Calcul du coût de l'évacuateur de crues

a. Coût du déversoir

Le déversoir sera construit en béton armé, de type profile Creager, celui-ci s'adapte mieux à l'écoulement puisque la lame déversant 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 $m = 0.48$

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 :

$$y = 0.51 \frac{(x^{1.85})}{(H^{0.85})} \dots\dots\dots(III.27)$$

Ou : H : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc :

$$V_{\text{dév}} = S.L \dots\dots\dots(III.28)$$

S : Section transversale (m²).

L : Largeur déversante (m).

En fixant le mètre cube du béton à trente mille dinars Algériens 30000 DA, le coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes sera :

Tableau III.50: coût de déversoir.

largeur déversants (m)	volume du béton (m3)	Coût du déversoir (millions de DA)
4	19.82	0.5946
6	34.86	1.0458
8	53.2	1.596
10	72.97	2.1891
12	93.72	2.8116
14	117.74	3.5322

b. Calcul du coût du coursier

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

La longueur approximative du coursier est 45 mètre (selon le plan topographique).

Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} \cdot L_{\text{cou}} \dots\dots\dots (III.29)$$

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

La largeur du coursier est donnée par :

$$b_{\text{cou}} = (Q_{e,\text{max}})^{0,4} \dots\dots\dots (III.30)$$

Le volume du déblai est donné par :

$$V_{\text{déblai}} = \sum \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot d \dots\dots\dots (III.31)$$

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

d : la distance entre deux coupes.

Le Tableau (III.47) nous donne les résultats de calcul du coût du coursier pour les différentes largeurs déversantes.

Tableau III.51: coût de coursier.

Largeurs déversantes (m)	Débits déversants (m3/s)	largeur de coursier (m)	Surface béton (m2)	Béton (m3)	Déblais (m3)	coût de béton (M DA)	coût de déblais (M DA)	coût total de coursier (M DA)
4	29.5	3.87	3.74	298.88	565.3	8.97	0.565	9.532
6	32	4	3.52	281.6	584	8.45	0.584	9.032
8	34	4.1	3.37	269.53	598.34	8.09	0.598	8.684
10	35	4.15	3.27	261.84	605.31	7.86	0.605	8.46
12	36	4.19	3.22	257.32	612.17	7.72	0.612	8.332
14	37	4.24	3.16	252.77	618.92	7.58	0.619	8.202

Le coût total du barrage :

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

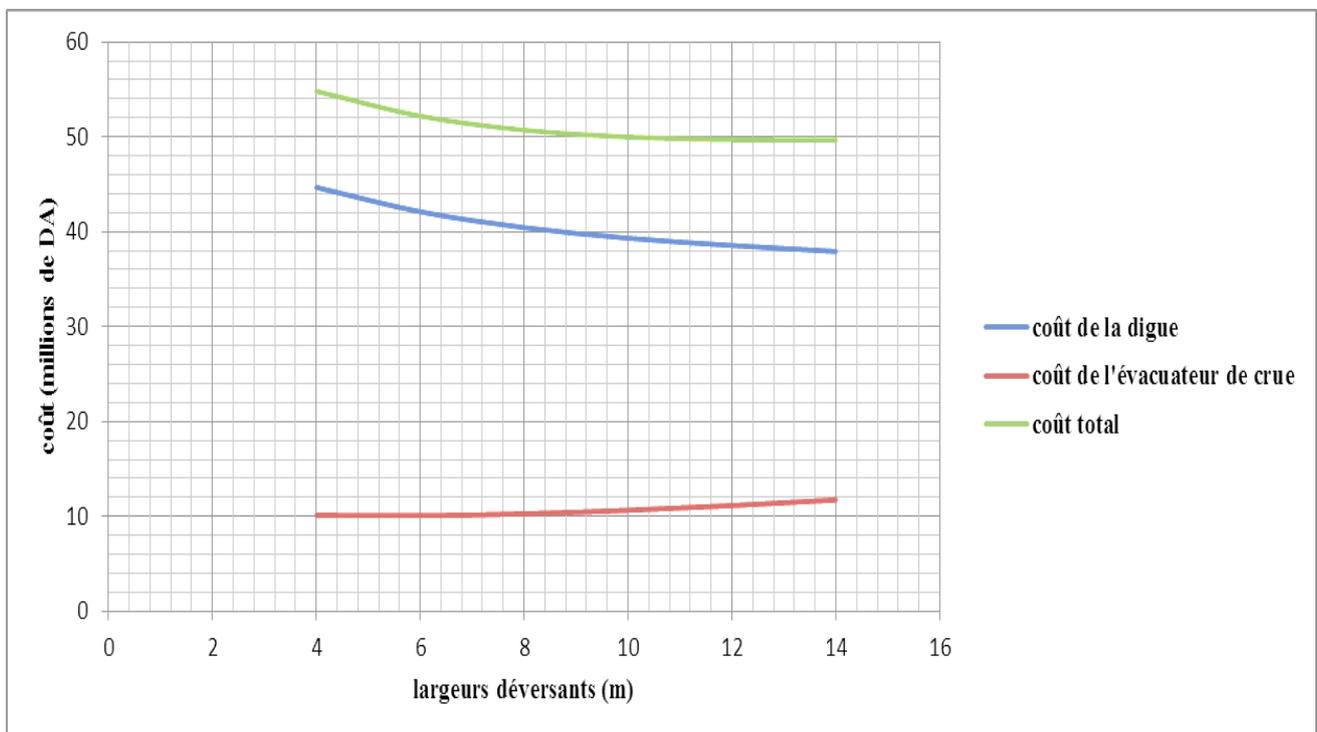
Tableau III.52: coût totale du barrage.

largeurs déversants (m)	coût de la digue (millions de DA)	coût de l'évacuateur de crue (millions de DA)		coût total (millions de DA)
		déversoir	coursier	
4	37.23153	0.5946	9.532	47.35813
6	35.09078	1.0458	9.032	45.16858
8	33.69	1.596	8.684	43.97
10	32.76763	2.1891	8.46	43.41673
12	32.12869	2.8116	8.332	43.27229
14	31.59862	3.5322	8.202	43.33282

D'après la courbe d'optimisation représentée par la Figure .III.17, la largeur déversante donnant le coût minimum est 14 mètre.

Donc la hauteur du barrage est : $H_b = 16.10$ m

Et le niveau de la crête ▼ Crête = 834.10 m NGA

**Figure.III.17:** variation des différents coûts en fonction de la largeur de déversoir

III.9.4.3. Laminage pour un déversoir de largeur b=12 mètres

Connaissent cette largeur, la courbe des débits déversant en fonction de la variation du volume d'eau au-dessus du déversoir.

Tableau III.53: Volumes et débit déversant

cote(m)	h(m)	q (m3/s)	1/2qT(Mm3)	v(Mm3)	v+1/2qt(Mm3)
831.79	0	0	0	171470	170470
831.89	0.1	0.96088988	1032.95662	174600	175632.957
831.99	0.2	2.71780699	2921.64251	179000	181921.643
832.09	0.3	4.99293025	5367.40002	183500	188867.4
832.19	0.4	7.687119	8263.65293	188100	196363.653
832.29	0.5	10.7430754	11548.8061	192700	204248.806
832.39	0.6	14.1221394	15181.2998	197400	212581.3
832.49	0.7	17.7959295	19130.6242	202200	221330.624
832.59	0.8	21.7424559	23373.1401	207000	230373.14
832.69	0.9	25.9440266	27889.8286	211900	239789.829
832.79	1	30.3860059	32664.9563	216900	249564.956
832.89	1.1	35.056023	37685.2247	222000	259685.225

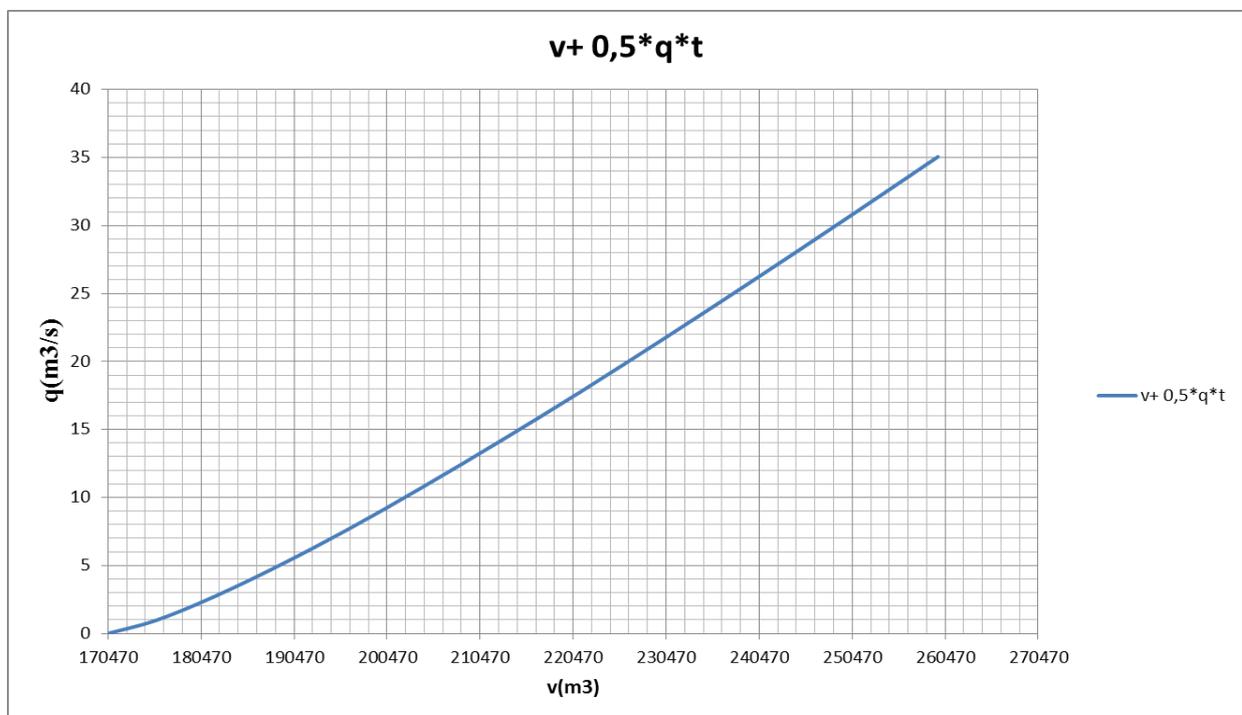


Figure.III.18: courbes des débits déversant

Tableau III.54: Le calcul du laminage par la méthode Hildenblar (voir annexe A)

Tableau III.55: les caractéristiques du barrage.

Dénomination	Unité	Quantité
Volume mort	M.m ³	0.0371
Volume utile	M.m ³	0.13347
Volume au niveau normal de la retenue	M.m ³	0.17147
Cote de fond (▼ fond)	m	818
Cote au niveau mort (▼NVM)	m	826.88
Cote au niveau normal de retenue (▼NNR)	m	831.79
Cote de plus hautes eaux (▼NPHE)	m	832.89
Cote de la crête (▼ crête)	m	834.10
Largeur de déversoir	m	14.00
La hauteur de charge déversée.	m	1.1
Le débit évacué	m ³ /s	37

Chapitre IV

Etude des variantes

IV. Introduction

Avant de lancer toute opération de construction, il faudra savoir qu'un barrage n'est pas un tas de terre à édifier en poussant simplement les matériaux au buteur à la pente naturelle du talus, mais il faut prendre en considération certains paramètres qui sont primordiales pour le choix du site et du type de barrage à réaliser.

L'étude géologique et géotechnique est la base fondamentale de cette étude, en effet c'est en fonction de la nature du sol de fondation et des matériaux de construction disponible au voisinage du site du barrage que l'on peut proposer des variantes et en écarter d'autre.

IV.1. Le choix du site de la retenue

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

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

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

IV.2. Le choix du type de barrage

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

➤ **La topographie du site**

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

➤ **La morphologie de la vallée**

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

➤ **Les conditions géologiques et géotechniques**

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

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

-Les fondations graveleuses conviennent en général pour les barrages en terre ou en

Enrochement, mais il faut toujours attribuer des dispositifs d'étanchéité et de drainage afin de contrôler les fuites et les percolations (Risque de Renard), et les tassements différentiels.

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

➤ **Les Matériaux de construction**

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

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

IV.3. Les variantes à choisir

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

Barrage en terre homogène

C'est le plus simple à réaliser, du fait que l'abondance des gisements d'argile dont les propriétés « aptitude au compactage » s'avèrent généralement favorable à la confection des remblais étanches et stables. Mais il faut prévoir un drainage très efficace dans la partie aval de la digue, ainsi qu'une protection et une zone de transition en amont, pour la réalisation d'un tel barrage il faudrait disposer d'un volume très important de matériaux argileux imperméable ayant des caractéristiques identiques dans tout le corps du barrage.

Barrage zoné

Souvent l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place, ou leurs caractéristiques géotechniques ne permettant pas d'envisager une digue homogène, un massif en plusieurs zones dont chacune est constituée d'un matériau différent, suivant le rôle que doit jouer chaque zone, la fonction d'étanchéité est assurée par un noyau qui s'intercale entre deux recharges (amont – aval). Ce noyau interne a l'avantage d'être peu sensible aux agressions extérieures, il présente l'inconvénient d'être difficilement réparable en cas de fuites.

Barrage en terre à masque

La réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés telle que le manque de matériaux convenables, difficulté de mise en œuvre, Dans ce cas la solution c'est le barrage à masque amont. La résistance mécanique est apportée par un remblai homogène à granulométrie élevée (enrochement en général) alors qu'un organe mince tel que une géomembrane est placé plus couramment sur sa face amont pour assurer l'étanchéité.

On peut exécuter le masque après l'édification du remblai. Le masque est facilement réparé lorsqu'il y a des altérations extérieures mécaniques ou thermiques.....etc.

IV.4 .Fixation du choix définitif du type de barrage

On dispose de sols fins de qualité satisfaisante et en quantité suffisante (1,5 à 2 fois le volume du remblai), Donc on opte a un barrage en terre homogène (**type 1**) qui est un solution s'impose comme la plus économique. Pour le choix de la variante, on a pris en considération :

- Facilité de la réalisation ;
- Zones d'emprunts;
- Existences de carrière de matériaux de construction ;
- Distance des zones d'emprunts ;
- Conditions climatiques (températures, précipitations,...)
- Sismologie ; et Volume des matériaux de construction;
- Dispositif d'étanchéité ;
- Technologie de réalisation, coûts,....

Si l'on dispose de matériaux fins en quantité limitée et suffisamment de matériaux grossiers exploitables, on peut envisager la construction d'un barrage en terre zoné (**type 2**) avec noyau ou massif amont assurant l'étanchéité et recharges stabilisatrices grossières. Ce type de solution présente toute fois l'inconvénient d'une mise en œuvre par zone qui sera d'autant plus compliquée et onéreuse que le site est étroit et qu'il peut contrarier l'évolution des engins. Un autre inconvénient est la nécessité de séparer par des filtres de transition les différentes zones. Par contre, surtout pour les ouvrages relativement importants, les matériaux grossiers peuvent permettre un raidissement des talus.

Si l'on ne dispose pas de matériaux fins susceptibles d'assurer l'étanchéité du barrage, ou bien si l'exploitation d'une zone d'emprunt très hétérogène constituée de matériaux fins à grossiers est trop complexe, on peut recourir à une étanchéité artificielle (**type 3**).

Deux techniques sont plus spécialement adaptées aux petits et moyens barrages : la géomembrane et la paroi moulée.

IV.4.1.Etude comparative

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

IV.4.2- Cote en crête du barrage

- **Niveau des plus hautes eaux**

Le niveau des plus hautes eaux est égal au niveau normal de retenue (NNR = 831.79m)
Majoré de la charge déversante déjà déterminée ($h = 1.1$ m).

$$\text{NPHE} = \text{NNR} + h$$

$$\text{NPHE} = 832.89 \text{ m}$$

- **La revanche:**

La revanche a été calculée préalablement dans l'étude d'optimisation et elle est de 1.05m ce qui fait que la hauteur du barrage est de 16.10.

Donc la cote en crête est : NCR= 834.1 m

IV.5. Conception de la digue**IV.5.1. Largeur en crête**

La largeur en crête est calculée dans l'étude d'optimisation et elle est de 6m. et la longueur en crête par rapport à l'axe défini de la digue est:

$$L=101\text{m}$$

IV.5.3. Pente des talus

Tableau IV.1 : Valeurs indicatives des pentes des talus.

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

D'après le tableau qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur et de type de barrage.

IV.5.4. Volume du corps du barrage

Le volume du corps du barrage est donné par la formule : $V_b = \sum V_i$,

$$\text{Tel que : } V_i = \frac{[W_i - w_{i+1}]}{2} L_i$$

V_i : volume du barrage dans la coupe i ;

W_i : section transversale du barrage dans la coupe i ;

L_i : distance entre deux coupes voisines.

$$W_{il} = \frac{[b + B_{pi}]}{2} H_{bi}$$

b : largeur du couronnement ;

$$B_{pi} = b + (m_1 + m_2) H_{bi}$$

m_1 : pente du talus amont ;

m_2 : pente du talus aval

IV.5.5. Variantes envisagées

1^{ère} variante : barrage homogène avec un drain vertical.

2^{ème} variante : barrage en terre de profil zoné.

3^{ème} variante : barrage en enrochement avec noyau limono argileux.

IV.5.6. Protection des talus

Les talus doivent être protégés contre les dangers naturels: l'érosion provoquée par le battillage des vagues, le ruissellement des eaux de pluie, l'action des vents.

Cette protection prémunie également des dangers externes : les animaux creuseurs de terriers dans le corps de la digue, le piétinement des troupeaux domestiques, et les agissements de l'homme.

Talus aval

-Pour les barrages en sol homogène la solution la plus répandue et la plus économique consiste à réaliser un enherbement sur une couche de terre végétale d'une épaisseur de 40 cm, ou bien une couche d'enrochement d'épaisseur de 40cm pour plus de sécurité.

Pour les barrages zonés la solution la plus appropriée fut la protection des parements par des enrochements.

Le barrage en enrochement ne nécessite aucune protection car son corps est constitué d'enrochement.

Talus amont

Il est protégé contre les effets des vidanges rapides, le batillage des vagues et les averses violentes.

On rencontre différents types de protection :

- en béton, en béton armé, aspartique ou en enrochement.

On opte pour une protection en enrochement, cette protection consiste à la réalisation de couches d'épaisseurs prédéterminées de blocs de pierre de dimensions appropriées (rip-rap). Le matériau devra être sain, d'un poids capable de résister à la poussée des vagues.

Les dimensions de l'enrochement peuvent être déterminées théoriquement en fonction de la hauteur des vagues et de leurs vitesses de propagation par les méthodes suivantes:

Détermination de l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement

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

- **Méthode T.V.A (Tennessee-Valley- Authority)**

On a: $e = CV^2$(V.7)

V : vitesse de propagation des vagues (V= 3.06 m/s) .

C : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique du matériau d'enrochement : ($\gamma_p=2.5 \text{ g/cm}^3$)

La valeur de «c » est donnée par le tableau suivant :

Tableau .IV.2:Les valeurs du coefficient C

Pente du talus	Valeur de c		
	$\gamma_p = 2.5$	$\gamma_p = 2.65$	$\gamma_p = 2.80$
1/4	0.027	0.024	0.022
1/3	0.028	0.025	0.023
1/2	0.030	0.028	0.026
1/1.5	0.036	0.028	0.030
1/1	0.047	0.041	0.038

Par interpolation linéaire : C =0.028 D'où : e = 0.26 m

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

$P \geq 0.52e^2Gs (t)$(V.8)

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

$Dp = \sqrt[3]{\frac{p}{0.524 Gs}}$ (V.9)

Diamètre moyen de $d_m=25\text{cm}$.

Donc on retient une protection d'une épaisseur de 50 cm avec deux 02 couches d'encrochements.

- **La méthode de « U.S.ARMY »**

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

Les valeurs de l'épaisseur minimum de la couche d'encrochement et $D_{50\text{ min}}$ sont données par le tableau suivant :

Tableau .IV.3:L'épaisseur min de la couche d'encrochement

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimum de la couche d'encrochement (m)	D50 minimum (m)
0 à 30	0,30	0,20
0,30 à 0,60	0,40	0,25
0,60 à 1,20	0,45	0,30
1,20 à 1,80	0,55	0,40
1,80 à 2,40	0,70	0,45
2,40 à 3,00	0,80	0,55

Pour notre cas, $0,6 < H_v < 1,2$ m, on trouve que l'épaisseur min de la couche d'encrochement égale à 0,45m, et le $D_{50\text{ min}}$ égale à 0,3m.

Conclusion:

En analysant les résultats obtenus, on adopte pour la suite du dimensionnement de la digue une épaisseur de couche $e = 45$ cm et un diamètre moyen de 30 cm. Donc une protection du talus amont d'une épaisseur de 45cm d'encrochement avec 30cm de filtre (lit de gravier et sable).

Comme les barrages enherbés sont devenus des lieux idéals pour le pâturage, alors on a opté pour une couche de 30 cm d'encrochement sur le talus aval au lieu de l'herbe.

IV.5.7. Protection de la crête

La crête de la digue sera revêtue d'une couche de produit asphaltique de 40 cm d'épaisseur, afin d'éviter les fissures dues au retrait des matériaux argileux et de permettre en plus le passage (en principe exceptionnel) d'un véhicule

V.5.8. Le noyau pour la deuxième variante

L'étanchéité du barrage de la variante II est assurée par un noyau imperméable qui empêchera l'eau de passer à travers le corps de la digue limitant ainsi sensiblement le débit de fuite.

Il est impératif de descendre le noyau jusqu'au substratum pour permettre une bonne étanchéité. Il n'existe pas de règles générales pour le dimensionnement du noyau.

La meilleure solution est de tenir compte de la perméabilité des recharges puis procéder à la vérification de la condition suivante:

$$I = \frac{\Delta H}{b_{moy}} \leq I_{adm} \dots \dots \dots (IV.1)$$

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

b_{moy} : largeur moyenne du noyau.

ΔH : la charge d'eau.

Le tableau suivant nous permet de choisir les valeurs:

Tableau IV.4 : Valeur de 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	0.7	0.8	0.9	1.00
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

Notre barrage appartient à la **III^{ème}** classe alors on prend $I_{adm}=1,8$.

La largeur en crête minimale du noyau est:

$$b_{min} = 1/6.H_b = 1/6*16.1=2.66m$$

Donc on adopte:

$$b_{min} = 3.0 \text{ m}$$

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

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

La largeur en base est:

les pentes des talus : $m = 0.25 - 0.8 :$

On prend $m_1=m_2 =0,75$

$$b_{\text{base}} = 2 \cdot m_1 \cdot H_n + b_{\text{min}} = 25.5 \text{ m}$$

La profondeur du noyau dans la parafouille est de:

$$H_p = H_f + H_a$$

H_p : profondeur de la parafouille (en m).

H_f : profondeur de la fondation ($H_f = 2\text{m}$).

H_a : profondeur d'ancrage du noyau dans le substratum ($h_a = 0.5\text{m}$).

$$H_p = 3.5\text{m}.$$

La largeur à la base du noyau doit être vérifiée à la condition suivante

$$I = \frac{\Delta H}{b_{\text{base}}} \leq I_{\text{adm}} \dots \dots \dots \text{(IV.2)}$$

Ou :

ΔH : la charge d'eau:

$$\Delta H = H_1 - H_2$$

H_1 : hauteur d'eau correspond au NPHE ($H_1 = 14.89\text{m}$).

H_2 : hauteur d'eau à l'aval du barrage ($H_2 = 0\text{m}$).

$$\Delta H = 14.89\text{m}$$

Le gradient admissible pour notre cas égal à 1.8.

A partir de la condition citée ci-dessus on tire $b_{\text{base adm}}$:

$$b_{\text{base adm}} > \Delta H / I_{\text{adm}}$$

$$b_{\text{base}} = 7.64\text{m}$$

Et comme pour notre cas b_{base} est supérieure à $b_{\text{base adm}}$, donc la condition est vérifiée.

$$b_{\text{base noyau}} > b_{\text{base admissible}}$$

La largeur moyenne du noyau est:

$$b_{\text{moy}} = (b_{\text{min}} + b_{\text{base}}) / 2 = 14\text{m}$$

$$I = 0.58 < I_{\text{adm}}$$

Condition vérifié.

IV.5.9. Etanchéité de la fondation

Une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité de la digue en argile afin d'assurer une bonne liaison entre la fondation et le corps de la digue.

Elle doit être réalisée lorsque la fondation imperméable n'est pas atteinte après décapage.

Pour les deux premières variantes une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité de l'argile.

Elle permettra en plus de l'étanchéité d'assurer l'ancrage de la digue.

-La clé d'étanchéité est constituée d'argiles compactées dans les deux variantes.

- La hauteur de la clé d'étanchéité à partir du terrain naturel est de 2.5m

- La pente des talus de la clé d'étanchéité est $m = 1$.

-Pour la 3ème variante l'étanchéité de la fondation est assurée par l'ancrage du masque amont en géomembrane jusqu'au substratum.

IV.5.10.le drainage du barrage

Pour intercepter les infiltrations dans le massif du barrage, nous disposons dans la partie aval du massif et au contact de celui-ci avec la fondation un tapis filtrant qui sert à évacuer les eaux filtrées à l'aide d'une galerie de drainage qui est le long du barrage et son rôle est de cumuler les eaux drainées et les évacuer à l'aide des collecteurs jusqu'à l'aval de la digue.

Dimensionnement du drain prisme

Hauteur:

$$h_p = (0.15 \div 0.2) h_b \dots \dots \dots (IV.3)$$

h_b : Hauteur du barrage ($h_b = 16m$)

On prend $h_p = 0.19 h_b$

Ce qui nous donne: $h_p = 3.04m$

Largeur en crête:

$$b_p = (1/3 \div 1/4) h_{dr} \dots \dots \dots (IV.4)$$

On prend : $b_{cp} = 1/3 h_p = 0.33 * 3.04 = 1m$

On a : $b_{cp} = 1 m$

Fruits des talus :

$m_2 = (1.5 \div 2.5)$ on prend $m_2 = 2.5$

$m_1 = (1 \div 1.75)$ on prend $m_1 = 1.00$

-Dimensionnement du Drain tapis

$$L_d = 1/3 L_b \dots \dots \dots (IV.5)$$

L_d : longueur du drain tapis en m

L_b : largeur transversale du barrage ($L_b=94m$)

On trouve $L_d = 31.33m$.

IV.6.Evaluation du prix total des différents matériaux**a. 1ère variante**

Pour un barrage homogène d'une hauteur de 16 m on prend les pentes des talus: $m_1=3$, $m_2=2,5$.

Les résultats de calcul sont exprimés dans le tableau suivant:

Tableau IV.5: Coût de la digue (1ère variante) :

Désignation	Unité	Quantité (m3)	P.U (DA)	Montant (DA)
Enrochement	m3	1928.64	800	1620057.6
Gravier	m3	4042.64	600	600163.2
Sable	m3	473.4	600	298242
Remblai en argile compacte	m3	28508.62	800	26542841
Montant total =				28276922

b. 2ème variante:

Pour un barrage à zones on prend les pentes des talus amont et aval: $m_1=3$, $m_2=3$

Les résultats de calcul ont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau IV.6: Coût de la digue (2ème variante) :

Désignation	Unité	Quantité (m3)	P.U (DA)	Montant (DA)
Recharge (alluvions)	m3	16309.28	1000	16309276.3
Enrochement	m3	1928.64	800	1542912
Gravier	m3	1328.7225	600	797233.5
Sable	m3	849.4825	600	509689.5
Remblai en argile compacte	m3	15289.34	1000	15289340
Montant total =				34448455

c). 3^{ème} variante:

Pour un barrage en enrochements on prend les pentes des talus amont et aval: $m_1=m_2= 2.5$; Les résultats de calcul ont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau IV.7: Coût de la digue (3^{ème} variante) :

Désignation	Unité	Quantité (m ³)	P.U (DA)	Montant (DA)
Masque en Géomembrane	m ³	976	1000	976000
Gravier	m ³	952.64	600	571584
Sable	m ³	473.4	600	284040
Recharge (enrochement)	m ³	40085.1828	800	33671554
Montant total =				35503178

Conclusion:

Les trois variantes sont faisables mais on s'est penché vers la première variante (digue homogène) car on a les matériaux qu'il faut à moindre coût avec facilité de réalisation. Ce dernier remplit les conditions suivantes :

- Une imperméabilité suffisante.
- Insoluble dans l'eau.
- Une faible teneur en matière organique (<5%) .
- Ne pas se fissurer, sous l'effet des tassements.
- Une grande résistance au cisaillement et un maximum de densité sèche.
- Economique.....

CHAPITRE V

ETUDE LA VARIANTE DE LA RETENUE

V. Introduction

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

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

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

L'étude géologique et géotechnique est la base fondamentale de cette étude, en effet c'est en fonction de la nature de sol de fondation et des matériaux des constructions disponibles au voisinage du site de barrage que l'on peut proposer des variantes et en écarter et d'autres.

Variante retenue

La retenue sera réalisée avec une digue en terre homogène.

V.1. Dimensionnement

V.1.1. la revanche du barrage

Un barrage en remblai ne supporte pas la surverse, ni le déferlement de vagues par-dessus la crête, sinon le talus aval et la crête du barrage seraient alors assez rapidement érodés, le phénomène pouvant aller jusqu'à l'ouverture d'une brèche, ce risque de déferlement de vagues doit être circonscrit par l'adaptation d'une revanche suffisante entre le PHE et la cote de la crête.

a- Le dimensionnement de la revanche tient compte de la hauteur potentielle des vagues (elle-même en fonction de la vitesse du vent et de la longueur du plan d'eau) et de l'effet de projection de l'eau vers la crête lorsque les vagues viennent buter contre le talus amont.

a. Formule de STEVENSON ET GAILLARD

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

$$\text{Avec } H = 0.75 + 0.34\sqrt{F} - 0.26^4\sqrt{F} \dots\dots\dots (V.2)$$

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 être inférieure à 18 kilomètres [F = 0.60 km].

A.N

$$H=0.75+0.34\sqrt{0.60}-0.26^4\sqrt{0.60}=0.78m$$

D'où :

$$V=1.5+2*H=1.5+2*0.78=3.07m/s$$

$$\text{Donc : } R=0.75*0.78+\frac{3.07^2}{19.62}=1.05m$$

R=1.05m

b.Formule de MALLET et PAQUANT

$$R = 0.75 * H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots(V.3)$$

Avec $.H + 0.5 + 0.33\sqrt{F} \dots\dots\dots(V.4)$

A.N

$$H = 0.5 + 0.33\sqrt{0.60}=0.76m \quad V=1.5+2*0.76=3.01$$

$$\text{Donc : } R=0.75*0.76+\frac{3.01^2}{19.62}=1.03m$$

R=1.03m

b. Formule Simplifiée

$$R = 1 + 0.3\sqrt{F} \dots\dots\dots (V.5)$$

$$R=1+0.3\sqrt{0.60}=1.25m$$

R=1.23m

Conclusion

On prend une valeur plus proche à la moyenne donc R=1.05m

R=1.05m

V.1.2. la hauteur du barrage

Elle est donnée par la relation :

$$H = h_{NNR} + h_d + R + t \dots\dots\dots(V.6)$$

h_{NNR} : Hauteur au niveau normal de la retenue déterminée;

h_d : Hauteur d'eau correspond au volume forcé en [m] ;

R : Revanche du barrage en [m];

t : le tassement

$$H_b=13.79+1.1+1.05+0.16=16.10$$

V.1.3. largeur en crête

La largeur en crête est calculée dans l'étude d'optimisation et elle est de 6m.

V.1.4. Pentes des talus

Elles varient en fonction de la hauteur du barrage et du type de matériaux et sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. en ce qui concerne le massif, pour déterminer la pente des parements, on se donne en général des pentes qui paraissent optimales, compte tenu de la nature des matériaux et on vérifie par une méthode de stabilité que le barrage présente une sécurité suffisante avec ces pentes,

Dans notre cas : Pour le parement amont la pente du talus est 1/3 et pour le parement aval la pente du talus est 1/2,5 (voir le tableau IV.1).

Détermination de l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement

Après le chapitre étude des variantes, on trouve que épaisseur de couche $e = 45$ cm et un diamètre moyen de 30 cm. Donc une protection du talus amont d'une épaisseur de 45cm d'enrochement avec 30cm de filtre (lit de gravier et sable).

Comme les barrages enherbés sont devenus des lieux idéals pour le pâturage, alors on a opté pour une couche de 30 cm d'enrochement sur le talus aval au lieu de l'herbe.

b. Protection de la crête

La crête de la digue sera revêtue d'une couche de produit asphaltique de 40 cm d'épaisseur,(Apes l'étude des variante)

Afin d'éviter la stagnation des eaux de pluies, une pente de 2,50% de part et d'autre a partir de l'axe de la crête est à prévoir.

IV.1.6. Etanchéité de la fondation

Une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité de la digue en argile afin d'assurer une bonne liaison entre la fondation et le corps de la digue.

Elle doit être réalisée lorsque la fondation imperméable n'est pas atteinte après décapage.

Pour les deux premières variantes une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité de l'argile.

Elle permettra en plus de l'étanchéité d'assurer l'ancrage de la digue.

-La clé d'étanchéité est constituée d'argiles compactées.

- La hauteur de la clé d'étanchéité à partir du terrain naturel est de 2.5m

- La pente des talus de la clé d'étanchéité est $m = 1$.

V.1.7. les drains

Le système de drainage a pour but de collecter et d'organiser l'évacuation des eaux infiltrées à travers le bief aval vers la rigole d'évacuation afin d'éliminer les déformations du sol de la fondation de la digue dues aux infiltrations, ainsi que pour abaisser la zone d'influence du courant d'infiltration.

Le drainage se constitue de deux parties :

- La partie collectrice (filtre inverse) est composée par trois couches de transitions en contact avec le corps de la digue et la fondation d'une longueur de 94 m.

La première couche d'une épaisseur de 30 cm en sable se situant entre le remblai de la digue et la fondation d'un côté et la deuxième couche de l'autre côté.

La deuxième couche d'une épaisseur de 30 cm se constitue de gravier, se situant entre la première et la troisième couche.

La partie évacuatrice est composée de matériaux perméables de roche et de pierres d'un diamètre de [200 – 250] mm, occupe la grande partie centrale du prisme de drainage.

Remarque

- Pendant la réalisation du filtre, le respect de la succession granulométrique doit être juste de façon qu'on parte du plus petit diamètre au plus gros.

V.2.1. Organes de drainage et de filtration

our contrôler les infiltrations à travers le remblai, il est nécessaire de mettre en place un dispositif drainant et filtrant.

En ce qui concerne la qualité des matériaux, les principaux essais, outre la granulométrie, sont :

- Mesure du coefficient de friabilité des sables.
- Essai LOS ANGELES (chocs) et l'essai (Micro-Deval) (usure) pour les graviers.
- Equivalent de sable (la présence d'argile peut entraîner une cohésion et donc la fissuration du matériau).
- Les matériaux calcaires sont à éviter pour les organes de drainage.
 - Les prismes de drainages permettent de :
 - Recevoir et évacuer les eaux infiltrées à travers le corps du barrage et sa fondation.
 - Rabattre la ligne phréatique le plus basse possible.
 - Réduire les pressions interstitielles dans certaines parties du corps du barrage.

Le choix du type de drain s'est fait sur la base de deux réalités :

1. Une fondation assez plastique renfermant des pressions interstitielles considérables.
2. Le talus aval du barrage est toujours sous menace des déformations dues aux pressions (sous-pressions et pressions interstitielles) et aux infiltrations si certaines mesures ne sont pas prises.

Afin d'éviter le danger qui peut être causé par ces deux réalités, on prévoit un dispositif drainant qui permet à la fois de dissiper les pressions interstitielles renfermées par la fondation et d'intercepter le débit de fuite sans dégâts.

Le dispositif drainant le plus approprié pour remplir ces fonctions est le drain tapi appelé également drain horizontal. Ce drain tapi est constitué de couches de filtres inversés dont il faut déterminer la constitution granulométrique. Afin d'éviter des affleurements des nappes sur le talus aval, on munira le drain tapis au niveau du pied aval d'une couche d'enrochements. Le drain s'étend sur 1/4 à 1/3 de l'emprise du projet. L'épaisseur des couches des filtres sera calculée après le calcul du débit de fuite à travers le corps de la digue.

a. Vérification de la nécessité de construire un filtre entre la protection et le corps du barrage

Pour cela on doit tenir compte des règles de TERZAGUI

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} \dots \dots \dots (V.7)$$

Et comme nous n'avons pas des matériaux pour confectionner les filtres on doit calculer les dimensions ou bien les fuseaux granulométriques des matériaux à mettre en place. On a :

D_{15} : Diamètre des particules des sols protégeant (enrochement).

d_{85} : Diamètre des particules du sol protégé (corps du barrage).

De la courbe granulométrique:

La condition de TERZAGUI n'est pas vérifiée donc et en tenant compte des critères

$$\text{TERZAGUI et des règles suivantes } 12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40 \quad \text{et} \quad 12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58 \dots \dots \dots (V.8)$$

On calcule les filtres.

a.1.Calcul des filtres

Règles des filtres :

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

Condition1:

$$\frac{D_5}{d_{17}} \geq 0.32 \sqrt[6]{\eta(1 + 0.5\eta)} \frac{n}{1-n} \dots\dots\dots(V.9)$$

D'où

- η : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre, $\eta = D_{60}/D_{10}$;
- n : Porosité du sol en fonction d'unité $n = n_0 - 0,1 \text{Log } \eta$;
 $n_0 = 0,4$ pour les sols caillouteux ;
 $n_0 = 0,45$ pour les sols argileux.

Condition 2

Vérification des suffisances de perméabilité : $K_F = (2 + \sqrt[6]{\eta} K) \left(\frac{m}{s}\right)$

D'ou

- K : Coefficient d'infiltration du sol protégé (m/s) ;
- K_F : Coefficient de perméabilité du filtre (m/s).

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

b. Détermination de la courbe granulométrique des filtres

Selon les critères :

$$12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40 \dots\dots\dots(V.10)$$

$$12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58 \dots\dots\dots(V.11)$$

On trace les limites des couches de filtres avec :

- D_{15} : Diamètres de filtre.
- d_{15} : Diamètre du sol à protéger.

Granulométrie de sol à protéger :

- $d_{15} = 0.0006 \text{ mm}$
- $d_{50} = 0,004 \text{ mm}$
- $d_{85} = 0, 03\text{mm}$

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

$$0.0072 \text{ mm} < D_{15} < 0,024 \text{ mm}$$

$$0,048\text{mm} < D_{50} < 0.232 \text{ mm}$$

La courbe granulométrique moyenne est :

$$D_{15} = 0.0312 \text{ mm .}$$

$$D_{50} = 0.14 \text{ mm.}$$

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

$$0.374 \text{ mm} < D_{15} < 1.248 \text{ mm}$$

$$1.58 \text{ mm} < D_{50} < 8.12 \text{ mm.}$$

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

$$D_{15} = 0.811 \text{ mm}$$

$$D_{50} = 4.9 \text{ mm}$$

c. Vérification de l'absence de RENARD dans le sol des filtres

Filtre N° 1 :

- Pour qu'il n'y a pas le phénomène du RENARD il faut

$$\text{que : } \frac{D_5}{d_{17}} \geq 0.32 \sqrt{\eta(1 + 0.5\eta)} \frac{n}{1-n} \dots\dots\dots(V.12)$$

D'après la courbe granulométrique :

$$d_5 = 0,0013 \text{ mm}; d_{10}=0,0018\text{mm};$$

$$d_{17}=0,0028\text{mm} ; d_{60}=0.02\text{mm} ;$$

- $\eta = D_{60}/D_{10} = 1111$ Coefficient d'hétérogénéité
- $n_0 = 0,4$ d'où $n = 0,095$;
- $D_5/D_{17} = 0.464 > 0.353$

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

➤ La condition de TERZAGUI (zone de transition) :

Filtre N°2 :

$$D_5/D_{17} = 0,18 > 0,51 : \text{ pour } n = 0,34; \eta = 11.74$$

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

Conclusion

On prévoit:

- Une première couche de filtre en sable d'épaisseur = 10 cm ;
- La deuxième couche est en gravier d'épaisseur = 20 cm ;
- Les enrochements d'épaisseur = 45 cm.

V.3. Dimensionnement de prisme

Fruit des talus : $m_1 = (1-1.75)$ on prend $m_1 = 1 : 1.5$

$m_2 = (1.5-2.5)$ on prend $m_2 = 1 : 2.5$

Hauteur :

$$h_{dr} = (0.15-0.2) H_b = 3.2 \text{ m}$$

$$\text{Largeur au sommet : } b_{dr} = (1/3-1/4) H_{dr} = 1.10\text{m.}$$

V.4. tapis de drainage

C'est le type de drainage le plus efficace pour la digue, car d'une part, on utilise moins de matériaux saturés, et d'autre part, il contrôle les filtrations de la retenue, la sécurité et le contrôle dans sa construction reste de rigueur, pour son dimensionnement il est recommandé d'utiliser des épaisseurs minimales de $e = 0.20 \text{ m}$, par rapport aux matériaux à employer et du remblai on peut le construire avec une ou plusieurs couches de filtre. Un tapis filtrant horizontal est proposé, il sera disposé sur le tiers aval du sol de fondation, Les éléments les plus fins constituant la première couche horizontale de ce filtre, cependant la granulométrie des couches disposées augmente progressivement.

V.4.1. Dimensionnement du drain tapis

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

$$L_d = \frac{L_b}{3} \dots \dots \dots (V.13)$$

L_d : Longueur du drain tapis en mètres .

L_b : Longueur transversale du barrage en mètres.

$$\text{Donc : } L_d = 94/3 = 31.33 \text{ m}$$

On prend $L_d = 32 \text{ m}$

V.4.2. Epaisseur du drain

D'après le tableau suivant :

Tableau .V.1: épaisseur minimal de drain (Gérard DEGOUTTE ,1997)

$H^2\sqrt{V}$	<30	30 à 100	100 à 300	300 à 700	700 à 1500
Epaisseur(m)	0.50	0.80	1.00	1.20	1.50

H : hauteur du barrage en (m).

V : volume de la retenue en (Hm^3).

Notre barrage à $H=16.04\text{m}$, et $V=0.171 \text{ Hm}^3$ donc $H^2\sqrt{V}=105,86 (100\div 300)$

Donc $E_d = 1 \text{ m}$

V.5. Etude des infiltrations

La filtration d'eau à travers le corps du barrage en terre et sous ses ouvrages se produit sous l'effet de la charge d'eau au bief amont.

Les statistiques montrent que plus de 50% des avaries graves sur les barrages sont provoquées par l'effet des infiltrations, c'est pourquoi il faut toujours faire un calcul sur les infiltrations, donc établir la position de la ligne phréatique ou la ligne de saturation dans le massif de la digue, déterminer le gradient de filtration, les vitesses de filtration et les débits de filtration à travers de l'ouvrage et le sol de fondation.

V.5.1. Objectif de calcul d'infiltration

L'objectif de cette partie est de déterminer :

- La zone submergée du corps de la digue.
- Les pressions interstitielles.
- Le tracé de la ligne de saturation.
- Le débit de fuite à travers le corps.

V.5.2. Positionnement de la ligne de saturation

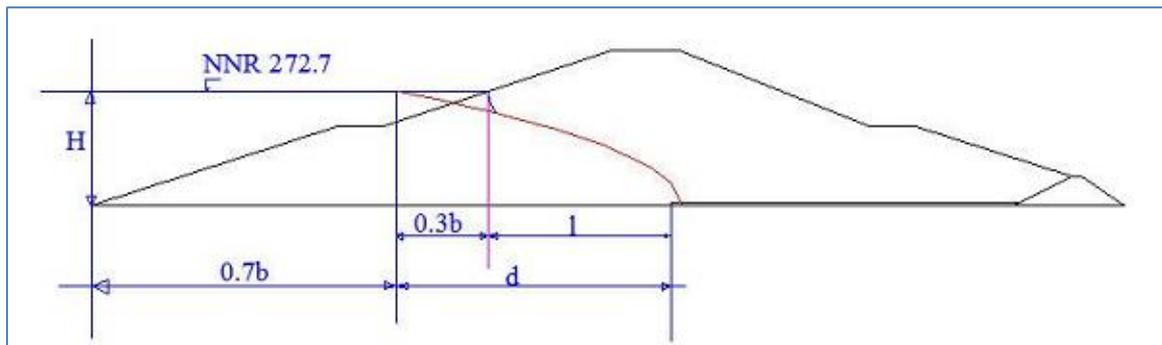


Figure V .1 : Les Infiltration à Travers le Barrage

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 qui nous permet de délimiter la partie sèche où humide de la partie saturée d'eau du barrage.

Son tracé permet d'estimer le débit de fuite à travers le barrage et de déterminer le cas échéant ;

La zone d'émergence de l'eau le long du talus amont et particulièrement dangereuse.

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

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

$$Y^2 - Y_0^2 - 2XY_0 = 0 \quad \dots\dots\dots(V.14)$$

Avec $Y_0 = \sqrt{H^2 + d^2} - d \quad \dots\dots\dots(V.15)$

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont b=41.35m
(Déterminé graphiquement).

d : Largeur en base du barrage diminuée de $d=B - L_d - 0,7b$ (d =31.57m).

H : La hauteur d'eau en amont (H=13.79m).

On trouve $Y_0 = 2.88m$.

Donc l'équation est ; $Y = \sqrt{Y_0^2 + 2Y_0 * X}$

On détermine la ligne de saturation pour une hauteur d'eau correspondante à la retenue normale.

Tableau. V.2: Coordonnées de la parabole de KOZENY :

X (m)	0	2	4	6	8	10	12	14	16
Y (m)	2.88	4.45	5.60	6.55	7.37	8.12	8.80	9.43	10.02
X (m)	18	20	22	24	26	28	30	31.57	
Y (m)	10.58	11.11	11.62	12.11	12.57	13.02	13.46	13.79	

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

Pour obtenir la ligne de saturation à partir de la parabole de Kozeny on raccorde celle-ci au point B du plan d'eau amont par une courbe normale au parement amont en B et tangente à la parabole.

$$a_0 = \frac{y_0}{2} = \frac{1}{2}(\sqrt{d^2 + H^2} - d) \quad \dots\dots\dots(V.16)$$

$\Rightarrow a_0 = 1.44 \text{ m}$

V.5.3. Calcul du débit de fuite par infiltration

a) digue

Nous appliquons la loi de Darcy pour le calcul du débit de fuite à travers le barrage.

$$q = K.I.A \quad \dots\dots\dots(V.17)$$

Avec :

q : débit d'infiltration (m² /s/ml);

I : gradient hydraulique;

K : Coefficient de perméabilité. (K=1.6*10⁻⁷ m/s);

A : section d'infiltration par unité de longueur.

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

Donc : $q = K.y \frac{dy}{dx}$ (V.18)

Avec : $y \frac{dy}{dx} = y_0$

D'où: $q = K.y_0$ m³/s/ml

Le débit total à travers le barrage sera : $Q = q.L$ (V.19)

$y_0 = 3.12m$

$K = 1.6 * 10^{-7} m/s$

$q = 1.6 * 10^{-7} * 2.88 = 4.6 * 10^{-7} m^2/s/ml$

Donc $Q_I = q.L = 4.6 * 10^{-7} * 101 = 4.3 * 10^{-5} m^3/s$

$Q_I = 4.65 * 10^{-5} m^3/s$

b) Fondation

Le débit d'infiltration à travers les fondations est donné par la loi de Darcy .

$q = K.I.A$

Avec :

K : Coefficient de perméabilité. (K=1.8*10⁻⁶m/s)

$I = H_e/L_b$ (V.20)

(H_e= charge de la retenue=13.79 mce, L_b= 94m L'emprise du barrage).

A : section d'infiltration par unité de longueur. $A = T.l$ (T=3m Profondeur du sol de fondation perméable).

D'où $q = K.I.T$

AN $q = 1.8 * 10^{-6} * \frac{13.79}{94} * 3 = 7.92 * 10^{-7} m^2/s/ml$

Donc $Q_F = q.L = 7.92 * 10^{-7} * 101 = 8 * 10^{-5} m^3/s$

$Q_F = 8 * 10^{-5} m^3/s$

Débit total d'infiltration $Q = Q_F + Q_I = 4.65 \cdot 10^{-5} + 8 \cdot 10^{-5} = 1.26 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$

$Q = 1.26 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$

V.5.4. Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage

1) dispositif d'étanchéité

La résistance d'infiltration du sol du corps de la digue est donnée par :

$$I = \frac{\Delta H}{\delta n} < I_{adm} \dots\dots\dots (V.21)$$

ΔH : perte de charge dans le corps de la digue.

δn : épaisseur moyenne de la digue.

I_{adm} : gradient hydraulique admissible ; on le détermine à partir du tableau suivant

Tableau .V.3: Classification des barrages :

Classe de l'ouvrage	Sol de fondation	
	Rocheux	Meuble
I	Hb > 100 m	Hb > 50
II	De 50 à 100 m	De 25 à 50 m
III	De 20 à 50 m	De 15 à 25 m
IV	Hb < 20 m	Hb < 15 m

Notre barrage appartient à la classe III

Tableau .V.4: Gradient admissible à travers le remblai terreux

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	0.7	0.8	0.9	1.00
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

$I_{adm} = 1.8$

Donc: $\Delta H=13.79\text{m}$; $\delta n=50.5 \text{ m}$; $I = 0, 273 \leq I_{adm}$

D’où la résistance à l’infiltration du sol du barrage est assurée.

2) fondation du barrage

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

$$I < \frac{I_{cr}}{K_s} \dots\dots\dots (V.22)$$

Avec :

I_{cr} : gradient d’infiltration critique qui est déterminé en fonction du type du sol de la fondation. Il est donné par le tableau suivant.

Tableau .V.4: Gradient admissible pour les fondations d'un remblai :

Type de sol	Classe de l'ouvrage
	III
Argile compactée	0,9
Limon	0,45
Sable moyen	0,40
Limon sableux	0,28
Sable fin	0,22

K_s : coefficient de sécurité déterminé en fonction de la classe de barrage d’après le tableau suivant

Tableau .V.6: Détermination de coefficient de sécurité

Classe de l'ouvrage	I	II	III	IV
K_s	1.25	1.20	1.15	1.10

I_f : gradient d’infiltration dans la fondation du barrage, on le détermine d’après la formule suivante :

$$I_f = \frac{\Delta H}{L + 0.88T_c} \dots\dots\dots (V.23)$$

T_c : profondeur de calcul de la zone de filtration de la fondation. ($T_c=3\text{m}$)

H : charge d’eau ($H=13.79 \text{ m}$).

L : longueur à la base du barrage ($L=95\text{m}$).

On a donc : $I_f = 0,141$

La fondation est en argile ce qui donne ($I_{cr}=1.8$).

Notre barrage appartient à la classe III ce qui donne ($K_s=1.15$).

On a donc : $\frac{I_{cr}}{K_s} = 0,93$

Ce qui nous donne $I_f < \frac{I_{cr}}{K_s}$ donc la résistance d'infiltration à travers les fondations est assurée.

V.6. Etude de stabilité

V.6.1. Généralité sur la stabilité des barrages (Talus)

L'étude de stabilité d'un barrage est fondamentale dans la mesure où elle doit aboutir pour l'essentiel à la définition de la géométrie de l'ouvrage dont les pentes des talus et des principes de drainage à appliquer. Il est évident qu'un barrage mal dimensionné est instable et porte d'une part préjudice à la sécurité des populations, aux exploitations agricoles et aménagements situés à l'aval et d'autre part entraînera sûrement des travaux d'entretien et de reconstruction dont le coût pourrait influencer d'une manière négative sur l'économie locale.

Schématiquement deux formes d'instabilité mécanique sont à signaler au niveau d'un barrage en remblai à savoir :

- Le glissement des talus ;
- L'instabilité mécanique en fondation peu probable car le remblai sollicité moins sa fondation.

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

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

V.6.2. Stabilité des talus

Il existe plusieurs méthodes de calcul de stabilité au glissement, les plus courantes sont les méthodes dites de calcul à la rupture dont la méthode de FELLENIUS, BISHOP, TAYLOR ...etc. nous utiliserons ici pour notre cas la méthode de FELLENIUS dite méthode suédoise car c'est la plus pessimiste.

Dans les calculs, nous considérerons les cas de sollicitation suivants :

- Cas01 : fin de construction
- Cas02 : fonctionnement normal
- Cas03 : Vidange rapide

V.6.3. Méthode de FELLENIUS

La stabilité des talus peut être calculée par plusieurs méthodes, on utilise le plus souvent la méthode grapho-analytique (Méthode de FELLENIUS) dite « méthode des tranches », qui est de calcul en rupture circulaire.

L'étude de stabilité d'un remblai peut se conduire de deux manières :

1-soit par un calcul de vérification de la stabilité, les valeurs caractéristiques du remblai étant fixent et ou déterminer à priori.

2- Soit par une série de calculs dit dimensionnement, ou l'on fait varier un ou plusieurs paramètres (angle de talus ...) jusqu'à aboutir le coefficient de sécurité souhaité.

Schématiquement, deux formes d'instabilité mécanique peuvent être distinguées :

- Le glissement des talus :

Il existe plusieurs types

a-1. Glissement circulaire sur un talus (le cercle de glissement recoupe parfois la fondation si le matériau la constituant présente des caractéristiques mécaniques médiocres).

a-2. Glissement en cascade.

a-3. Glissement, puit renard :

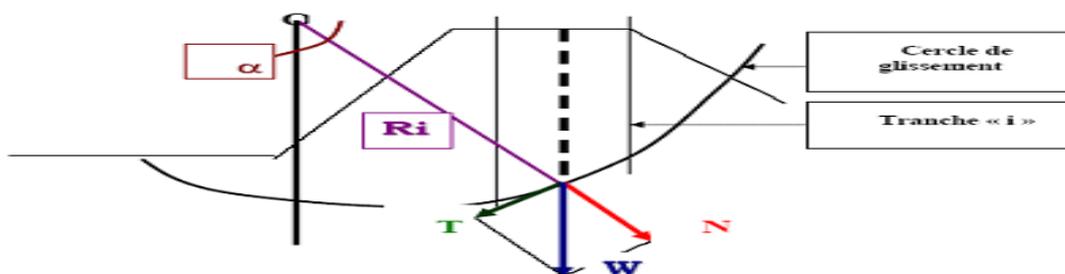


Figure V.02 Forces exercées par une tranche de sol instable sur le cercle de glissement (O, Ri).

Ces deux derniers types se manifestent lorsque le cercle émanant du talus aval recoupe le talus amont à un niveau inférieur à la côte du plan d'eau amont.

V.6.4. 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 amont et talus aval).
- Lors d'une vidange rapide (talus amont).

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

Tableau .V.7: Coefficient de stabilité admissible des talus.

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

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

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

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

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

V .6.5. Ordre de calcul (Méthode des tranches)

1. Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.
2. Tracer deux lignes au milieu du talus moyen (Point B), la première est verticale, la deuxième avec un angle 85° par rapport à la ligne du talus.
3. Tracer les arcs des cercles de rayons R_1 et R_2 avec :

$$R_1 = K_1 H_b \dots \dots \dots (V.24)$$

$$R_2 = K_2 H_b.$$

H_b : Hauteur totale du barrage ($H_b = 16.10$ m).

(K_1 - K_2) : sont déterminés en fonction de pentes de talus d'après le tableau suivant :

Tableau .V.8: les différentes valeurs de K_1 ET K_2

Pente de talus	1	2	3	4	5	6
$K_1 = R_1/H_b$	0,75	0,75	1,0	1,5	2,2	3
$K_2 = R_2/H_b$	1,5	1,75	2,3	3,75	4,8	5.5

Pour notre cas :

talus	Pente du talus	K_1	K_2	R_1 (m)	R_2 (m)
Amont	3	1,0	2,3	16.10	37.03
Aval	2,5	0,875	2,025	14.08	32.603

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 partie « zéro » sous le centre de glissement (projection).

Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

1. Poids de la tranche « G ».
2. Forces de frottement au pied de la partie partagée « F ».
3. Forces de pressions interstitielles.
4. Forces de Cohésion.
5. L'effort du séisme.

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

Composante normale (forces stabilisatrices) : $N = G_n \cos \alpha$ (V.25)

Composante périphérique (forces déstabilisatrices) : $T = G_n \sin \alpha$(V.26)

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

V .6.6. Les caractéristiques géotechniques des sols

Elles sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau .V.9: Caractéristique géotechnique :

Paramètres	Unité	argile	fondation
φ°	degré	23.75	25.6
C	t/m3	4	1.4
δ_{sat}	t/m3	1.95	2.1
δ_d	t/m3	1.74	1.8

la densité déjaugée $\gamma' = (\gamma_{sat} - \gamma_w)$.

V.6.7. Calcul des forces appliquées à chaque tranche

a)-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 : $G_n = b (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_3 \cdot h_3)$ (V.27)

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.

b)-Force de pression interstitielle

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

$$P = U \cdot dl = \gamma_w \cdot h \cdot dl \quad \dots\dots\dots(V.28)$$

U : pression interstitielle.

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

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

h : hauteur de la tranche.

c)-Forces de cohésion

$$F_c = c \cdot dl \quad \dots\dots\dots(V.29)$$

C : Cohésion du sol (Matériau).

d)-Forces dues au séisme

$$T = a \cdot G_n \quad \dots\dots\dots(V.30)$$

a : Coefficient de séisme.

G_n : Poids de la tranche.

V.6.8. Classement des forces

On peut classer toutes ces forces comme suit :

➤ Les forces stabilisatrices

a. Force de frottement

$$F_1 = N_n \operatorname{tg} \varphi - U \operatorname{dl} \operatorname{tg} \varphi. \dots\dots\dots (V.31)$$

φ : Angle de frottement.

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

b. Force de cohésion :

$$F_c = c \operatorname{dl} \dots\dots\dots (V.32)$$

Avec : $dl = \frac{2 \cdot \pi \cdot R \cdot B_i}{360} \dots\dots\dots (V.33)$

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 :

$$M_s = [(N_n - U \operatorname{dl}) \operatorname{tg} \varphi + c \operatorname{dl}] R. \dots\dots\dots (V.34)$$

➤ **Les forces motrices**

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

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

$$M = R \sum_{i=1}^n T_n \dots\dots\dots (V.35)$$

Remarque que :

$$\sin \alpha = \frac{\text{Numéro.d'ordre.de.la.section.divisée}}{10} \dots\dots\dots (V.36)$$

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

V.6.9. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement

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

a) Retenue pleine

$$K_{ss} = \frac{\sum (N_n - p_i) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i \operatorname{dl}}{\sum G_n \sin \alpha_n} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.37)$$

$$K_{as} = \frac{\sum (N_n - p_i) \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i \operatorname{dl}}{(1/R) \sum G_n \cdot a_n \cdot d_n} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.38)$$

K_{ss} : coefficient de sécurité sans séisme.

K_{as} : coefficient de sécurité avec séisme.

b) Retenue vide (fin de construction)

$$K_{SS} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \phi + \sum CdL}{\sum T_n} \dots\dots\dots(V.39)$$

$$K_{AS} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \phi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n} \dots\dots\dots(V.40)$$

c) Vidange rapide :

Le calcul se fait uniquement pour le talus amont, car la vidange rapide d'une retenue en terre peut lui causer des dégâts.

$$K_{SS} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \phi_i + \sum C_i dl}{\sum T_{n_i}} \geq K_{adm} \dots\dots\dots(V.41)$$

$$K_{AS} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \phi_i + \sum C_i dl}{\sum T_{n_i} + (1/R) \sum G_n a_{n_i} d_{n_i}} \geq K_{adm} \dots\dots\dots(V.42)$$

Tableau .V.10: Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement

Cas de sollicitation		coefficient de sécurité	
		sans séisme K_{SSadm}=(1.15-1.1)	avec séisme K_{AS}=(1.1-1.05)
Fin de Construction	Talus aval		
	R ₁ =20.58m	3.22	1.84
	R ₂ =27.71m	3.80	1.99
	R ₃ =38.68m	3.10	1.53
Fonctionnement Normal	Talus aval		
	R ₁ =22.71m	3.39	1.68
	R ₂ =34.82m	3.10	1.35
	R ₃ =37.33m	2.87	1.40
Vidange Rapide	Talus amont		
	R ₁ =20.72m	4.37	2.41
	R ₂ =29.92m	3.39	2.05
	R ₃ =41.13m	3.15	1.60

V.7.Conclusion

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

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

CHAPITRE VI

ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

INTRODUCTION

Les barrages réservoirs sont souvent équipés d'ouvrages annexes destinés à l'exploitation de la retenue et assurer la sécurité du barrage. Les ouvrages annexes sont des ouvrages hydrauliques qui font transiter l'eau du bief amont vers le bief aval, à travers des orifices spéciaux, des déversoirs, des canaux, des conduites, des galeries et autres en tenant compte du type de barrage, sa fondation, les rives de la vallée, la topographie du site et autres.

Les ouvrages annexes prévus pour le retenu sont :

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

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.1. L'évacuateur de crues

La submersion d'un barrage en terre au passage d'une forte crue est toujours un phénomène particulièrement dangereux.

Un barrage s'il retient l'écoulement, doit aussi conserver la faculté d'évacuer les crues exceptionnelles, mais il faut que cette évacuation ait lieu sans que la lame d'eau ne le submerge.

On prévoit alors un organe d'évacuation à fonctionnement automatique appelé évacuateur de crue.

VI.1.1. Différents types d'évacuateurs de crue

VI.1.1.1. Evacuateur de crues en puits

Dans ce type d'ouvrage, le déversoir en lui-même est circulaire ou semi-circulaire, il se prolonge par un puits coudé suivi d'une galerie ou d'une conduite à écoulement à surface libre et un dissipateur d'énergie aval.

La loi de débit est similaire à celle des évacuateurs de surfaces linéaires en écoulement dénoyé, mais lorsque l'ouvrage est noyé, il se comporte comme un orifice à veine mouillée.

Ce type d'ouvrage équipera le plus souvent les grands barrages vu les avantages :

- a) Evacuation d'importants débits ($80 < Q < 6000$) m³/s.
- b) Bon fonctionnement avec forte chute pour des grandes charges.

En parallèle ce type d'évacuateurs représente les inconvénients :

- a) Problème de saturation (Débit supérieur à celui du dimensionnement, charriage)
- b) Problème de vibration.
- c) Problème de liaison difficile à assurer (digue - conduite ou galerie).
- d) Prévoir des protections anti vortex (coût et entretien).
- e) Dissipation au pied de la digue.

VI.1.1.2. Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral

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

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

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

VI.1.1.3. Evacuateur de crue latéral à entonnement frontal

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

- ⊕ Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet.
- ⊕ Facilité de réalisation.
- ⊕ Ces inconvénients sont :
- ⊕ Le coût élevé.
- ⊕ La difficulté de modification.

VI.1.1.4. Evacuateur de crues en siphon

Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge, une fois posé sur le corps du barrage, il représente les avantages :

- ⊕ Aucune exigence topographique.
- ⊕ Calcul usuel.

Ces inconvénients sont :

- ⊕ L'amorçage et le désamorçage.
- ⊕ Entretien indispensable.
- ⊕ Débit faible à évacuer.
- ⊕ Dispositif sur le corps de la digue.

VI.1.2. Choix de l'évacuateur de crue

Près de la moitié des cas de destruction des barrages en terre provient des submersions dus à une insuffisance ou à une absence d'évacuateur de crue. Pour cela il faudra prendre plusieurs facteurs en considération

- a) **topographie** l'oued présente des rives avec une pente plus ou moins douce alors que ce dernier se dirige vers la rive gauche en aval ainsi qu'il y a un talweg qui véhicule les eaux déversées vers ce dernier ce qui favorise l'implantation de l'axe de l'évacuateur de crues sur la rive gauche ceci va diminuer les travaux d'excavation ainsi que ces conditions nous permettent d'implanter un évacuateur latéral à entonnement frontal.
- b) **Géologie** d'après les sondages implantés sur l'axe de la digue notamment sur la rive gauche de l'oued on remarque que la formation géologique de la dite rive pourra supporter un ouvrage en béton aussi qu'on remarque la présence des alluvians ainsi que l'absence des roches dans la fondation du barrage ce qui défavorise la réalisation d'un tunnel ou d'une galerie.
- c) **Fonctionnement** au contraire de l'évacuateur tulipe l'évacuateur à ciel ouvert ne représente aucun danger lors de l'évacuation en plus il est plus facile à entretenir .
- d) **Réalisation** dans notre cas, le type le plus adapté du point de vue réalisation est l'évacuateur latéral.
- e) **Conclusion**

Le type d'évacuateur choisi est un évacuateur Evacuateur de crue latéral à entonnement frontal.

VI.1-3- Dimensionnement de l'évacuateur de crue

L'évacuateur de crues est constitué des éléments suivants :

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

VI.1.3.1. calcul hydraulique des éléments constituant l'évacuateur de crue

a.1. Canal d'approche Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charges et de guider calmement la crue vers le seuil déversant, généralement l'écoulement est calme avec une vitesse faible.

P: la pelle ($P=1$ m).

H: la charge d'eau sur le déversoir $H=1,10$ m.

$$H+P=2,10\text{m}$$

Vitesse d'approche:

La vitesse est donnée par la relation suivante:

$$V = \frac{Q}{(P+H)b}$$

b: largeur du déversoir (b=14m).

Q: débit évacué (Q=37 m³/s).

On trouve: V=1.26 m/s.

La vitesse admissible pour le tronçon non revêtu est (4,4 ÷ 10) m/s, $V < V_{adm}$, donc pas de risque d'érosion.

Hauteur du mur du canal d'approche:

La revanche du canal est calculée d'après la formule suivante:

$$R_e = 0.6 + 0.05V(H)^{1/3} \dots\dots\dots(\text{VI.1})$$

$$R_e=0,67\text{m.}$$

$$R_e=0,67\text{m.}$$

D'où la hauteur de mur est:

$$H_m = H+P+ R = 2.77\text{m} \dots\dots\dots(\text{VI.2})$$

Pour des raisons de sécurité on prend:

$$H_m=3\text{m.}$$

Longueur du canal d'approche:

La longueur du canal d'approche est déterminée d'après la topographie, elle est égale à 25 m.

b. Le déversoir:

Le profil du seuil déversant est de type Creager modifié, l'avantage de ce contour est qu'en chaque point de son parement aval la pression est égale à la pression atmosphérique, tout profil situé au-dessus entraînera des dépressions donc des risques de décollement.

Les coordonnées du profil du déversoir sont déterminées à l'aide de l'équation suivante:

$$y = 0.51 \frac{(x^{1.85})}{(H^{0.85})} \dots\dots\dots(\text{VI.3})$$

H: la charge sur le déversoir.

Tableau VI.1: Coordonnées de la nappe déversante.

X(m)	Y(m)
0	0
0.2	-0.023
0.4	-0.085
0.6	-0.179
0.8	-0.305
1	-0.461
1.2	-0.646
1.4	-0.859
1.6	-1.1
1.8	-1.368
2	-1.662

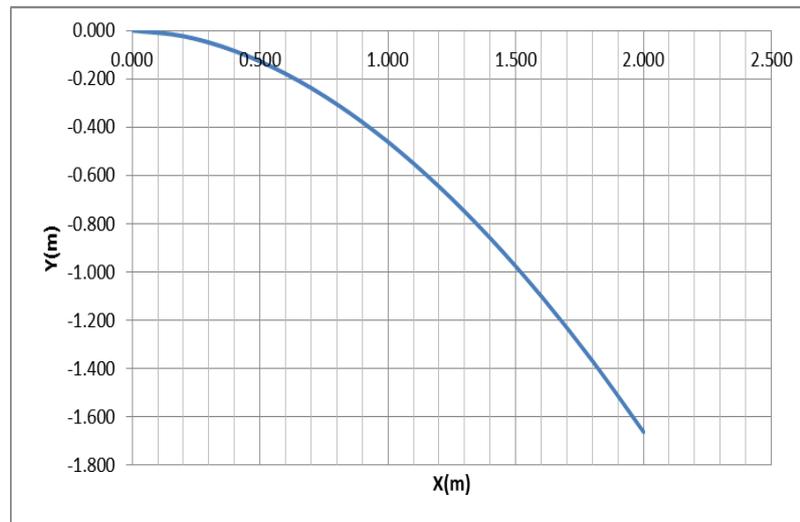


Figure.VI.1.PROFIL DE DEVERSOIR

c. Canal d'écoulement:

Le chenal fait directement suite au déversoir, dans le cas d'un évacuateur de surface, sa pente est suffisamment faible (inférieur à la pente critique) pour que le régime soit fluvial. Il est en général de section rectangulaire, sa longueur est rarement importante car il sert uniquement à contourner le sommet du barrage avant d'aboutir au coursier.

La longueur du chenal est déterminée en fonction de la topographie elle est égale à 5 m et une pente de 0,1%. On détermine la profondeur critique y_c pour un canal de forme rectangulaire:

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} \dots\dots\dots (VI.4)$$

Avec:

Q: débit de projet lamine ($Q= 37m^3/s$).

b: largeur du canal ($b=14m$).

g: l'accélération de pesanteur ($g=9,81m^2/s$).

$y_c=0.89$

La pente critique se détermine par la formule de Manning pour ($h=h_{cr}$).

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

Avec:

R: rayon hydraulique (en m).

I: la pente en (m/m).

S: section mouillée

K: coefficient de Manning-Strickler ($K=71$).

Pour une section rectangulaire:

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

$$I_{cr} = \left[\frac{37(14 + 0.89)^{2/3}}{71 \cdot (14 \cdot 0.89)^{5/3}} \right]^2 * 100 = 0.22\%$$

($0,1\% < 0,22\% \Rightarrow I < I_{cr}$), La condition est vérifiée.

e. Calcul du convergent

Le convergent est l'ouvrage intermédiaire entre le chenal d'écoulement et le coursier, sa largeur au début est égale à celle du chenal d'écoulement et égale à sa fin à celle du coursier. Son rôle est de guider les filets d'eau jusqu'au coursier avec un passage d'un écoulement fluvial à la fin du chenal à un écoulement torrentiel au début du coursier.

La longueur du convergent est estimée par la formule suivante :

$$L = 1.4 (l_1 - l_2) \dots\dots\dots(VI.6)$$

Ou : l_1 : est la largeur au plafond du bief amont $l_1=14$ m

l_2 : est la largeur au plafond de la section de contrôle $l_2=5$ m

La longueur du convergent est de 12.6m.

f. Le coursier

En général, le coursier commence par un convergent amenant à la section de contrôle (section où atteinte la hauteur critique), à partir de laquelle la pente augmente, sa largeur est calculée est estimée à:

$L_2=5m$

La profondeur critique :

La condition de l'état critique est : $\frac{Q^2 B}{g \cdot S^3} = 1$

Pour un canal rectangulaire :

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

B : est la largeur du coursier égale a5 m.

A.N :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{37^2}{9.81 \cdot 5^2}} = 1.77m$$

h_{cr}=1.77m

• **La pente critique :**

La pente d'un canal uniforme, pour un débit donné, est la pente que devrait prendre ce canal, pour que la profondeur normale du courant considéré, soit égale à la profondeur critique.

Pour calculer I_{cr} on associera donc la relation du régime uniforme

$$Q = Sc \cdot C \cdot \sqrt{R_c \cdot I_{cr}} \dots\dots\dots (VI.7)$$

Avec celle du régime critique.

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

L'élimination de Q entre les deux expressions pour une section rectangulaire (S=h.b) conduit à :

..... (VI.9)

Avec :

I_{cr} : pente critique ;

Sc : section critique Sc=b.h_{cr} ;

Rc : rayon critique Rc=Sc/Pc ;

Pc : périmètre critique Pc=2.h_{cr}+b

Cc : coefficient de Chézy $Cc = R_c^{1/6} / n$

n : coefficient de rugosité n=0,014 (revêtement en béton).

Ce qui donne :

- Sc=8.85m²;
- Pc=8.54m;

- $R_c=1.03 \text{ m}$;
- $C_c=74.51$

La pente critique est:

$$\text{AN. } I_{cr} = 0.31 \%$$

$I_{cr}=0,31\%$

- **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 Chézy).

$$Q = S.C.\sqrt{R.I}$$

Avec : S : section du coursier $S=b.h_n$;

I : pente du coursier $I=13.95\%$;

C_n : coefficient de Chézy $C_n = R^{1/6} / n$

$$R : \text{rayon hydraulique } R = \frac{S}{P} = \frac{b.h_n}{2.h_n + b} ;$$

En substituant De la même manière que pour le chenal d'écoulement, on aura:

$$Q = \frac{1}{n} . I^{1/2} . (b.h_n)^{5/2} . (2.h_n + b)^{-3/2}$$

$$\text{On aura : } h_n=0.49\text{m}, V_n = \frac{Q}{b.h_n}, V_n= 15.10\text{m/s}$$

on constate que $I_{cr} > I$ ($h_n < h_{cr}$) donc le régime d'écoulement est torrentiel et le canal est à forte pente.

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

Le calcul de la ligne d'eau est effectué à l'aide d'un logiciel appelé « CANALP ».

Sur le tableau suivant on présente les différents paramètres de calcul suivant des sections distantes de 10m (le pas).

Les données de départ sont:

- Largeur du canal $b=5\text{m}$.
- Débit à évacuer: $Q=37\text{m}^3/\text{s}$.
- La pente du coursier: $I=13.95\%$
- La longueur du coursier: $L=80.47\text{m}$.

Coefficient de Strickler (71).

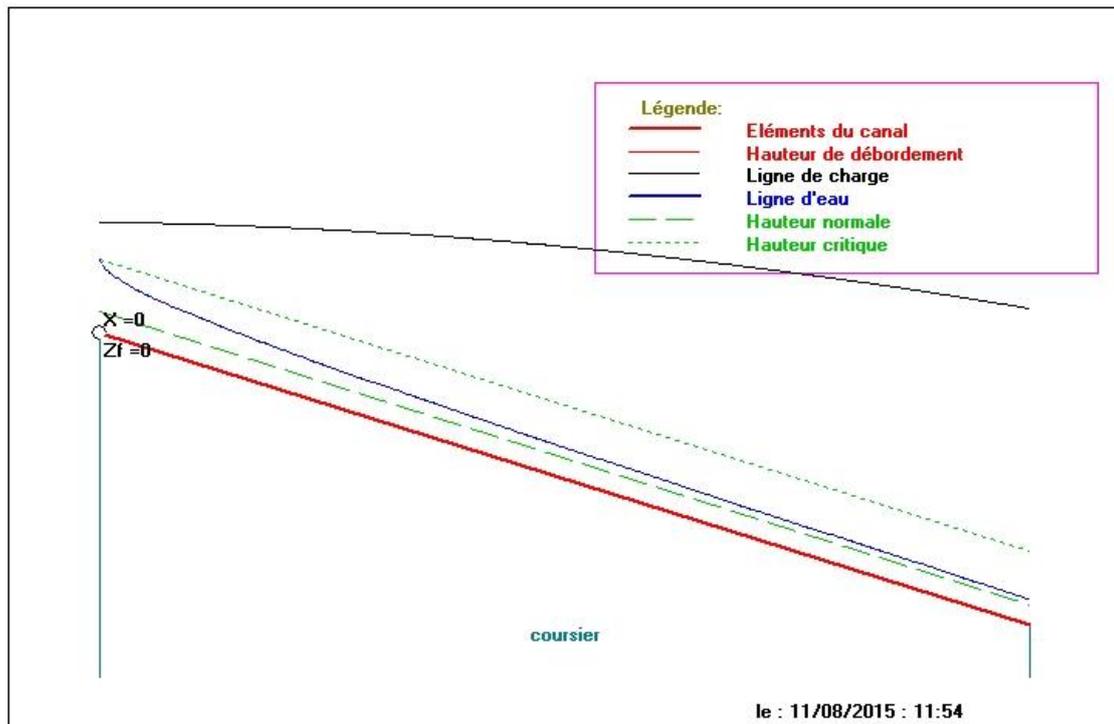
Tableau VI.2: Les données de départ

Q (m ³ /s)	Strickler	I (m/m)	Y _n (m)	Y _c (m)	L bief (m)
37	71	0.139	0.50	1.774	80.47

Les résultats de calculs sont illustrés dans le tableau VI.3:

Tableau VI.3: Ligne d'eau à pas d'espace de 10m.

Section	Abscisse	Pas (m)	Y (m)	Froude	Hs (m)
Amont	0	0.00	1.773	1.001	2.661
1	5	20.00	0.807	3.258	5.091
2	10	40.00	0.665	4.361	6.984
3	15	60.00	0.598	5.104	8.392
4	20	80.00	0.562	5.611	9.406
Aval	25	80.47	0.562	5.675	9.722

**Figure.VI. 3.** La ligne d'eau dans la coursier

D'après le tableau la valeur qu'on doit adopter est : $y=0.562\text{m}$.

La vitesse à la fin coursier est:

$$V = \frac{Q}{b.y} = 13.40\text{m/s}$$

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{gy}} \dots\dots\dots (VI.10)$$

$$\text{Donc : } F_r = \frac{V}{\sqrt{gy}} = 5.675$$

$$F_r = 5.675$$

g. Dissipateur d'énergie :

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».

- ❖ $1,0 \leq Fr \leq 1,7$ Ressaut ondulé.
- ❖ $1,7 < Fr \leq 2,5$ Ressaut faible de petites apparitions en surface.
- ❖ $2,5 < Fr \leq 4,5$ Ressaut oscillant.
- ❖ $4,5 < Fr \leq 9$ Ressaut stable (Stationnaire).
- ❖ $Fr > 9$ Ressaut fort (Ecoulement très turbulent)

Froude est supérieur à 4.5, donc il y'aura formation d'un ressaut stable.

Pour la dissipation de cette énergie on a opté pour un bassin à ressaut, 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 est inférieure à 15m/s. 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.

$V < 15\text{m/s}$ et $F_r > 4,5$ alors le bassin qui convient est de type II.

Détermination des caractéristiques du bassin :

On a $F = 5.675$, $y_1 = y = 0.562$ m

Donc de l'abaque (Annexe D) $\frac{y_2}{y_1} = 6.5$ d'où

$$y_2 = 3.59\text{m.}$$

y_1 : Tirant d'eau avant le ressaut en (m).

y_2 : Tirant d'eau après le ressaut en (m).

Longueur du bassin On a; de l'abaque (Annexe D) $\frac{L}{y_2} = 2.3$

Donc : $L = 8.25$ m. On prend : $L = 9$ m

• Dimensionnement des blocs Chicanes :

- ◆ La hauteur des blocs de chutes : $h_1 = 1.6 Y_1 = 0.9$ m.
- ◆ La largeur des blocs de chutes : $l_1 = Y_1 = 0,562\text{m.}$

- ◆ Espacement entre deux blocs de chutes : $e_1 = Y_1 = 0,562 \text{ m.}$
 - ◆ Hauteur du seuil denté : $h_2 = 0,2 Y_2 = 0.65 \text{ m.}$
 - ◆ La largeur d'une dent : $l_2 = 0,15 Y_2 = 0.488 \text{ m.}$
- Espacement entre deux dents : $e_2 = 0,15 Y_2 = 0.488 \text{ m.}$

h. Canal de restitution :

Le canal de restitution a pour but d'acheminer les eaux évacuées vers le l'oued après la dissipation de son énergie; selon les conditions topographiques, cette partie est constituée par un tronçon de 9 m de longueur environ, de forme trapézoïdale avec un fruit de talus de 1/1, a une pente du canal de $I_c=0,8 \%$ il est en enrochement.

• **La hauteur critique :**

Pour un canal trapézoïdal, la hauteur critique se calcule par la formule suivante (Agraskine) :

$$h_{cr} = K(1 - \frac{Z'}{3} + 0,105Z'^2) \dots\dots\dots(VI.11)$$

Avec : $K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g.b^2}} \dots\dots\dots (VI.12)$

Et $Z' = \frac{K.m}{b} \dots\dots\dots (VI.13)$

m : fruit des talus du canal de fuite m=1.

Ce qui donne : $K=1.77\text{m}$, $Z'=0,35$ d'où

$h_{cr}= 2.58 \text{ m}$

• **La pente critique :**

Elle est donnée par : $I_{cr} = \frac{g.h_c}{C^2.R_c}$

Avec : I_{cr} : pente critique

Sc : section critique $Sc=m.h_{cr}^2+b.h_{cr}$;

R_c : rayon critique $R_c=Sc/P_c$;

P_c : périmètre critique $P_c = b + 2.h_{cr} \sqrt{1 + m^2}$

C_c : coefficient de Chezy $C_c = R_c^{1/6} / n$

n : coefficient de rugosité n=0,02

Ce qui donne :

◆ $Sc = 10.40 \text{ m}^2$;

◆ $P_c = 9.47 \text{ m}$;

La pente critique est

$$I_{cr} = 0.45\%$$

- **Vitesse dans le canal :**

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{m.h_n^2 + b.h_n} \quad \text{D'où}$$

$$V = 4.37 \text{ m/s}$$

VI.1.3.2. Hauteurs des murs bajoyers

a. Canal d'approche et 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.

Hauteur des murs dans le déversoir :

On a : $h_m = h_e + r \dots\dots\dots$

$$R = 0.80$$

$$H = 2.05 \text{ m}$$

Hauteur des murs du chenal :

Sur le long du chenal d'écoulement, la hauteur des bajoyers doit atteindre la crête du barrage.

b. Le coursier :

- Hauteur au début du 1^{er} tronçon :

$$H_m = h_e + r, \text{ Ou :}$$

h_m : hauteur du mur bajoyer ;

h_e : hauteur d'eau $h_e = 1.773 \text{ m}$;

r : revanche de sécurité donnée par : $r = 0.61 + 0.14V^{1/3} \dots\dots\dots$ (VI.16)

V : la vitesse ou niveau de la section de contrôle $V = 4.17 \text{ m/s}$;

Ce qui donne : $r = 0.83 \text{ m}$, $H_m = 2.6 \text{ m}$

- Hauteur à la fin du 1^{er} tronçon :

On procède de même manière que précédemment.

$h_e = 0.552 \text{ m}$ on aura $V = 13.41 \text{ m/s}$, $r = 0.94$, $H_m = 1.50 \text{ m}$

c. Le bassin de dissipation :

On procède de même manière que précédemment.

$h_e = 4.14 \text{ m}$ on aura $V = 1.79 \text{ m/s}$, $r = 0.94$, $H_m = 4.91 \text{ m}$

d. Le canal de restitution :

Il aura les mêmes hauteurs que les murs bajoyers du bassin de dissipation

VI.2 Ouvrage de vidange:

C'est un ouvrage primordial pour une retenue; il a pour rôle:

- D'assurer la vidange de la retenue en quelques jours en cas d'avarie grave constatée sur les ouvrages;
- Vider la tranche morte en fin de saison d'utilisation des eaux stockées pour l'entretien de la retenue (curage éventuel des dépôts solides) et des parties amont du collinaire (prise, vidange, parement amont de la digue);
- Evacuer les crues pendant les travaux (crues de fréquence 2 à 20ans).
- Actuellement, on préfère équiper les pertuis de fond avec des vannes à ouverture totale.

Pour notre cas, l'ouvrage de vidange est constitué d'un orifice à l'amont suivi d'une conduite de longueur 105m et une pente de radier égale à 0,038. Par mesure de sécurité l'ouvrage de vidange est muni de deux vannes en série à l'amont de la galerie, la première est une vanne de garde (Batardeau) et la deuxième vanne de contrôle. Le débit transitant à travers la conduite est défini par la formule suivante :

$$Q_{vf} = \frac{Vu}{T} + Q_r \dots \dots \dots (VI.17)$$

Où:

Q_r : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (pris égal au débit moyen annuel).

V : volume utile ($V=0.108 \text{ Mm}^3$).

T : temps de vidange ($10 < T < 15$) égal 10 jours = 864000 secondes

$$Q_{vf} = \frac{0.13347 * 10^6}{864000} + \frac{0.294 * 10^6}{31.56 * 10^6} = 0,155 \text{ m}^3/\text{s}$$

$Q_{vf}=0,155 \text{ m}^3/\text{s}$

Le type et la construction de la vidange sont déterminés en fonction des conditions topographique et géologique, ainsi que par la valeur du débit de projet.

Dans notre cas la meilleure des solutions est une vidange de fond en acier.

L'axe de la vidange de fond est choisi suivant l'axe de la digue provisoire et le plan d'aménagement hydraulique compte tenu de la vidange maximale de la retenue, et la possibilité de passage des débits de chantier.

VI.2.1. Calcul hydraulique :

Ce calcul consiste à déterminer la section et le diamètre de la conduite de vidange, en utilisant la formule de l'écoulement en charge :

$$Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2gZ} \dots \dots \dots (VI.18)$$

Q_{vf} : débit de vidange (en m³/s).

μ : coefficient de débit.

S : section de la conduite (en m³).

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

Alors que:

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \cdot \sqrt{2gZ}} = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \dots\dots\dots (VI.19)$$

Avec: $Z= 13.79m$

Préalablement on prend: $\mu=0,80$.

On trouve : $S= 0.011m^2$.

$$d = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} \dots\dots\dots (VI.20)$$

D'où: $d=0,12m$.

On prend :

$d=120mm$

Correction de la valeur de coefficient μ :

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi_s + \sum \xi_l}} \dots\dots\dots (VI.21)$$

$\sum \xi_s$: somme des coefficients de pertes de charge singulières

$$\sum \xi_s = \xi_{ent} + \xi_{va} + \xi_{sor} + \xi_{grille}$$

$$\xi_{va}= 0,5$$

$$\xi_{ent}= 0,1$$

$$\xi_{sor}= 1$$

$$\xi_{grille}= 0,25$$

Donc:

$\sum \xi_s=1,85$

$\sum \xi_L$: Somme des coefficients de pertes de charges linéaires.

$$\sum \xi_L = \frac{\lambda L}{d} \dots\dots\dots (VI.22)$$

L : longueur de la conduite de la vidange de fond égale à 101 m.

d : diamètre de la conduite de vidange 120mm.

λ : Coefficient de frottement calculé par la formule de Strickler:

$$\lambda = \frac{87n^2}{d^{1/3}} \dots\dots\dots (VI.23)$$

n: rugosité de la conduite en acier (n=0,013).

On trouve: $\lambda = 0.03 \Rightarrow \sum \xi_L = 25$.

Ce qui nous donne: $\mu = 0.19$

Avec cette nouvelle valeur du coefficient de débit, le diamètre de la conduite de vidange sera égal à $d=248\text{mm}$

On adopte la valeur de: $D_{vf} = 300\text{mm}$.

La conduite étant en acier d'un diamètre de 300mm. Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes: $V_s = Q_{vf} / S_{con}$

Ça donne $V_s = 3.26 \text{ m/s}$

VI.3 La prise d'eau:

Le but de cet ouvrage est d'assurer un débit exigé à l'aval mais aussi une eau qui soit compatible à sa destination (de qualité).

La variante choisie pour la prise d'eau est celle prise d'eau et vidange de fond son tracé sera implanté dans la galerie de dérivation provisoire.

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est en fonction de la demande en aval (consommation maximale en aval), de temps de prise et de la charge d'eau minimale.

La consommation maximale est en mois de juillet : $V_{max} = 50000 \text{ m}^3$.

Si nous considérons que la distribution se fait durant 31 jours et a chaque jour en œuvre la vanne de prise pendent 8 heures donc le débit maximal da la prise d'eau sera égale :

$$\text{Donc : } Q_{max} = \frac{V_{max}}{T} = \frac{50000}{31 * 3600 * 8} = 0,0560 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = \mu S \sqrt{2g.H} \quad (\text{m}^3/\text{s}).$$

μ : coefficient de débit $\mu=0,3$.

S : section de la conduite en m^2 .

H : Charge d'eau correspondante à la prise la plus basse et l'aval $H=4.91\text{m}$.

On trouve : $S=0,060\text{m}^2$ le diamètre de la prise d'eau sera égal à $d=138\text{mm}$

Donc On prend : $d=150\text{mm}$

- Correction de la valeur de coefficient μ :

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi}} \quad \dots\dots\dots (VI.29)$$

$\sum \xi$: Somme des coefficients de pertes de charge singulières et linéaires.

On suppose que les pertes de charge singulières sont égales à 15% des pertes de charges linéaires.

$$\sum \xi = 1,15 \cdot \frac{\lambda \cdot L}{D} \quad \dots\dots\dots (VI.30)$$

Avec $\lambda = 0,03$.

AN : $\sum \xi = 23,23$

$\mu = 0,203$ Donc : $S = 0,021 \text{ m}^2$. On trouve : $d = 163 \text{ mm}$.

On prend

$d = 180 \text{ mm}$

VI.3.1 Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite :

On a : $V = Q/S$

$V = 2,09 \text{ m/s}$

CONCLUSION:

D'après cette étude, on conclue que la conduite de prise d'eau aura un diamètre de 180 mm, elle est équipée d'une vanne papillon qui sera groupée avec les vannes de vidange au pied aval du barrage.

Chapitre VII

ORGANISATION DE CHANTIER

VII. Introduction

L'objectif de l'organisation de chantier est de réaliser l'ouvrage au moins dans les délais et avec le moindre coût.

Donc la bonne connaissance du site et la conception judicieuse de l'ouvrage ne suffisent pas à garantir la qualité et la sécurité de l'ouvrage, il faut porter soin à l'exécution et les moyens qui y sont consacrés pour la réussite de l'opération.

La réalisation des barrages nécessite l'utilisation de nombreux engins mécaniques (Modernes et rentables) destinés à excaver transporter, niveler et compacter les matériaux.

Donc, il est important de s'assurer que le chantier soit confié à une entreprise Compétente et expérimentée et disposant de tous les moyens nécessaires pour l'exécution de tous les travaux dans de bonnes conditions.

Le délai de construction de l'aménagement hydraulique peut être change et cela en fonction des moyens de l'entreprise de construction.

Il est préférable de réaliser la digue pendant la période sèche de l'année, c'est pour cette raison que l'on n'a pas prévu un ouvrage de dérivation.

Le passage des crues de chantier a été prévu à travers la vidange de fond.

VII.1 .Organisation technique de préparation

Les opérations essentielles de préparations dans l'organisation technique pour la construction hydrotechnique commencent par la préparation des documents qui donnent droit à l'organisme de réalisation l'exécution des travaux de construction.

L'organisation technique de préparation passe par les étapes suivantes :

1-Période de préparation, consiste à établir l'ordre chronologique et la cadence de réalisation des travaux en qualités et en quantités.

2-Mesure d'approvisionnement du chantier en matériaux de construction concernant le lieu et la qualité.

3- L'installation et la réalisation des routes d'accès soient à l'intérieur ou à l'extérieur du chantier

4- L'installation de la base de vie, des entrepôts pour les matériaux de construction et les ateliers nécessaires pour la construction ainsi que l'alimentation en eau et en énergie électrique.

5- préparations des moyens humains et mécaniques pour la construction.

VII .2 . Travaux de réalisation

VII. 2.1. Travaux de terrassements

Pour la réalisation des travaux de terrassements, il est nécessaire d'établir la balance des masses volumiques de terrassement en adoptant les travaux les plus économiques en ce qui concerne la répartition et le transport des matériaux de construction sur le chantier, ainsi que le choix par les caractéristiques techniques des outils mécaniques.

VII. 2.2. Travaux d'excavations

Les différentes opérations d'excavation devront être faites selon les données avancées dans le dossier des plans et le programme général des travaux, ces derniers comprennent le décapage, excavation et mise en dépôt des déblais suivant les étapes suivantes :

1- Décapage de la terre végétale sur l'assise de la digue et la zone d'emprunt, qui sera transporté vers une décharge dans une zone stable sans influence sur le déroulement et le régime des travaux.

2- Excavation de la clé d'ancrage au-dessous de la digue, dont la contenance du choix sera utiliser pour la protection des talus, le drainage qui seront misent en dépôts, les quantités excédentaires seront véhiculés vers la décharge.

3- Remblai de la clé d'encrage à partir de la zone d'emprunt après compactage par couche.

VII.2.3. Travaux sur la digue

Les phases de construction de la digue peuvent être les suivantes :

1- Construction des premiers ouvrages provisoires de protection du chantier et pour évacuation des débits de constructions.

2- Remblai sur la fondation et construction du puisard d'entrée comme élément essentiel pour l'évacuation des débits de construction.

3- Remblai et compactage du corps de la digue par couche, parallèlement on procède à l'installation de la conduite ainsi de la tuyauterie de la vidange de fond avec les travaux de béton avec l'ouvrage de prise de vidange de sortie.

4- La protection en enrochement du talus amont et la construction du tapis drainant ainsi que le prisme de drainage on utilisant le maximum des matériaux excavés à partir de la zone d'emprunt et la tranché d'ancrage.

5- Aménagement du canal d'amenée et la construction du seuil de déversement avec le coursier et le bassin de dissipation.

6- La protection du talus aval et la crête de la digue, après avoir réalisé les routes et pistes d'accès d'entretien et d'exploitation.

7- Finalisation des ouvrages de sortie en aval aussi on procède à l'aménagement final du site et les corrections des alentours du barrage avec le reboisement des versants et la correction torrentielle.

VII.2.4. Travaux secondaires

Cela consiste au travail dont le besoin est de pouvoir exploiter tous les ouvrages dans les meilleures conditions possibles.

- 1- L'aménagement de la zone d'emprunt.
- 2- Stabilité des décharges ainsi que leur protection contre l'érosion et leur éloignement des cours d'eau.
- 3- Reboisement des zones à risque d'érosion aux alentours du barrage.

Tous les travaux peuvent être exécutés à partir de l'automne de la première année de construction et au cours de la deuxième année sauf pendant la période humide.

VII.3.Réalisation du barrage en terre

La bonne connaissance du site de barrage et la conception judicieuse d'un ouvrage bien adapté à son site ne suffisent pas à garantir la qualité et la sécurité de l'ouvrage. Le soin apporté à l'exécution du barrage et les moyens qui y sont consacrés ont également une importance primordiale pour la réussite des opérations de construction. Il est donc nécessaire d'assurer que le chantier est confié à tous les moyens nécessaires pour réaliser l'ouvrage dans les bonnes conditions.

VII.3.1. Les moyens de chantier

En ce qui concerne les moyens en personnel, l'entreprise devra indiquer nommément la personne physique responsable du chantier et son intérimaire en précisant leurs titres, références et compétence. Les mêmes indications devront être fournies pour les techniciens spécialisés tels que géotechnicien spécialiste en travaux d'étanchéité, d'injection etc. qui auraient à intervenir sur le chantier.

La construction d'une digue en terre nécessite l'utilisation de nombreux engins mécaniques destiné à scarifier, excaver, transporter, niveler et compacté les matériaux.

On peut distinguer le matériel de compactage, la fonction les caractéristiques principales et le rendement des différents engins de terrassement et de compactage susceptible d'être utilisés lors de la réalisation du petit barrage.

- Les moyens humains

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétent pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

- Les engins de terrassement

Le matériel général de terrassement comprend les engins traditionnels mis en œuvre pour la constitution des fouilles d'assise du barrage, l'extraction et / ou le transport des matériaux et la réalisation des finitions (remblai- enrochement ...).

- Le bulldozer.
- Pelle mécanique.
- Chargeur à pneu ou à chenilles.
- Décapeuse.
- Les niveleuses et les camions.

Le compactage des remblais est une phase très important parce que cette opération est liée d'une façon directe à l'étanchéité de l'ouvrage. On fait appel aux engins suivants:

- Les compacteurs à pneus : Ils conviennent pour le compactage de tout type de sol.
- Les compacteurs à rouleaux vibrant : Ils sont utilisés pour le compactage des matériaux à angle de frottement élevé, tels les enrochements ou les sables à granulométrie serrée.
- Les compacteurs à pied dameurs (à pied de mouton) : Ils conviennent pour le compactage des sols fins.

-Le matériel de bétonnage

On utilise le plus souvent des bétonnières pour la fabrication du béton nécessaire pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur).

- Le matériel spécifique

On utilise comme matériel :

- Les engins de forage et d'injection.
- Le matériel pour la fabrication des produits bitumineux.

VII.4. La succession des opérations de chantier

Un des aspects caractérisant le mieux un barrage de petite et moyenne importance réside dans sa possibilité de construction en seule saison estival. Il importe en effet de protéger le chantier pendant toute sa durée contre les risques de submersions par une crue de rivière. La concentration des opérations pendant une seule période sèche permet de diminuer considérablement, à risque égal, le calibre de la dérivation provisoire des eaux de la rivière destinée à isoler l'emprise du chantier des écoulements amont.

Au nord de l'algerie, la saison favorable par l'exécution d'un barrage en terre compacté se situe entre le mois de Mai et le mois de Septembre période au cours de laquelle les engins de terrassements peuvent travailler à leurs rendements optimaux.

L'enchaînement chronologique des différentes phases du chantier comprend les opérations suivantes :

1. Travaux préparatoires

- Installation du chantier, implantation des axes des Murs et mise en place éventuelle des déviations de circulation, reconnaissance complémentaires des ballastières.
 - Construction de la dérivation provisoire du cours d'eau (dans le cas de petits cours d'eau on peut utiliser la conduite de prise d'eau et de vidange de fond comme ouvrage de dérivation provisoire du cours d'eau, dans ce cas cet ouvrage est exécuté en début de chantier
- Décapage des fondations et creusement éventuel de la clé d'ancrage du barrage.
- Préparation des zones d'emprunt.
 - Déboisement et défrichage de la cuvette, démolition éventuelle d'infrastructure noyée.

2. Exécution des travaux

- Remblaiement de la clé d'ouvrage et des fondations jusqu'au terrain naturel
- Mise en place de la conduite de prise d'eau et de vidange de fond.
- Approvisionnement des matériaux filtrants.
- Mise en place du système de drainage horizontal.
- Génie civil des ouvrages de prise d'eau et de restitutions.
- Génie civil de l'évacuateur de crues.
- Mise en place de revêtement de talus.
- Mise en place des équipements hydromécaniques.
- Travaux de finition, fermeture des zones d'emprunt, revêtement de crête et de route
- d'accès, équipement divers et aménagement des abords

VII.5. Mode d'exécution des travaux

VII.5.1. Travaux préparatoires

a. La préparation des terrains

La mise en place d'importantes quantités de matériaux prélevés dans le site ou approvisionnés de l'extérieur nécessite de larges dégagements d'espace autour de l'emprise de la digue, afin de ménager des aires de stockages et des pistes de circulations d'engins.

Les décapages de l'emprise de la digue, ainsi que des zones d'emprunt entraînent la mise en dépôt provisoire d'importantes quantités de terres végétales qu'il importe de stocker au voisinage de leur lieu de réutilisation afin de minimiser les distances de transport. La préparation du terrain inclut également les décapages et dessouchages de l'emprise totale des

installations de chantier, le nettoyage de la cuvette (enlèvement des arbres) peut s'étaler jusqu'à la mise en eau de l'ouvrage.

b. L'implantation des ouvrages

Lors de l'exécution des plans à grande échelle nécessaires pour l'étude de l'ouvrage, il est prévu la mise en place d'une infrastructure topographique de base, c'est à dire un canevas géodésique et une maille de nivellement, qui sera utilisée pour le déroulement des phases ultérieures telles que l'implantation des ouvrages, le contrôle des travaux, le recollement la surveillance.

L'implantation des ouvrages consiste à matérialiser par rapport aux points de base mentionnés ci-dessus les éléments suivants :

- *L'axe de la Digue du petit barrage définie par les coupes en travers.
- *L'axe de la conduite de prise d'eau et vidange de fond.
- *L'axe de l'évacuateur de crues.

c. Dérivation des eaux

Nous avons vu que pour des ouvrages de moyenne importance, la concentration des opérations de chantier sur une seule saison estival permet parfois d'utiliser la conduite de prise d'eau et vidange de fond pour dériver les eaux du cours d'eau aménagé, combinant ainsi sur seul ouvrage plusieurs fonction .

- *Utilisation des eaux de la retenue (débit nominal d'équipement)
- *Vidange accidentelle du petit barrage.
- *Protection du chantier.

Le faible risque de crue importante pendant la période de construction permet généralement de définir des débits de même ordre de grandeur pour ces trois fonctions.

Le programme d'exécution des travaux devra être rigoureusement respecté tout le long du chantier.

La faible capacité d'évacuation de la conduite ne permettant pas, en général, d'évacuer des crues hivernales, il importe absolument que les travaux soient exécutés dans les délais prévus et toutes dispositions doivent être prises pour qu'aucun retard ne soit toléré au cours des différentes phases des travaux.

VII.5.2. Exécution des ouvrages

a. Les fouilles - tranchées d'ancrage

Le fond de la fouille sera soigneusement nettoyé et asséché de toute venue d'eau .les parties rocheuses seront décapées et nettoyées de tous débris de rocher altéré.

Si après décapage le substratum apparaît trop lisse, sa rugosité sera accrue par scarification ou piquage au marteau pneumatique. Dans le cas général, on arrosera le rocher en ayant soin de ne laisser se former aucune flaque d'eau avant la mise en place du remblai.

b. Le remblai en terre compactée

L'exécution du remblai en terre compacté comprend les deux phases les plus importants du barrage en terre qui sont le prélèvement des matériaux en ballastières et le compactage du remblai.

Les matériaux argileuses brunes collationneuses provenant des zones d'emprunt dans laquelle a eu lieu des prélèvements des échantillons de sols, seront réutilisés pour le remblaiement de la digue.

Le compactage du remblai peut être réalisé à l'aide de dameurs mécaniques, de l'équipement de transport, de rouleaux à pneus avec des dispositifs vibrant ou le plus souvent de rouleaux à pied de moutons parfois remplacés par des rouleaux à grilles.

Dans notre cas de réalisation on opte pour rouleau à pied de mouton. Théoriquement ces rouleaux peuvent être calculés d'après les considérations sur l'énergie de compactage.

Le dispositif de nettoyage prévu pour détacher la terre qui s'accumule entre les pieds de rouleaux doit fonctionner dans les deux sens de marche.

c. La confection des filtres et des drains

La granulométrie des matériaux des filtres est en fonction de la nature 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 autorisée qu'après la mise en place d'une couche suffisante de remblai.

Les matériaux sont disposés en couches de 20 cm d'épaisseur à partir de camions à bennes ou rétro chargeurs et sont compactés. Le mode de mise en oeuvre doit respecter l'homogénéité granulaire des matériaux des différentes couches de filtres.

d. Mise en œuvre de dispositifs d'étanchéité

Lorsque la nature des terrains de la retenue ou celle des matériaux constitutifs de barrage ne permet pas d'obtenir une étanchéité suffisante, il y aura lieu de mettre en oeuvre des dispositifs de matériaux d'étanchéité dont les différents types ont été décrits. L'exécution d'un filtre drain sous-jacent au dispositif d'étanchéité est souvent nécessaire.

e. Protection des talus

La crête est protégée par une couche des matériaux insensible à l'eau (un mélange gravier-bitume), bien compactés et 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.

f. Compactage

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 faut augmenter la quantité d'eau pour l'humidification et pour faciliter le compactage.

VII.6. La planification des travaux

La concentration des opérations des travaux sur une courte période exige une organisation stricte de chantier et la mise à la disposition d'un parc de matériel dont les possibilités dépassent de 20% les cadences moyennes journalières calculées. Si pour les ouvrages modestes de volume de l'ordre de 100000 m³ de remblai au moins, les moyens disponibles de la plupart des entreprises autorisent une certaine élasticité des délais.

VII.7. 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 et la dérivation provisoire.

Ainsi on obtient les résultats pour les différents ouvrages:

Tableau VII.1 : Devis estimatif de la digue

		Quantité (m ³)	Prix unitaire(DA)	Montant (DA)
1	Décapage	4325	150	648750
2	Remblai	28508.62	350	9978017
3	Déblai	1780	280	498400
4	Sable.	473.4	600	284040
5	Gravier.	4042.64	600	2425584
6	Enrochement.	1928.64	800	1542912
7	Gravier +bitume.	106	7000	742000
8	Tout-venant	950	1200	1140000
9	Béton armé	24.5	30000	735000
10	Béton propre	24.5	25000	612500

Tableau VII.2 : Devis estimatif de l'évacuateur de crue

1	Déblai.	m3	2613	300	783900
2	Remblai	m3	90	280	25200
3	Béton armé.	m3	418	30000	12540000
4	Enrochement.	m3	31	2400	74400
5	Béton propreté	m3	164	6000	984000

Tableau VII.3 : vidange de fond et prise d'eau:

1	Déblai	m3	330	300	99000
2	Remblai.	m3	95	280	26600
3	Béton ordinaire	m3	35	6000	210000
4	Conduite 300mm	m3	100	1500	150000
5	Vanne 300mm.	U	2	50000	100000
6	Béton propreté	m3	210	6000	1260000
7	Béton armé.	m3	210	30000	6300000

Le coût total de l'ouvrage est de = 41160303DA

VII.8.1 Détermination des délais des travaux

Chaque opération est affectée d'un délai de réalisation dans le tableau ci-après :

Tableau .VII.4 : Symboles des opérations

Phases des Travaux	Opérations	Duré (jours)
Installation de chantier	A	30
Réalisation de la galerie de dérivation	B	30
Réalisation du batardeau	C	20
Réalisation de la vidange et de la prise d'eau	D	25
Exécution du bassin d'amortissement	E	30
Excavations, fouilles pour l'évacuateur de crue	F	30
Coffrage, ferrailage de l'évacuateur de crue	G	45
Bétonnage de l'évacuateur de crue	H	15
Remblais du barrage, et prisme de drainage	I	90
Excavation du tranché de la clé d'encrage	J	15
Remblais de la clé d'encrage	K	60
Revêtement sur les talus (amont, aval)	L	30
Équipements hydromécaniques	M	15
Travaux de finitions	N	45

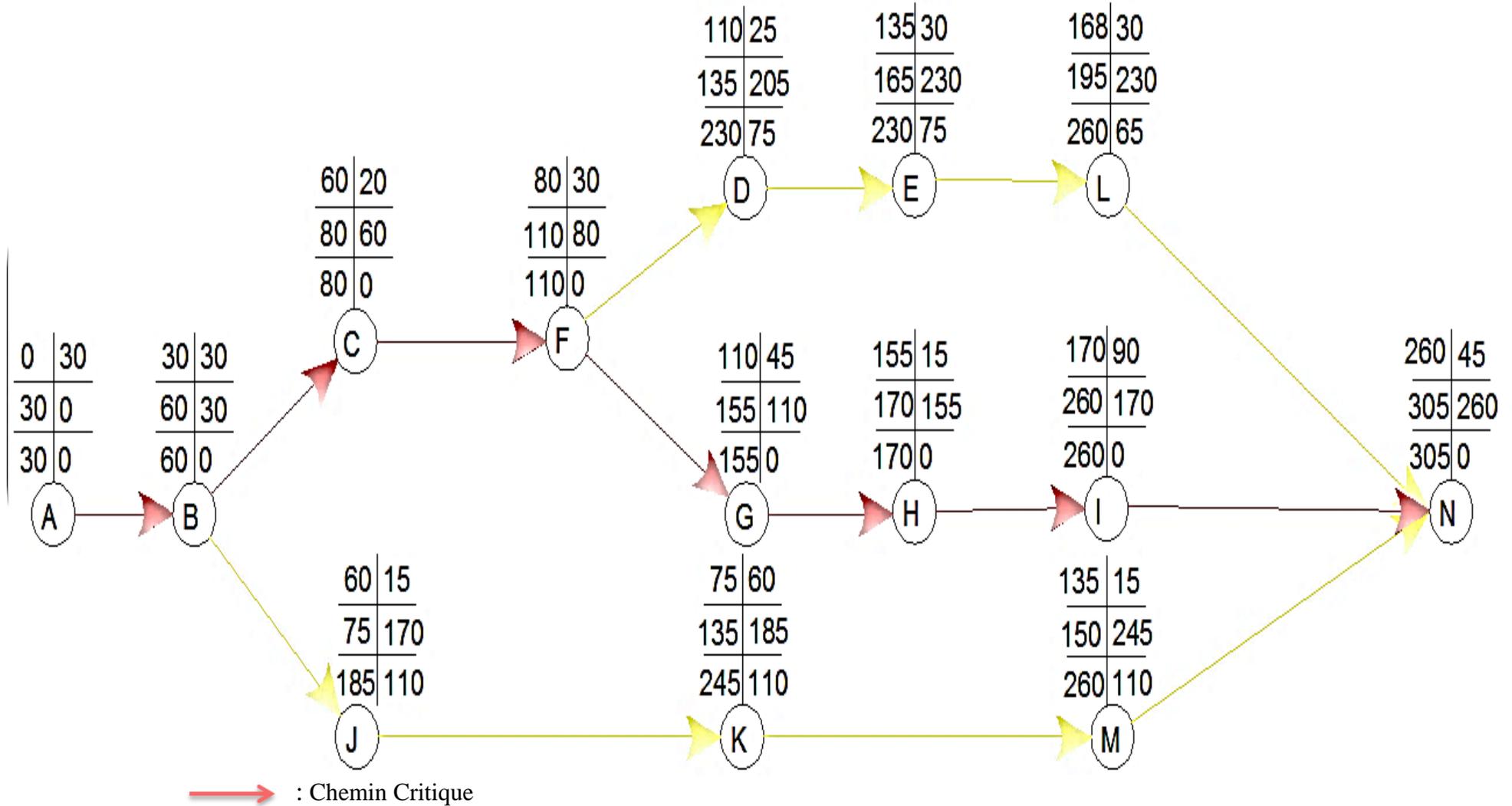


Figure. VII.01 : RESEAU A NCEUDS

$$DTR = \sum TR = 30+30+20+30+45+15+90+45 = 305 \text{ jours (10 mois et 5 jours)}$$

VII.9. Détermination des chemins critiques par la méthode de Tableau

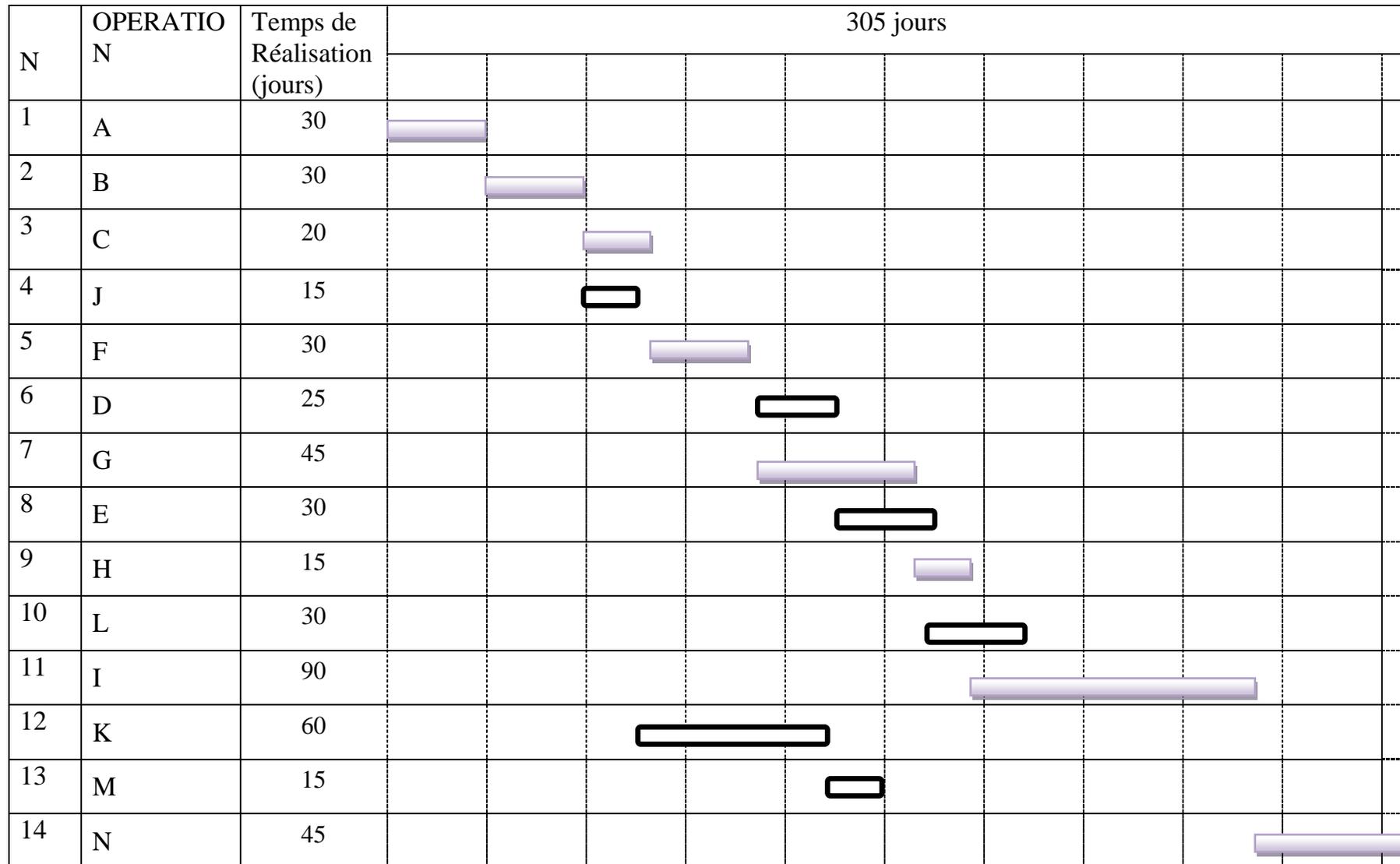
C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Ainsi on obtient les résultats consignés dans le tableau suivant :

Tableau .VII.2 : Détermination des chemins critiques

Opération	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
A	30	0	30	0	30	0
B	30	30	60	30	60	0
C	20	60	80	60	80	0
J	15	60	75	170	185	110
F	30	80	110	80	110	0
D	25	110	135	175	200	65
G	45	110	155	110	155	0
E	30	135	165	200	230	65
H	15	155	170	155	170	0
L	30	165	195	230	260	65
I	90	170	260	170	260	0
K	60	75	135	185	245	110
M	15	135	150	245	260	110
N	45	260	305	260	305	0

$$DTR = \sum TR = 30+30+20+30+45+15+90+45 = 305 \text{ jours (10 mois et 5 jours)}$$



█ : Chemin Critique

Figure VII.2: Diagramme de gant

VII.10. Conclusion

L'organisation du chantier est d'une importance primordiale dans la réalisation et l'achèvement dans les délais de tous les projets. Une bonne organisation est tributaire de la planification du chantier par une bonne définition du réseau par différentes méthodes. La recherche du chemin critique est très importante pour mieux justifier la décomposition du projet. Dans tous les cas, l'entrepreneur a un rôle essentiel à jouer dans ce sens.

Finalement on peut dire que les imprévus qui influent considérablement sur l'organisation d'un chantier et surtout les tâches critiques, et perturbent d'une certaine manière l'avancement des travaux, obligeant des révisions et des renforcements. Tout ceci est normalement pris en charge lors de l'étude d'organisation d'un chantier.

CHAPITRE VIII

protection et sécurité de travail

VIII. Introduction

Les accidents de travail et les problèmes qui en découlent ont une grande importance, sur le plan financier, sur le plan de la production et surtout, sur le plan humain . L'objectif sera donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents dans l'entreprise .il existe pour cela un certain nombre de dispositifs, de consignes, de règlements dits « de sécurité ».leur utilité est incontestable. (V.AMBARTSOUMIAN ,1994).

La protection du travail comprend tout un système de mesure d'ordre social, économique, technique, hygiénique, organisationnel et juridique. Ceux-ci garantissent l'assurance de la protection de la santé et de la capacité de travail des travailleurs. Les chantiers sont très dangereux et les accidents peuvent prendre naissance à tous moment, c'est pour cela qu'on doit chercher des solutions pour promouvoir contre ces derniers. Les différents organismes intéressés par les sécurités lors du travail et les services d'inspection ont édicté un certain nombre de règlements applicables aux chantiers. Ces règlements doivent être strictement appliqués. Ils contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et dégageront la responsabilité des dirigeants du chantier qui pourrait être tenus comme responsable en cas que toutes dispositions n'avaient pas été prises pour l'application des règles du chantier.

VIII.1. Conditions dangereuses dans le chantier

- ✚ Installation non protégée ou male 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.2. Actions dangereuses

- ✚ Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
- ✚ Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- ✚ Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- ✚ Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- ✚ Imprudence durant le travail.
- ✚ Mauvaise utilisation d'un outillage ou d'un engin.
- ✚ Suivre un rythme de travail inadapté.
- ✚ Plaisanter ou se quereller.
- ✚ Adopter une position peu sûre.

VIII.3. Mesures préventives

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés.

- ✚ Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
- ✚ Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.
- ✚ Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tous danger.
- ✚ Les abris doivent être aérés et climatisés.

VIII.4. Plan de sécurité adapté aux travaux de réalisation

Puisque les travaux de terrassement sont les travaux qui prennent la plupart du temps dans la réalisation du barrage on a proposé 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
1) 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.....).
2) 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.
3) Prévenir les accidents lors de l'utilisation du matériel : De renversement des engins ; De l'éboulement des terrains ;	Interdiction de dépassement et de stationnement.
4) Eviter les heurtes entre les engins et renversement des engins.	Interdiction de dépassement et de stationnement.
5) 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.
6) Eliminer les surcharges en bordure des fouilles.	Mode de stockage des déblais et leur mode de déchargement.
7) Prévenir les chutes des objets.	Examen des câbles soumis à des sollicitations particulières.
8) Prévenir des ruptures des organes de levage.	Disposition et consignes particulières concernant l'entretien des matériels, des installations, les engins et les véhicules.
9) Heurts des personnes par les outils.	Les travailleurs qui utilisent la pioche ou la pelle dans leurs activités doivent être tenus à une distance suffisant les uns des autres.

VIII .5. Conclusion

La prévention devrait tendre à ne plus être conçue comme un correctif et s'appuyer uniquement sur des critères défensifs. Avec les avancées du progrès technique et scientifique, on doit pouvoir en saisir les acquis pour renverser la tendance, c'est à dire faire de la prévention une action offensive pour qu'il n'y ait plus de risques.

A cet effet, il convient d'accorder d'avantage d'intérêt aux aspects éducationnels de l'homme au travail afin de lui permettre une grande maîtrise de l'outil de production et une plus grande adaptation à son environnement.

CONCLUSION GÉNÉRALE :

Dans le cadre de la préparation du mémoire de fin d'étude, nous avons étudié l'exécution de la retenue collinaire sur l'oued lehouissi dans la wilaya de BORDJ BOU ARRERIDJ qui est destiné à l'irrigation.

On a fait une étude géologique qui comprend l'étude de la fondation, la cuvette, et la disponibilité des matériaux de construction, ensuite on a étudié l'hydrologie de la région. Et d'après les études effectuées, on a constaté que le réservoir est bien rempli.

Le choix de la variante a été faite en fonction des sols avoisinant, et on a opté pour une digue homogène vu la disponibilité suffisante des sols fins et sa simplicité de la réalisation.

Des calculs technico-économiques ont été faits pour choisir la variante optimale et faire le choix le plus économique pour le dimensionnement de l'évacuateur de crues et la digue.

Le calcul de la stabilité de la digue est vérifié et a été établi par une méthode (manuellement par la méthode de FELLENIUS).

Les résultats obtenus par ce travail sont satisfaisants. Donc, le site proposé pour la réalisation de cet ouvrage est favorable sur le plan technique.

Bibliographie :

- [1] : **TOUAIBIA B.**
(Cours d'Hydrologie 3^{ème} Année et Régularisation des débits 4^{ème} année).

- [2] : **M DUNGLAS**
(cours d'ouvrage d'art 1^{er} 2^{ème} et 3^{ème} partie)

- [3] : **M .HASSANE .**
(Cours d'ouvrage hydrotechnique 5^{ème} Année ENSH- 2005).

- [4] : **M.HASSANE .**
(Les ouvrage annexes de barrage 5^{ème} Année ENSH- 2006).

- [5] : **M.K.MIHOUBI**
(Caractéristiques techniques des retenues collinaires ENSH)

- [6] : **BENLAOUKLI.B**
(Cours d'O.D.C 4^{ème} et 5^{ème} année).

- [7] : **M.Hassane**
Guide méthodologique de calcul hydraulique de
l'évacuateur de crue à entonnement frontale »
'Ecole nationale supérieure de l'hydraulique
Blida 1995'.

Annexe A

Tableau III.30 : récapitulatif des résultats de l'Hydrogramme du crue

temps (h)	Débits de crues des périodes de retour					
	Q (5ans)	Q (10 ans)	Q(20 ans)	Q(50 ans)	Q (100 ans)	Q (1000ans)
	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)
0	0	0	0	0	0	0
0.5	1.076	1.376	1.628	2.009	2.311	3.432
1	4.306	5.502	6.514	8.036	9.243	13.728
1.5	9.688	12.380	14.656	18.080	20.797	30.888
2	17.222	22.010	26.055	32.143	36.972	54.911
2.19	20.650	25.90	31.240	38.540	44.330	65.840
2.2	20.509	25.723	31.027	38.277	44.027	65.390
2.4	17.948	22.512	27.153	33.498	38.530	57.226
2.6	15.493	19.432	23.439	28.916	33.260	49.399
2.8	13.273	16.648	20.080	24.772	28.494	42.320
3	11.276	14.143	17.058	21.044	24.206	35.951
3.2	9.490	11.902	14.356	17.711	20.372	30.256
3.4	7.903	9.912	11.956	14.749	16.965	25.197
3.6	6.503	8.157	9.839	12.138	13.961	20.736
3.8	5.280	6.622	7.988	9.854	11.335	16.835
4	4.220	5.293	6.385	7.877	9.060	13.456
4.2	3.313	4.155	5.012	6.183	7.112	10.563
4.4	2.546	3.193	3.852	4.752	5.466	8.118
4.6	1.908	2.393	2.886	3.560	4.095	6.082
4.8	1.386	1.738	2.097	2.587	2.975	4.419
5	0.969	1.216	1.466	1.809	2.081	3.091
5.2	0.646	0.810	0.977	1.205	1.386	2.059
5.4	0.404	0.506	0.611	0.754	0.867	1.287
5.6	0.231	0.290	0.350	0.432	0.497	0.737
5.8	0.117	0.146	0.176	0.218	0.250	0.372
6	0.048	0.060	0.073	0.089	0.103	0.153
6.2	0.013	0.017	0.020	0.025	0.029	0.043
6.4	0.001	0.002	0.002	0.003	0.003	0.005
6.57	0	0	0	0	0	0

Tableau III.34: Caractéristiques topographiques de la retenue :

COTE(m)	HAUTEUR(m)	S(m ²)	S _{mov} (m ²)	Δ H(m)	ΔV(m ³)	V _i (m ³)
818	0	0				0
819	1	68.745	34.37	1	34.37	34.37
820	2	431.17	249.96	1	249.96	284.33
821	3	1248.91	840.04	1	840.04	1124.36
822	4	2426.85	1837.88	1	1837.88	2962.24
823	5	3830.85	3128.85	1	3128.85	6091.09
824	6	5519.56	4675.20	1	4675.20	10766.29
			6560.16			
825	7	7600.77	9022.95	1	6560.16	17326.45
826	8	10445.13	12438.25	1	9022.95	26349.40
827	9	14431.37	16934.83	1	12438.25	38787.65
828	10	19438.28		1	16934.83	55722.48
829	11	24750.87	22094.57	1	22094.57	77817.05
830	12	30010.15	27380.51	1	27380.51	105197.56
831	13	36978.32	33494.24	1	33494.24	138691.80
832	14	44593.54	40785.93	1	40785.93	179477.72
833	15	51761.70	48177.62	1	48177.62	227655.34
834	16	59745.68	55753.69	1	55753.69	283409.03
835	17	68350.27	64047.98	1	64047.98	347457.00

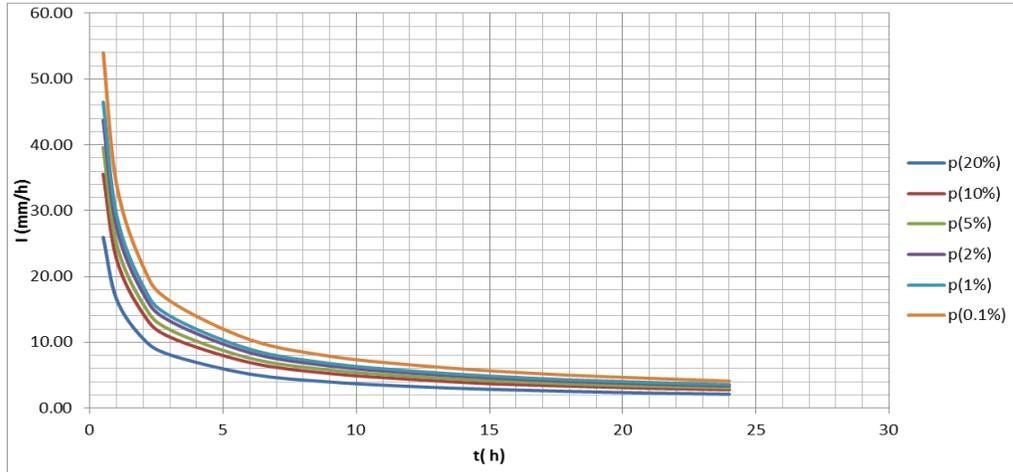


Figure.III.10 : Courbes des pluies à courtes durées

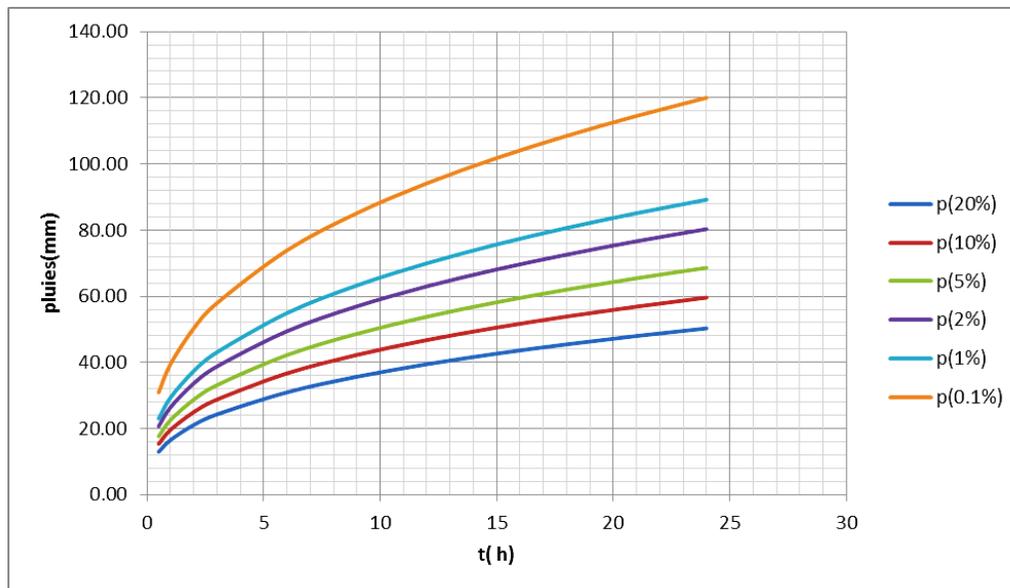


Figure.III.11 : courbes des intensités durées fréquence

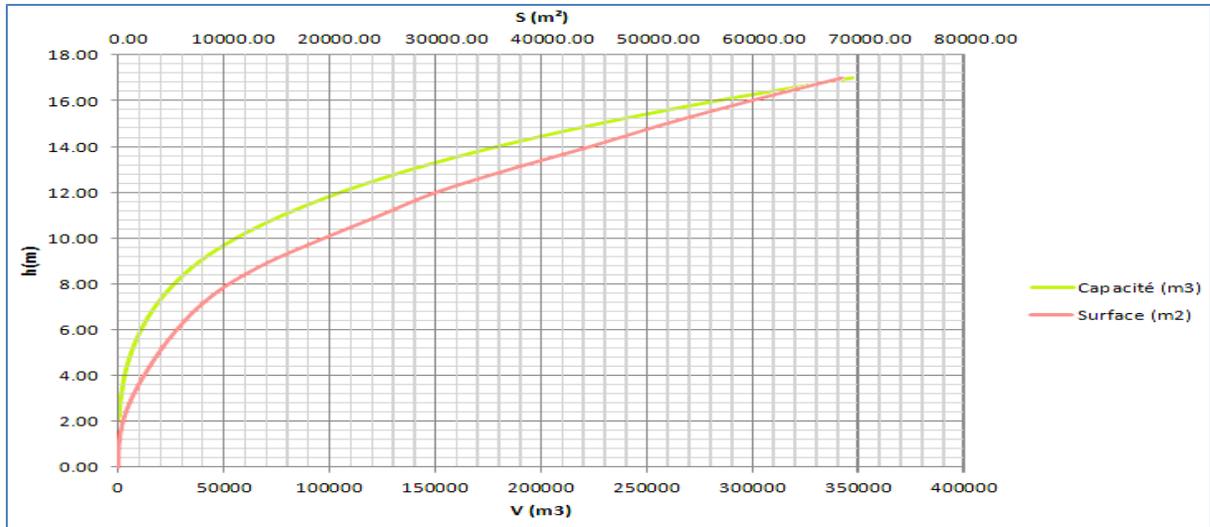


Figure.III.14: courbe de remplissage

Tableau III.35: Régularisation saisonnière suivant la 1^{ère} consigne.

Mois	W (hm3)	U (hm3)	W-U (hm3)	1ere consigne		
				Vrf (hm3)	Vri (hm3)	S (hm3)
Octobre	0.0180	0	0.0180	0.0371	0.0371	
				0.0551	0.0551	
Novembre	0.0308	0	0.0308	0.0859	0.085904	
				0.1196	0.11968	
Décembre	0.0338	0	0.0338	0.1512	0.1403	0.011049
				0.1672	0.1403	0.0270186
Janvier	0.0315	0	0.0315	0.1747	0.1403	0.034545
				0.1617	0.1403	0.0215462
Février	0.0270	0	0.0270	0.1395	0.1394	
				0.1129	0.1129	
Mars	0.0345	0	0.0345	0.0686	0.0686	
				0.0383	0.0383	
Avril	0.0315	0.01	0.0215	0.0371	0.0371	
						0.094
Mai	0.0293	0.03	-0.0007			
Juin	0.0135	0.04	-0.0265			
Juillet	0.0056	0.05	-0.0444			
Août	0.0098	0.04	-0.0302			
Septembre	0.0286	0.03	-0.0014			
Total	0.294	0.2				

Tableau III.36: Régularisation saisonnière suivant la 2^{ère} consigne.

Mois	W (hm3)	U (hm3)	W-U (hm3)	2eme consigne		
				Vrf (hm3)	Vri (hm3)	S (hm3)
Octobre	0.0180	0	0.0180	0.0191	0.0371	0.0180
Novembre	0.0308	0	0.0308	0.0063	0.0371	0.0308
				0.0033	0.0371	0.0338
Décembre	0.0338	0	0.0338	0.0256	0.0371	0.0115
Janvier	0.0315	0	0.0315	0.0571	0.0571	
Février	0.0270	0	0.0270	0.0841	0.08419	
Mars	0.0345	0	0.0345	0.1187	0.11873	
Avril	0.0315	0.01	0.0215	0.1402	0.1402	
Mai	0.0293	0.03	-0.0007	0.1395	0.1395	
Juin	0.0135	0.04	-0.0264	0.1131	0.1131	
Juillet	0.0056	0.05	-0.0443	0.0687	0.0687	
Août	0.0098	0.04	-0.0302	0.0384	0.0384	
Septembre	0.0286	0.03	-0.0014	0.0371	0.0371	
Total	0.294	0.2				0.094

Tableau III.38: Régularisation saisonnière en tenir compte les pertes (2^{ere} approximation).

Mois	W (hm3)	U (hm3)	Vrf hm3	V moy (hm3)	S moy (km2)	E vp (m)	V evp (hm3)	V inf (hm3)	P (hm3)	U+P (hm3)	W-(U+P) (hm3)	1ere consigne			2eme consigne			
												Vrf (hm3)	Vri (hm3)	S (hm3)	Vrf (hm3)	Vri (hm3)	S (hm3)	
Octobre	0.0180	0.0000	0.0371	0.0453	0.0175	0.0879	0.0015	0.00023	0.0018	0.0018	0.0163	0.0371	0.0371		0.0208	0.0371	0.0163	
			0.0535									0.0534		0.0078	0.0371	0.0293		
Novembre	0.0308	0.0000	0.0826	0.0681	0.0177	0.0564	0.0010	0.00034	0.0013	0.0015	0.0293	0.0826	0.0826		0.0365	0.0371	0.0006	
			0.1148									0.1149		0.0688	0.0688			
Décembre	0.0338	0.0000	0.1148	0.0987	0.0243	0.0347	0.0008	0.00049	0.0013	0.0015	0.0323	0.1149	0.1149		0.0688	0.0688		
			0.1450									0.1452		0.0991	0.0991			
Janvier	0.0315	0.0000	0.1698	0.1299	0.0301	0.0187	0.0006	0.00065	0.0012	0.0013	0.0302	0.1700	0.1716	-0.0005	0.1239	0.1239		
			0.1998									0.2008	0.1716	0.0302	0.1542	0.1542		
Février	0.0270	0.0000	0.1863	0.1848	0.0390	0.0755	0.0029	0.00092	0.0039	0.0043	0.0302	0.1870	0.1716	0.0164	0.1716	0.1716		
			0.1998									0.1635	0.1635		0.1635	0.1635		
Mars	0.0345	0.0000	0.1282	0.1931	0.0395	0.0904	0.0036	0.00097	0.0045	0.0151	0.0164	0.1288	0.1288		0.1288	0.1288		
			0.0763									0.0763		0.0763	0.0763			
Avril	0.0315	0.0100	0.0410	0.1745	0.0381	0.1310	0.0050	0.00087	0.0059	0.0364	-0.0071	0.0410	0.1635		0.1635	0.1635		
			0.0371									0.1635		0.1635	0.1635			
Mai	0.0293	0.0300	0.0763	0.1455	0.0293	0.1960	0.0057	0.00073	0.0065	0.0482	-0.0347	0.0763	0.1288		0.1288	0.1288		
			0.0410									0.0763		0.0763	0.0763			
Juin	0.0135	0.0400	0.0410	0.1023	0.0209	0.2630	0.0055	0.00051	0.0060	0.0581	-0.0525	0.0410	0.0763		0.0763	0.0763		
			0.0371									0.0410		0.0410	0.0410			
Juillet	0.0056	0.0500	0.0371	0.0587	0.0158	0.2530	0.0040	0.00029	0.0043	0.0451	-0.0353	0.0371	0.0410		0.0410	0.0410		
			0.0371									0.0371		0.0371	0.0371			
Août	0.0098	0.0400	0.0371	0.0391	0.0125	0.1630	0.0020	0.00020	0.0022	0.0325	-0.0039	0.0371	0.0371		0.0371	0.0371		
			0.0371									0.0371		0.0371	0.0371			
Septembre	0.0286	0.0300	0.0371	0.0391	0.0125	0.1630	0.0020	0.00020	0.0022	0.0325	-0.0039	0.0371	0.0371		0.0371	0.0371		
			0.0371									0.0371		0.0371	0.0371			
Total	0.2941		0.0371								0.2480	0.0371	0.0371		0.0371	0.0371		
			0.0371									0.0371		0.0371	0.0371			
															0.0461			0.0461

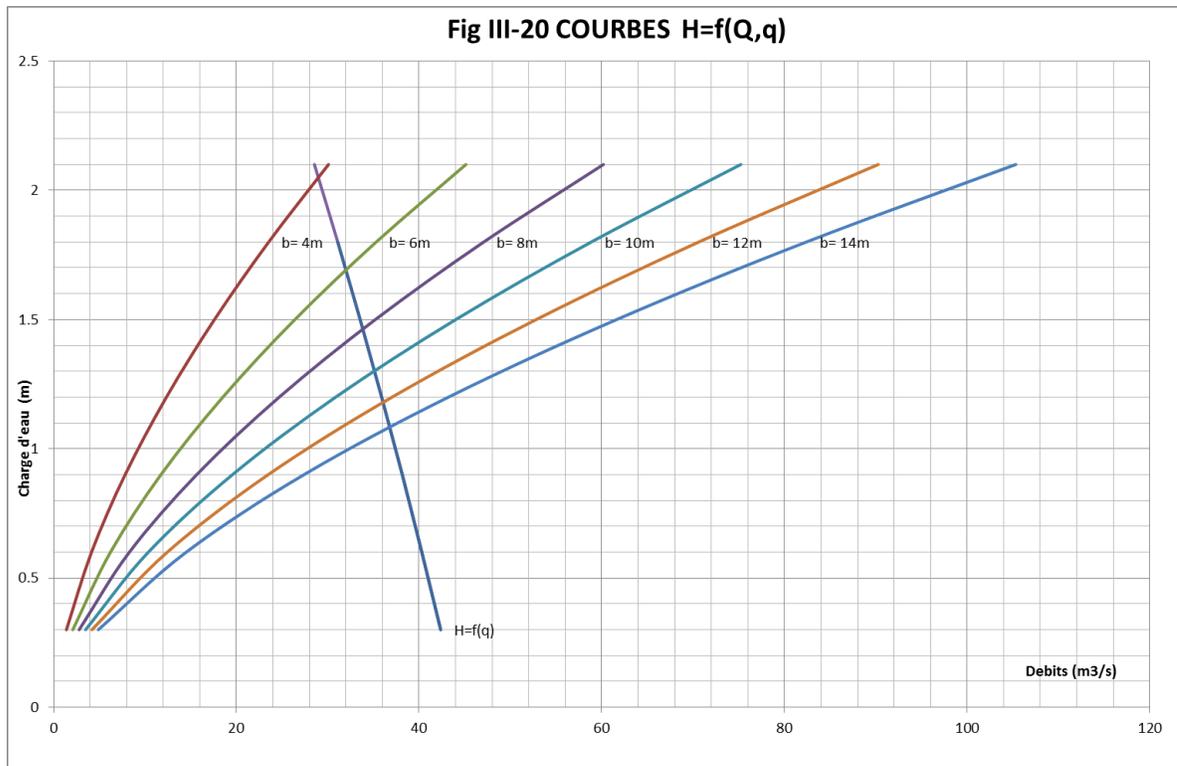


Figure III.15 : La variation de la charge déversant en fonction de (Q, q)

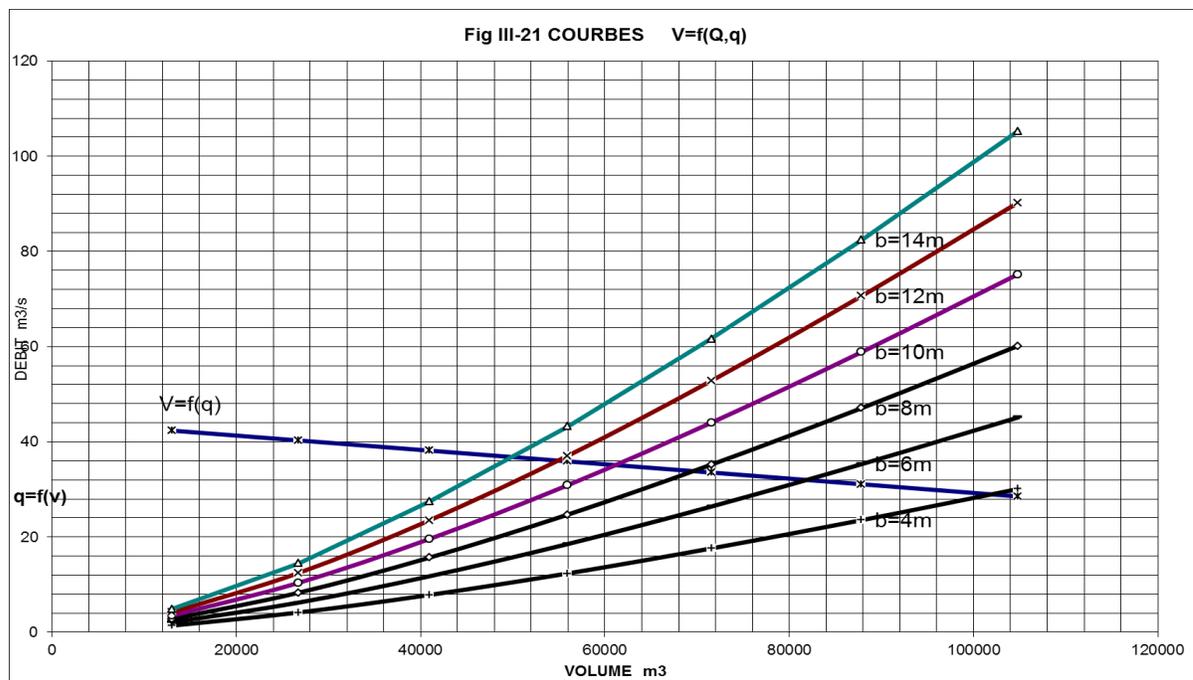


Figure.III.16 : La variation du volume force en fonction de (Q, q)

Tableau III.48: récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.

Largeurs déversantes (m)	Lames déversantes (m)	Tassements (m)	la revanche (m)	Hauteur du barrage (m)	Formules utilisées			
					KNAPEN	PREECE	SIMPLIFIEE	pratique
4	2.05	0.16	1.05	17.05	6.8	5.53	6.23	6.87
6	1.7			16.70	6.73	5.49	6.17	6.8
8	1.45			16.45	6.68	5.45	6.12	6.75
10	1.3			16.30	6.65	5.43	6.09	6.72
12	1.2			16.20	6.63	5.42	6.07	6.7
14	1.1			16.10	6.61	5.41	6.06	6.67

Tableau III.54: Le calcul du laminage

Temps	Q	Q moy	Qmoy - q	(Qmoy-q)*dt	V+1/2.q.dt	q (b=14m)
0	0.0000	1.155	1.155	2079.66	170470	0
0.5	2.3107	5.777	5.430	9773.33	172549.66	0.3472
1	9.2429	15.020	12.173	21910.96	182322.99	2.847
1.5	20.7966	28.884	18.144	32659.46	204233.95	10.74
2	36.9717	36.401	11.761	21170.21	236893.41	24.64
2.5	35.8307	30.018	-4.282	-7706.85	258063.62	34.3
3	24.2061	19.810	-10.940	-19691.54	250356.77	30.75
3.5	15.4144	12.237	-9.633	-17338.89	230665.23	21.87
4	9.0601	6.904	-7.526	-13547.13	213326.34	14.43
4.5	4.7475	3.414	-5.566	-10018.46	199779.21	8.98
5	2.0809	1.373	-3.927	-7069.09	189760.76	5.3
5.5	0.6646	0.384	-2.576	-4637.24	182691.67	2.96
6	0.1029	0.052	-1.498	-2697.12	178054.43	1.55
6.5	0.0003	0.000	-0.900	-1619.76	175357.31	0.9
7	0.00	0.000	-0.570	-1026	173737.56	0.57
7.5	0.00	0.000	-0.380	-684	172711.56	0.38
8	0.00	0.000	-0.260	-468	172027.56	0.26
9	0.00	0.000	-0.170	-612	171559.56	0.17
10	0.00	0.000	-0.070	-252	170947.56	0.07
11	0.00	0.000	-0.040	-144	170695.56	0.04
12	0.00	0.000	-0.020	-72	170551.56	0.02
13	0.00	0.000	-0.010	-36	170479.56	0.01
14	0.00	0.000	0.000	0	170443.56	0

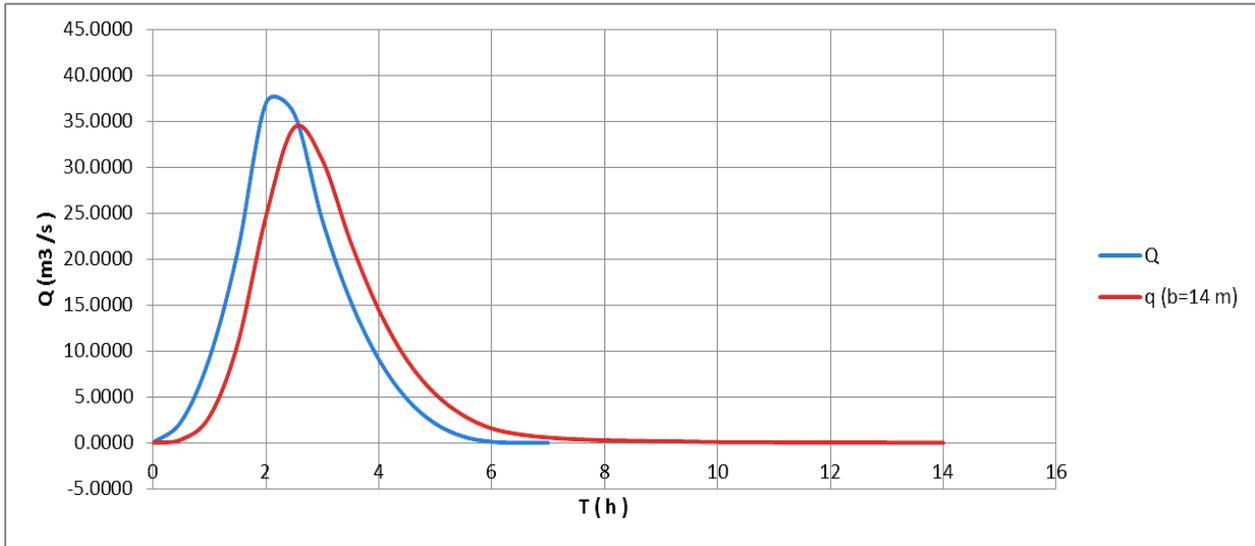
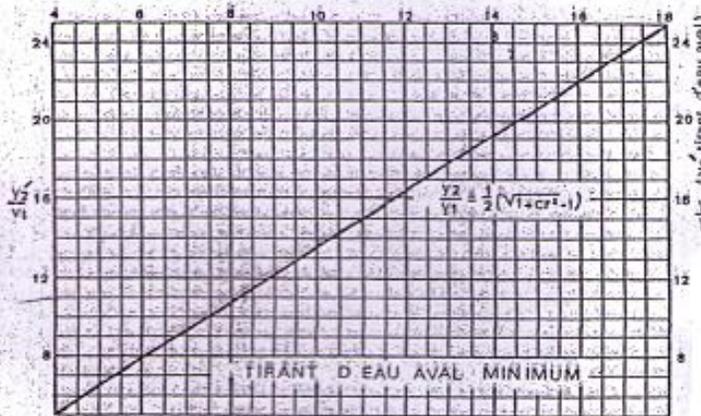
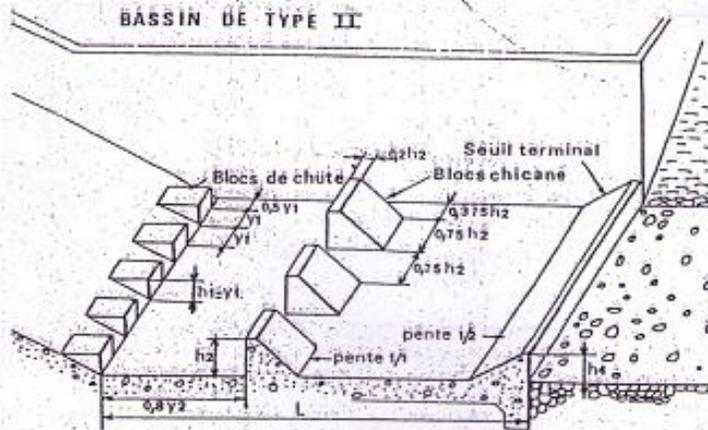


Figure.III.19: Hydrogrammes des débits entrant et sortant.

Annexe B

Abaque pour le dimensionnement du bassin type II.



Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation pour un nombre de FROUDE supérieur à 4,5 et une vitesse de l'eau à l'entrée du bassin inférieure à 15 m/s (extrait de "design of small dams")

Annexe C

Calcul de stabilité pour R =38.68 m talus aval fin de construction													
N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	Ceq*dli	N*tang ϕ	dn	a*Gn*dn
-4	1.87	0	0.76	- 0.29	0.958	2.558	-0.731	2.452	1.951	5.269	1.128	38.33	24.514
-3	3.87	0	1.85	- 0.21	0.977	12.880	-2.760	12.581	3.960	10.692	5.787	37.72	121.463
-2	3.87	0.35	2.84	- 0.14	0.990	22.142	-3.163	21.915	3.908	10.552	10.081	36.74	203.378
-1	3.87	1.89	3.42	- 0.07	0.997	36.605	-2.615	36.511	3.878	10.470	16.795	35.68	326.515
0	3.87	3.47	3.61	-	1.000	48.623	0.000	48.623	3.868	10.444	22.366	35.07	426.299
1	3.87	5.03	3.41	0.07	0.997	57.790	4.128	57.642	3.878	10.470	26.515	34.77	502.338
2	3.87	6.58	2.82	0.14	0.990	64.174	9.168	63.516	3.908	10.552	29.217	34.46	552.859
3	3.87	8.14	2.35	0.21	0.977	71.461	15.313	69.801	3.960	10.692	32.109	33.42	597.059
4	3.87	9.7	0.36	0.29	0.958	68.166	19.476	65.324	4.036	10.898	30.049	33.82	576.342
5	3.87	9.89	0	0.36	0.934	66.945	23.909	62.530	4.141	11.181	28.764	33.96	568.367
6	3.87	8.68	0	0.43	0.904	58.755	25.181	53.086	4.281	11.559	24.419	34.57	507.789
7	3.87	6.92	0	0.50	0.866	46.841	23.421	40.566	4.466	12.059	18.660	35.30	413.376
8	3.87	4.07	0	0.57	0.821	27.550	15.743	22.609	4.713	12.726	10.400	36.29	249.946
9	0.57	0.79	0	0.64	0.766	0.788	0.507	0.604	0.744	2.009	0.278	37.47	7.382
SOMMES							127.576			139.573	256.570		5077.626

Kss=	3.11
Kas=	1.53

Calcul de stabilité pour R =27.71 m talus aval fin de construction

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	Ceq*dli	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	0.72	0.48	0	- 0.23	0.973	0.601	-0.139	0.585	0.740	2.960	0.257	27.47	4.130
-2	2.771	1.62	0	- 0.15	0.988	7.811	-1.202	7.718	2.804	11.218	3.396	26.91	52.548
-1	2.771	3.16	0	- 0.08	0.997	15.236	-1.172	15.191	2.779	11.117	6.684	26.14	99.568
0	2.771	4.41	0	-	1.000	21.263	0.000	21.263	2.771	11.084	9.356	25.5	135.552
1	2.771	5.39	0	0.08	0.997	25.988	1.999	25.911	2.779	11.117	11.401	25.03	162.621
2	2.771	6.09	0	0.15	0.988	29.363	4.517	29.014	2.804	11.218	12.766	24.73	181.538
3	2.771	6.49	0	0.23	0.973	31.292	7.221	30.447	2.848	11.391	13.397	24.63	192.679
4	2.771	6.57	0	0.31	0.951	31.678	9.747	30.141	2.912	11.649	13.262	24.73	195.846
5	2.771	6.29	0	0.38	0.923	30.327	11.664	27.995	3.002	12.008	12.318	25.04	189.850
6	2.771	5.57	0	0.46	0.887	26.856	12.395	23.824	3.124	12.494	10.483	25.53	171.408
7	2.771	4.31	0	0.54	0.843	20.781	11.190	17.511	3.288	13.154	7.705	26.21	136.166
8	2.771	2.27	0	0.62	0.788	10.945	6.735	8.627	3.515	14.062	3.796	27.04	73.987
9	0.23	0.38	0	0.69	0.722	0.152	0.105	0.110	0.319	1.275	0.048	27.61	1.050
SOMMES							63.062			134.746	104.868		1596.943

Kss=	3.7996642
Kas=	1.98532786

Calcul de stabilité pour R =20.60 m talus aval fin de construction

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	Ceq*dli	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-2	0.99	0.55	0.00	-0.18	0.98	0.95	-0.17	0.93	1.01	2.72	0.43	20.31	4.81
-1	2.06	1.45	0.00	-0.09	1.00	5.19	-0.47	5.17	2.07	5.58	2.38	19.86	25.78
0	2.06	2.39	0.00	0.00	1.00	8.56	0.00	8.56	2.06	5.56	3.94	19.38	41.47
1	2.06	3.12	0.00	0.09	1.00	11.17	1.02	11.13	2.07	5.58	5.12	19.02	53.13
2	2.06	3.65	0.00	0.18	0.98	13.07	2.38	12.85	2.09	5.65	5.91	18.80	61.43
3	2.06	3.95	0.00	0.27	0.96	14.14	3.86	13.61	2.14	5.78	6.26	18.71	66.16
4	2.06	3.99	0.00	0.36	0.93	14.29	5.20	13.31	2.21	5.96	6.12	18.77	67.05
5	2.06	3.77	0.00	0.45	0.89	13.50	6.14	12.02	2.31	6.24	5.53	18.98	64.06
6	2.06	3.23	0.00	0.55	0.84	11.57	6.31	9.69	2.46	6.63	4.46	19.33	55.89
7	2.06	3.21	0.00	0.64	0.77	11.49	7.31	8.87	2.67	7.20	4.08	19.81	56.93
8	1.10	1.02	0.00	0.73	0.69	1.95	1.42	1.34	1.60	4.33	0.62	20.28	9.90
SOMMES							32.981	97.484		61.224	44.842		506.597

Kss=	3.215989714
Kas=	1.841530261

Calcul de stabilité pour R =37.30 m talus aval Retenue normal

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	Pi=Ui*dl	Ceq*dli	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	2.73	0	0.71	0	- 0.29	0.958	3.780	-1.080	3.622	2.849	2.023	7.692	0.736	36.90	34.868
-3	3.73	0	1.77	0	- 0.21	0.977	12.884	-2.761	12.585	3.822	6.765	10.319	2.677	36.41	117.265
-2	3.73	0.78	2.74	0	- 0.14	0.990	25.012	-3.573	24.755	3.772	10.334	10.184	6.634	35.45	221.636
-1	3.73	2.29	3.31	0	- 0.07	0.997	38.969	-2.784	38.870	3.743	12.388	10.105	12.182	34.67	337.716
0	3.73	3.8	3.51	0	0	1.000	50.233	0.000	50.233	3.733	13.103	10.079	17.080	33.51	420.828
1	3.73	5.3	3.32	0	0.07	0.997	58.593	4.185	58.444	3.743	12.425	10.105	21.168	32.97	482.954
2	3.73	6.8	2.72	0	0.14	0.990	63.969	9.138	63.313	3.772	10.259	10.184	24.405	32.57	520.785
3	3.73	8.31	1.79	0	0.21	0.977	67.007	14.359	65.450	3.822	6.841	10.319	26.960	32.28	540.746
4	3.73	9.82	0.64	0	0.29	0.958	68.444	19.555	65.591	3.895	2.493	10.518	29.025	32.42	554.652
5	3.73	9.84	0	0	0.36	0.934	63.915	22.827	59.700	3.997	0.000	10.791	27.462	32.78	523.703
6	3.73	8.89	0	0	0.43	0.904	57.744	24.748	52.172	4.132	0.000	11.156	23.999	33.48	483.320
7	3.73	7.2	0	0	0.50	0.866	46.767	23.384	40.501	4.310	0.000	11.638	18.631	34.79	406.698
8	3.73	4.46	0	0	0.57	0.821	28.970	16.554	23.774	4.549	0.000	12.282	10.936	35.84	259.531
9	1.05	1.06	0	0	0.64	0.766	1.937	1.245	1.483	1.371	0.000	3.701	0.682	36.93	17.880
SOMMES								124.552			76.631	135.369	221.895		4904.701

Kss=	2.86839079
Kas=	1.39589071

Calcul de stabilité pour R =34.8 m talus aval Retenue normal

N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	Pi=Ui*dI	Ceq*dli	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-5	2.41	0.74	0.885	0	- 0.33	0.943	7.241	-2.414	6.827	2.556	2.26	6.902	2.100	34.155	61.831
-4	3.48	1.82	2.13	0	- 0.27	0.964	25.455	-6.788	24.534	3.612	7.69	9.753	7.746	33	210.007
-3	3.48	3.23	3.435	0	- 0.20	0.980	42.856	-8.571	41.991	3.553	12.21	9.594	13.701	31.65	339.101
-2	3.48	4.64	4.335	0	- 0.13	0.991	57.508	-7.668	56.994	3.513	15.23	9.485	19.212	30.435	437.564
-1	3.48	6.06	4.86	0	- 0.07	0.998	69.705	-4.647	69.549	3.489	16.96	9.421	24.192	29.4	512.328
0	3.48	7.43	5.025	0	-	1.000	79.094	0.000	79.094	3.482	17.49	9.400	28.336	28.575	565.025
1	3.48	8.84	4.86	0	0.07	0.998	86.515	5.768	86.322	3.489	16.96	9.421	31.908	28.005	605.713
2	3.48	10.25	4.32	0	0.13	0.991	91.390	12.185	90.574	3.513	15.18	9.485	34.683	27.705	632.993
3	3.48	11.60	3.42	0	0.20	0.980	93.458	18.692	91.570	3.553	12.15	9.594	36.532	27.72	647.667
4	3.48	13.07	2.13	0	0.27	0.964	93.606	24.962	90.216	3.612	7.69	9.753	37.960	28.02	655.708
5	3.48	9.53	0.375	4.935	0.33	0.943	91.173	30.391	85.958	3.693	19.61	9.970	30.521	28.635	652.682
6	3.48	9.21	0	4.725	0.40	0.917	85.403	34.161	78.273	3.799	17.95	10.256	27.749	29.535	630.591
7	3.48	8.00	0	3.105	0.47	0.884	67.890	31.682	60.044	3.936	12.22	10.628	21.998	31.095	527.762
8	3.48	6.62	0	0.3	0.53	0.846	41.952	22.375	35.488	4.116	1.23	11.112	15.756	32.865	344.692
9	1.17	2.00	0	0	0.60	0.800	4.061	2.437	3.249	1.463	-	3.949	1.495	34.275	34.801
SOMMES								152.564			174.836	138.724	333.890		6858.464

Kss=

3.09780531

Kas=	1.35201878
-------------	-------------------

Calcul de stabilité pour R =22.71 m talus aval Retenue normal																
N°Tr	bi	h1	h2	h3	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	Pi=Ui*dli	Ceq*dli	N*tangø	dn	a*Gn*dn	
-4	1.08	0.66	0	0	- 0.29	0.958	1.240	-0.354	1.189	1.127	-	3.043	0.547	22.26	6.902	
-3	2.271	2.16	0	0	- 0.21	0.977	8.535	-1.829	8.337	2.325	-	6.278	3.835	21.69	46.283	
-2	2.271	3.63	0	0	- 0.14	0.990	14.344	-2.049	14.197	2.295	-	6.195	6.531	21.00	75.306	
-1	2.271	4.93	0	0	- 0.07	0.997	19.481	-1.392	19.431	2.277	-	6.147	8.938	20.26	98.672	
0	2.271	5.97	0	0	-	1.000	23.591	0.000	23.591	2.271	-	6.132	10.852	19.72	116.302	
1	2.271	6.77	0	0	0.07	0.997	26.752	1.911	26.684	2.277	-	6.147	12.274	19.13	127.941	
2	2.271	7.34	0	0	0.14	0.990	29.004	4.143	28.707	2.295	-	6.195	13.205	19.03	137.988	
3	2.271	7.57	0	0	0.21	0.977	29.913	6.410	29.218	2.325	-	6.278	13.440	19.19	143.508	
4	2.271	7.67	0	0	0.29	0.958	30.308	8.660	29.045	2.370	-	6.398	13.361	19.55	148.132	
5	2.271	7.51	0	0	0.36	0.934	29.676	10.599	27.719	2.431	-	6.565	12.751	20.05	148.751	
6	2.271	6.93	0	0	0.43	0.904	27.384	11.736	24.742	2.514	-	6.787	11.381	20.71	141.782	
7	2.271	5.89	0	0	0.50	0.866	23.275	11.637	20.156	2.622	-	7.080	9.272	21.51	125.159	
8	2.271	4.21	0	0	0.57	0.821	16.636	9.506	13.652	2.767	-	7.472	6.280	22.10	91.914	
9	1.24	2.04	0	0	0.64	0.766	4.402	2.830	3.371	1.619	-	4.371	1.551	22.52	24.780	
SOMMES								61.808			-	85.087	124.218		1433.421	

Kss=	3.386404599
-------------	--------------------

Kas=	1.67543441
-------------	-------------------

Calcul de stabilité pour R =41.1 m talus amont vidange rapide													
N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	Ceq*dli	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	0.85	0	0.72	- 0.25	0.968	1.10	-0.28	1.067	0.878	2.370	0.491	40.36	11.115
-2	4.11	0	2.51	- 0.17	0.986	18.58	-3.10	18.318	4.170	11.260	8.426	39.89	185.269
-1	4.11	0	4.51	- 0.08	0.997	33.38	-2.78	33.265	4.126	11.141	15.302	38.38	320.293
0	4.11	0	6.09	-	1.000	45.08	0.00	45.076	4.112	11.102	20.735	37.54	423.036
1	4.11	0	7.26	0.08	0.997	53.74	4.48	53.549	4.126	11.141	24.632	36.94	496.248
2	4.11	0	0.01	0.17	0.986	0.07	0.01	0.073	4.170	11.260	0.034	36.60	0.677
3	4.11	0	8.33	0.25	0.968	61.66	15.41	59.698	4.247	11.467	27.461	36.55	563.376
4	4.11	0	8.16	0.33	0.943	60.40	20.13	56.943	4.361	11.776	26.194	36.78	555.351
5	4.11	0	7.46	0.42	0.909	55.22	23.01	50.195	4.523	12.213	23.089	37.30	514.889
6	4.11	4.31	1.8	0.50	0.866	44.16	22.08	38.244	4.748	12.820	17.592	38.50	425.044
7	4.11	3.7	0	0.58	0.812	26.47	15.44	21.502	5.063	13.669	9.891	39.83	263.605
8	1.45	0.52	0	0.67	0.745	1.31	0.87	0.978	1.945	5.253	0.450	40.47	13.274
SOMMES							95.287			125.472	174.297		3772.177

Kss=	3.15
Kas=	1.60

Calcul de stabilité pour R =29.92 m talus amont vidange rapide

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	Ceq*dli	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	0.57	0	0.31	- 0.25	0.968	0.371	-0.093	0.359	0.589	1.825	0.149	29.77	2.209
-2	2.99	0	1.37	- 0.17	0.986	8.608	-1.435	8.488	3.034	9.407	3.522	29.25	50.357
-1	2.99	0	2.82	- 0.08	0.997	17.719	-1.477	17.657	3.002	9.308	7.328	28.51	101.032
0	2.99	0	3.97	-	1.000	24.944	0.000	24.944	2.992	9.275	10.352	27.94	139.389
1	2.99	0	4.83	0.08	0.997	30.348	2.529	30.242	3.002	9.308	12.551	27.52	167.035
2	2.99	0	5.37	0.17	0.986	33.741	5.623	33.269	3.034	9.407	13.807	27.29	184.157
3	2.99	0	5.59	0.25	0.968	35.123	8.781	34.008	3.090	9.579	14.113	27.26	191.491
4	2.99	0	5.48	0.33	0.943	34.432	11.477	32.463	3.173	9.838	13.472	27.43	188.894
5	2.99	0	4.97	0.42	0.909	31.228	13.011	28.388	3.291	10.203	11.781	27.8	173.625
6	2.99	0	3.99	0.50	0.866	25.070	12.535	21.711	3.455	10.710	9.010	28.35	142.147
7	2.99	0	2.43	0.58	0.812	15.268	8.906	12.401	3.684	11.419	5.147	29.07	88.769
8	1.01	0.83	0	0.67	0.745	1.341	0.894	1.000	1.355	4.201	0.415	29.63	7.948
SOMMES							60.754			104.479	101.646		1437.052

Kss=	3.39
Kas=	2.05

Calcul de stabilité pour R =20.72 m talus amont vidange rapide

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	Ceq*dli	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-2	0.48	0	0.21	- 0.20	0.980	0.181	-0.036	0.178	0.490	1.323	0.082	20.60	0.934
-1	2.072	0	0.84	- 0.10	0.995	3.133	-0.313	3.117	2.082	5.623	1.434	20.30	15.899
0	2.072	0	1.63	-	1.000	6.079	0.000	6.079	2.072	5.594	2.796	19.90	30.244
1	2.072	0	2.22	0.10	0.995	8.280	0.828	8.238	2.082	5.623	3.790	19.61	40.591
2	2.072	0	2.6	0.20	0.980	9.697	1.939	9.501	2.115	5.710	4.370	19.44	47.127
3	2.072	0	2.77	0.30	0.954	10.331	3.099	9.855	2.172	5.865	4.533	19.40	50.105
4	2.072	0	2.68	0.40	0.917	9.995	3.998	9.161	2.261	6.104	4.214	19.50	48.727
5	2.072	0	2.32	0.50	0.866	8.653	4.326	7.493	2.393	6.460	3.447	19.72	42.658
6	2.072	0	1.63	0.60	0.800	6.079	3.648	4.863	2.590	6.993	2.237	20.07	30.503
7	1.23	0	0.73	0.70	0.714	1.616	1.131	1.154	1.722	4.650	0.531	20.46	8.267
SOMMES							18.620			53.944	27.435		315.056

Kss=	4.37
Kas=	2.41

