

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception Des Ouvrages Hydrotechniques

THEME :

**ETUDE DE FAISABILITE D'UNE RETINUE COLLINAIRE
HAUCHE EL KEBIR
(W .TIARET)**

Présenté par :

M^r MAACHI ELHADJ

DEVANTLES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M^r B.BENLAOUKLI	M.C.B	Président
M^r A.ZEROUAL	M.A.A	Examineur
M^{me} N.SAIL	M.A.A	Examinatrice
M^{me} S.BERBACHE	M.A.A	Examinatrice
M^{me} S.BEN SAAD	M.A.B	Examinatrice
M^r A.HEBBOUCHE	M.A.A	Promoteur

Mars 2014

DEDICACE :

À chaque fois qu'on achève une étape importante dans notre vie, on fait une pensée pour se rappeler de ces personnes qui ont partagé avec nous tous les bons moments de notre existence, mais surtout les mauvais. Ces personnes qui nous ont aidés sans qu'on leur demande, soutenus sans réserve, aimés sans compter, ces personnes qui en cru en nous et que grâce à qui notre bonheur et joie reviennent de droit, à qui un malheur en nous, en eux se transforme en pleur. Que le tout puissant nous garde ces personnes très chères à nos cœurs.

Je dédie ce modeste mémoire qui est l'accomplissement de longues années d'études, en premier lieu à :

À ma très chère mère GOUTTA à qui je dois beaucoup pour ces sacrifices, son amour, son aide et son soutien.

À mon père ALI qui m'a rendu un homme et qu'avec ces conseils je poursuis mon parcours dans cette vie.

A mon cher frères AEK ,KHALED, AFFIF ,AHMED et mes chères sœurs DJEMILA, ABDIA.

À tous les membres de la famille : MAACHI , BOUKHATEM et HADJII

À tous les enfants : YASSINE, RAFIK, MOKHETAR, ILYCE, MOHAMED, MOKHETARIA , AMEL, KHADIDJA, KADIRO, MAROIS, BOCHERA ET NOVEL BEBE KADDA

Le long de ma vie, J'ai été entouré de personnes magnifiques qui m'ont donné le meilleur d'eux même sans rien attendre en retour, je crois qu'aujourd'hui il est le temps de leur dédiés du fond du cœur ce modeste travail pour les remercier : MOKHETAR, BOUBABOURI, KESSAM, LIMAN, BEKACEM, CHERIF, BACHIR, SID ALI SPIPO.FOUAD ,BRAHIM ,BELKHAIRA ,ABD ELHAK, YASSINE, SAAD, AKSEL,BILAL 19 ,BOUROUINA, RAMI ,FERNDI ,NACEUR, YUCEF ,AMEL, FATIMA, NASSIMA ,AHLEM La liste est assez longue, je vous remercie pour tous les sentiments d'amitié que vous avez envers moi et dont je suis fier.

A tous et à toutes, je dédie ce travail

Remerciement

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

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

*Le grand remerciement va pour mon promoteur Mr A.HEBBOUCHE pour ses
encouragements et son soutien pendant toute la période de l'élaboration de ce
travail.*

*Je tiens à remercier l'ensemble des enseignants de l'ENSH, particulièrement
Le jury qui me fera l'honneur d'apprécier ce travail.*

ملخص

تعمل الدولة الجزائرية حاليا على تكثيف الانتاج الفلاحي عبر ولايات وذلك بإنشاء سدود صغيرة مخزنة لكميات معتبرة من المياه خاصة المناطق الفلاحية، في اطار هذه الاستراتيجية استفادت ولاية تيارت من مشروع بناء سد واقع على واد حوش الكبير في الدحموني والذي هو موضوع هذه المذكرة. حيث قمنا خلال هذه الدراسة المعمقة للجانب الجيولوجية و هيدرولوجية هذا السد. ثم قمنا بدراسة محددة لأبعاده وملحقاته.

Résumé

L'état Algérien s'efforce à l'intensification de la production agricole par la création des retenues collinaires qui représentent des substantielles réserves d'eau. Dans le cadre de cette stratégie la Willaya de Tiaret a bénéficié d'un projet de construction d'une retenue collinaire sur Oued HAOUCHE ELKEBIR commune de DAHMOUNI, cette retenue fait l'objet de ce mémoire, Nous avons pris le soin de faire une étude détaillée de la géologie et de l'hydrologie de cette retenue, puis Nous somme passé au dimensionnement de la digue et des ouvrages annexes.

Abstract

The Algerian government is working to develop the agricultural production in its different states, in terms of building small dams which stock big amount of water especially in agricultural areas. In the context of this strategy the state of Tiaret has benefited from the project of building a dam situated on Oued HAOUCH EL KEBIR in DAHMOUNI town, which is the subject of this thesis, we have done a detailed study of the geological and hydrogeological aspects of the dam. In addition to the dimensions and annexes of the study

Sommaire

I.Etude topographie.....	1
I.1.Introduction	1
I.2.Le site topographique.....	1
I.3.Choix de l'axe du barrage.....	1
I.4.Caractéristiques morphologiques de la zone d'étude	2
I.5.Conclusion.....	3
II.1.Etude géologiques	4
II.1.1.Géologie régional et aperçu structural.....	4
II.1.2.Géologie du site.....	4
II.1.3.Tectonique.....	4
II.1.4.Sismicité de la région d'étude	4
II.1.5.Matériaux de construction.....	5
II.1.5.1.Matériaux du remblai de la digue	5
II.1.5.2.Les matériaux filtre, draine et transition	5
II.1.5.3.Matériaux pour Rip-Rap.....	5
II.2.Etude géotechnique	5
II.2.1.Introduction	5
II.2.2.Reconnaissance des sols	5
III.2.1.Organisation des essais in situ	5
II.2.2.Essais de laboratoire	6
II.2.2.1.Essais physiques.....	6
II.2.2.2.Essai mécanique sur l'éprouvette du Proctor	6
II.2.2.3.Analyse chimique.....	6
II.2.2.1.Essais physiques.....	7
II.2.2.1.2.Essais de limites d'ATTERBERG	7
II.2.2.1.3.Essais de Proctor normal	7
II.2.2.2.Essais mécanique	7

II.3.Hydrogéologie de la région.....	8
II.4.Conclusion	9
III.1.Introduction	10
III.2.Bassin versant	10
III.2.1.Caractéristique géographiques du bassin versant.....	10
III.2.2.Caractéristiques géométriques du bassin versant.....	10
III.2.2.1.La surface du bassin versant.....	10
III.2.2.2.Périmètre du bassin versant.....	10
III.2.2.3.Longueur du thalweg principal.....	10
III.2.2.4.Pente moyenne de l'Oued	11
III.2.3.Caractéristiques morphologiques du bassin versant.....	11
III.2.3.1.Indice de compacité (Kc)	11
III.2.3.2.Coefficient d'allongement.....	12
III.2.3.3.Dimension du rectangle équivalent.....	12
Conclusion :	13
III.2.4.Hypsométrie du bassin versant	13
III.2.4.1.Relief.....	13
III.2.5.Indices.....	15
III.2.6.Caractéristiques hydrographiques du bassin versant.....	16
III.2.6.1.Réseau hydrographique	16
III.3.Caractéristiques climatologiques	20
III.3.1.Températures.....	20
III.3.2.Evaporation	20
III.3.3.Pluviométrie	20
III.3.3.1.Stations et données disponibles	20
III.3.3.2.Répartition de la pluie moyenne dans le bassin.....	20
III.3.4.Précipitations maximales journalières	21
III.4.Choix de la loi d'ajustement	22
III.4.1.Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL.....	22
III.4.2.Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normal).....	24
III.4.3.Ajustement de la série pluviométrique à la loi normale	26

III.4.4.Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités	27
III.5.2 Caractéristiques de l'écoulement :.....	31
III.7.Hydro gramme de crue	36
III.7.1.Détermination des Hydro grammes de crues probables par la méthode de Sokolovski	36
III.7.3.Choix de la crue de chantier	39
III.8.Apports solides et estimation du volume mort	40
III.8.1.Apport solide en suspension	40
III.8.2.Volume mort	42
III.9.Régularisation	43
III.9.1.Répartition mensuel de l'apport 80% :.....	44
III.9.2.Répartition mensuel des besoins	44
III.9.3.Courbes «Hauteurs – Capacités - Surfaces»	44
III.9.4.Calcul du volume utile.....	45
III.9.5.Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	46
III.9.6.Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes).....	47
III.10.Laminage des crues.....	48
III.10.1.Méthode de KOTCHERINE	48
III.10.Etude d'optimisation.....	52
III.10.1.Revanche.....	52
III.10.1.1.Calcul de la revanche	52
III.10.3.Largeur en crête.....	53
III.11.Calcul des coûts	54
III.11.1.Coût de la digue	54
III.11.2.Calcul du coût de l'évacuateur de crues	55
III.11.2.1.Coût du déversoir	55
III.11.2.2.Calcul du coût du coursier	56
III.11.3.Coût total du barrage	56
III.13.conclusion.....	57
Introduction	58
IV.1. Variantes à choisir	58

IV.1. 1.Barrage en terre homogène	58
IV.1. 2.Barrage zoné a noyau d'argile	58
IV.1.3.Barrage en enrochement avec masque en béton	59
IV.2.Définition de profil général du barrage	60
IV.2.1.Hauteur de barrage	60
IV.2.1.1.Calcul de la revanche	60
IV.2.2. Largeur en crête :	61
IV.2.3 longueur en crête :	61
IV.2.4. Pentes des talus :	62
IV.2.5.Bermes.....	62
IV.3.Barrage en terre homogène.....	62
Conclusion :	63
IV.4.Barrage zoné a noyau d'argile	66
IV.5.Barrage en enrochement a masque en béton.....	69
IV.5.1.Fixation du choix définitif du type de barrage.....	69
IV.6.Etude comparative	70
IV.6.1.Calcul des volumes	70
Conclusion :	72
V.1.Conception de la Digue.....	73
V.1.1.Revanche du barrage	73
V.1.2.Hauteur du barrage : Elle est obtenue par la relation suivante	73
V.1.3.Largeur en crête.....	73
V.1.4.Classification de l'ouvrage	73
V.1.5.Bermes	73
V.1.6.Pentes des talus	73
V.1.7.Protection des talus.....	74
V.1.8.Drainage de la digue.....	75
V.1.8.1.Constitution et fonctionnement des filtres et drains	75
V.2.Etanchéité du barrage.....	82
V.2.1.Clé d'ancrage	82

V.2.2. Protection de la crête	82
V.2.3. Protection contre l'envasement	82
V.3. Calcul des infiltrations à travers la digue et la fondation	83
V.3.1. Ligne de saturation	84
V.3.2. Calcul d'infiltration	86
V.3.2.2. Fondation	87
V.3.2.3. Barrage (digue + fondation)	87
V.3.3. Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage	87
V.4. Calcul de stabilité	89
V.4.1. Conséquences de l'instabilité des talus	89
V.4.2. Méthode de calcul	90
V.4.2.1. Calcul manuelle	90
V.4.3. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement :	94
Introduction	97
VI.1. Ouvrage d'évacuation de crues	97
VI.1.1. Critères de choix de l'évacuateur de crue	97
VI.1.2. Différents types des évacuateurs de crues	98
VI.1.2.1. Evacuateur de crues en puits (tulipe)	98
VI.1.2.2. Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral	98
VI.1.2.3. Evacuateur de crues latéral à entonnement frontal	98
VI.1.2.4. Evacuateur de crues en siphon	99
VI.1.3. Choix du tracé de l'axe	99
VI.1.4. Type d'évacuateur de crue	99
VI.1.5. Etude de la variante retenue	100
VI.1.5.1. Caractéristiques de l'évacuateur de crue	100
VI.1.5.2. Dimensionnement et calcul hydraulique de chacun des éléments de l'évacuateur de crue	101
VI.2. Ouvrage de vidange	113
VI.2.1. Dimensionnement de l'ouvrage de vidange	114
VI.2.1.1. Calcul du débit de vidange	114
VI.3. Dimensionnement de la prise d'eau	116

Conclusion	117
VII.1.Introduction	118
VII.2.Installations du chantier	118
VII.3.Ordre d'exécution des travaux	119
VII.4.Succession des operations du chantier	119
VII.5.Besoins mécaniques des principaux travaux	119
VII.5.1.Travaux de terrassement	120
VII.5.2.Excavation de la fouille.....	120
VII.5.3.Exécution de la digue.....	120
VII.5.4.Exécution de l'évacuateur de crues.....	120
VII.6 Rendement des différents engins.....	121
VII.7.Planification	122
VII.7.1.Définition	122
VII.7.2.Techniques de la planification.....	122
VII.7.2.1.Méthodes basées sur le réseau	122
VII.7.2.2.Les étapes de la planification.....	124
VII.7.2.3.Choix de la méthode de calcul	124
VII.7.3.2.Attribution des durées de chaque opération.....	125
VII.7.4 Les plannings :.....	125
VII.7.4.1 Plan de travail au plus tôt.....	126
VII.7.4.2 Plan de travail au plus tard (ptpp)	126
VII.7.4.3.Plan De Travail Intermédiaire.....	126
VII.8.Délai de construction et programme des travaux	126
VII.9.Symboles des différentes opérations	126
VII.10 Détermination des chemins critiques	127
Conclusion:	129

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre II Etude Géologie Et Géotechnique

Tableau.II.1. Les résultats des analyses chimiques	8
--	---

Chapitre III Etude Hydrologie

Tableau.III.01.Coordonnées de la courbe hypsométrique	14
Tableau.III.02.Tableau récapitulatif des résultats précédents.....	15
Tableau.III.03.Longueurs correspondantes à chaque courbe de niveau.....	16
Tableau.III.05.Tableau récapitulatif des résultats du temps de concentration.....	18
Tableau.III.06.Récapitulatif des caractéristiques du bassin versant :.....	19
Tableau.III.07.Répartition mensuelle des températures :.....	20
Tableau.III.08.Répartition mensuelle de l'évaporation.....	20
Tableau.III.9.Station pluviométrique	20
Tableau.III.11.Répartition des valeurs des pluies moyennes mensuelles.....	20
Tableau.III.12.Caractéristique de la série pluviométrique (23 ans).....	22
Tableau.III.13.Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL.....	24
Tableau.III.15.Résultat de l'ajustement a la loi de GALTON.....	25
Tableau.III.17.Résultat de l'ajustement à la loi de normale.....	26
Tableau.III.20.Précipitations et les intensités pour les différentes fréquences.....	28
Tableau.III.21.Les résultats sont portés sur le tableau suivant:.....	31
Tableau.III.22.Répartition mensuelle de l'apport moyen.....	31
Tableau.III.23.Les différentes valeurs de Cv.....	33
Tableau.III.24.Apports fréquentiels.....	33
Tableau.III.25.Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%.....	33
Tableau.III.26.Les pluies de courte durée.....	35
Tableau.III.29.Récapitulatif du volume annuel moyen.....	42
Tableau.III.30.Récapitulatif des résultats du volume mort.....	43
Tableau.III.32.Répartition mensuelle des besoins en eau.....	44
Tableau.III.33.Courbe topographiques et volumétriques.....	44
Tableau.III.34.Détermination de H0 et Q en fonction de b.....	50
Tableau.III.35.Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue.....	50
Tableau.III.36.Tableau récapitulatif des résultats de la méthode de Kotchrine.....	52
Tableau.III.38.Variation de la hauteur du barrage.....	54
Tableau.III.39.Résultats des largeurs en crête obtenues par les formules précédentes.....	54
Tableau.III.40.Coût de la digue.....	55
Tableau.III.41.Coût de déversoir.....	56
Tableau.III.42.Coût de coursier.....	57
Tableau.III.47.Coût Totale de la Retenue.....	57

Chapitre IV Etude De Variante

Tableau.IV.1.Récapitulation des résultats de calcul de la revanche.....	60
Tableau IV-02: Récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.....	61
Tableau IV -05 : Coûts des variantes étudiant.....	71

Chapitre V Etude De Variante Choisie

Tableau.V.1.Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.....	75
Tableau.V.2.Coordonnées de la ligne de saturation.....	85
Tableau.V.3.Débit de fuite à travers la digue.....	87
Tableau.V.4.Débit de fuite de la Fondation.....	87
Tableau.V.5.Débit de fuite de barrage.....	88

Tableau.V.6.Gradient d'infiltration admissible.....	88
Tableau.V.7.Détermination du coefficient de sécurité.....	89
Tableau.V.8.Détermination des rayons max et min	91
Tableau V-9 : Valeurs admissibles des coefficients de sécurité.....	92
Tableau V-10 : Caractéristiques géotechniques des sols.....	95
Tableau.V.11.Valeurs des Coefficients de sécurité	96

Chapitre VI Etude Des Ouvrages Annexes

Tableau.VI.1.Sélection des types d'évacuateurs de crue.....	98
Tableau.VI.2.Coordonnées du profil de déversoir.....	101
Tableau.VI.3.Calcul de la profondeur normale.....	103
Tableau.VI.4.Calcul de la profondeur normale.....	106
Tableau.VI.5.Données de calcul la ligne d'eau	107
Tableau VI-07 : Calcul de la profondeur normale	112

Chapitre VII Organisation De Chantier

Tableau.VII.1.Symboles des opérations	126
Tableau.VII.2.Détermination des chemins critiques.....	127
Tableau VII.03: Programme des travaux.....	128

Listes des figures :

Chapitre I

ETUDE TOPOGRAPHIQUE

Figure I -01 : plan du site de la retenue (1/500000)	2
Figure I-02 :Extrait de la carte géologique de l'Algérie Nord-Ouest.....	3

Chapitre II

ETUDE GEOLOGIE ET GEOTECHNIQUE

Figure II-1 :Carte de zonage sismique du territoire national.....	5
---	---

Chapitre III

ETUDE HYDROLOGIE

Figure III-01 : Limite du Bassin Versant à l'échelle 1/50.000	10
Figure III-02 : Rectangle équivalent	12
Figure III-03 : Courbe hypsométrique	13
Figure III-04 : Répartition mensuelle des précipitations.....	21
Figure III-05: Représentation graphique de la loi de Gumbel	24
Figure III-06: Représentation graphique de la loi de Galton.....	26
Figure III-8: Pluies de Courte durée	29
Figure III-09: Intensité - Durée – Fréquence	29
Figure III-10 : Répartition mensuelle de l'apport moyen.....	32
Figure III-11: Répartition mensuelle des apports 80%.....	34
Figure III-12 : Hydro gramme des crues probables en fonction du temps (méthode der SOKOLOVSKY)	38
Figure III-13 : Courbe capacité - hauteur	46
Figure III-14 : Courbe surface – hauteur	46
Figure III-15 : Courbes de $H= f(Q, q)$	52
Figure III-16: Courbes de $V= f(Q, q)$ volume (Mm^3)	53
Figure III-17 :- courbe d'optimisation des coûts en fonction de la largeur b du déversoir	58

Figure IV.01 : barrage homogène (http://www.gramme.b)	59
Figure IV.02 : barrage à noyau (http://www.planete-tp.com)	60
Figure IV.03 : barrage à masque(http://www.planete-tp.com)	60
Figure IV-04: longueur en crête.....	63
Figure IV-05: importance du revêtement (Technique des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale).....	64
Figure IV-06: disposition des différent drain (technique des barrages en aménagement rural)	66

Figure V.1. tracé de la ligne de saturation cas d'un barrage homogène	85
Figure V.2 : schémas de sens de l'infiltration	87
Figure V-03 : Schémas qui illustre le principe de la méthode des tranches	91

Figure N°VI.01: schéma général d'un évacuateur latéral à entonnement frontal.....	100
Figure VI-02: Profil du déversoir.....	103
Figure N°VI.03:Schéma d'un convergent.....	106
Figure. VI-4: schéma explicative du linge d'eau.	109
Figure VI-05: la courbe de La ligne d'eau.....	110
Figure VI-06: le bassin de type II	111

Figure X.01: Réseau à nœuds.....	129
----------------------------------	-----

Listes des planches :

Planche N° -1- :plans d'aménagement de la retenue collinaire HAOUCHE EL KEBIR DAHMOUNI (TIARET)

Planche N° -2- :coups en travers de la digue de la retenue collinaire HAOUCHE EL KEBIR DAHMOUNI (TIARET)

Planche N° -3- :schémas de calcul de stabilité de la retenue collinaire HAOUCHE EL KEBIR DAHMOUNI (TIARET)

Planche N° -4- : coupe géologique de la retenue collinaire HAOUCHE EL KEBIR DAHMOUNI (TIARET)

Planche N° -5- : coupe types du barrage pour les trois variantes et détails de la retenue collinaire HAOUCHE EL KEBIR DAHMOUNI (TIARET)

INTRODUCTION GENERALE

L'eau est une ressource rare et précieuse, indispensable pour tout développement économique à savoir agricole ou industriel, elle est la source de la vie, sa demande est en croissance permanente.

Pour satisfaire cette demande en eau, on a recours à la mobilisation en construisant les ouvrages hydrauliques tels que les barrages.

Nous avons traité l'étude et la conception de l'évacuateur de crue du barrage HAUCHE EL KEBIR dans la wilaya de TIARET.

Le choix de ce dernier dépend essentiellement des facteurs suivants :

Le débit, la qualité des prévisions des crues, la durée de fonctionnement, la topographie, la géologie, le type de barrage et les problèmes d'exploitation. Ces facteurs qu'on aboutit à l'implantation de l'évacuateur de crue le plus favorable et le moins coûteux.

Notre étude comporte d'abord le mémoire de synthèse qui contient le résumé d'étude préliminaire de faisabilité de barrage (étude géologique étude géotechnique et étude hydrologique) et le calcul hydraulique des variantes possibles et le calcul génie civil de la variante réalisée.

I. Etude topographie

I.1. Introduction

Si on accepte le cas des plans d'eau à vocation touristique et les petits barrages hydroélectriques, c'est le volume de la retenue qui conditionne toute la conception du barrage.

On cherche à disposer d'un volume d'eau pour le soutien d'étiage, l'irrigation ou l'eau potable, ou bien d'un volume disponible pour amortir une crue.

Le premier travail consiste donc à calculer le volume d'eau d'une cuvette, en plusieurs sites éventuellement. Un premier dégrossissage peut être fait à l'aide de la carte 1/25 000, sauf pour les retenues de quelques dizaines de milliers de m³. Le deuxième travail consiste à vérifier si le bassin versant autorise le remplissage de la retenue et faire l'étude de faisabilité.

I.2. Le site topographique

Le site de la future retenue collinaire HAUCHE EL KEBIR, sur oued HACHLEF se trouve à 15,5 km environ à vol d'oiseau au Nord-est du chef-lieu de wilaya et au Nord-ouest de la commune de DAHMOUNI à une distance de 13,7 km environ à vol d'oiseau.

I.3. Choix de l'axe du barrage

- Garantir la quantité d'eau qui sera piégée dans la retenue;
- Un rétrécissement des courbes des niveaux;
- 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 des zones d'accès afin d'éviter la création d'autres voies pour les engins et la main d'œuvre;
- Un site convenable à l'emplacement des ouvrages annexes.
- Lors de la préparation d'un inventaire de sites possibles de barrages dans la région, et sur la base des résultats géologiques et des conditions topographiques

L'axe de la présente retenue collinaire est caractérisé sur la carte d'état major WALDECK-ROUSSEAU Feuille N° 187 à l'échelle 1/50000 par les coordonnées LAMBERT VOIROL suivant :

X=380,5Km

Y=247,2 Km

Z=610m



Figure.I.1. Plan du site de la retenue (1/500000)

I.4. Caractéristiques morphologiques de la zone d'étude

La zone d'étude de la retenue collinaire sur oued HACHLEF présente un relief moins accidenté. L'emplacement du site offre une cuvette étroite et allongée et la pente de l'oued est relativement moyenne avec une valeur de 3.0% ce qui permet d'avoir un stockage moyen des apports vu la hauteur de la digue.

La gorge choisie pour l'emplacement de l'axe de la digue est sensiblement ouverte. Avec une pente accentuée sur la rive droite, et pente modérée sur la rive gauche favorable pour l'emplacement de l'évacuateur de crues.

Figure.I.2 : vue en plan du site choisi pour le besoin de l'étude, nous avons établi un levé topographique du site à l'échelle 1/100000 et l'échelle 1/500000 pour la cuvette. l'emprise de la digue et les ouvrages annexes de la retenue collinaire.

L'étude topographique du site de la retenue collinaire débouche sur l'établissement des plans à partir desquels il est possible de :

- Déterminer la capacité de la retenue et sa surface en fonction de la côte du plan d'eau et l'emplacement du barrage.

- Evaluer le volume et l'importance des différentes ouvrages et de proposer leur emplacement.

- Repérer les ballastières et les zones d'exploitation de matériaux de construction.

Implanter les aménagements annexes –voies d'accès.

Fournir un rapport de base pour l'étude technique approfondie

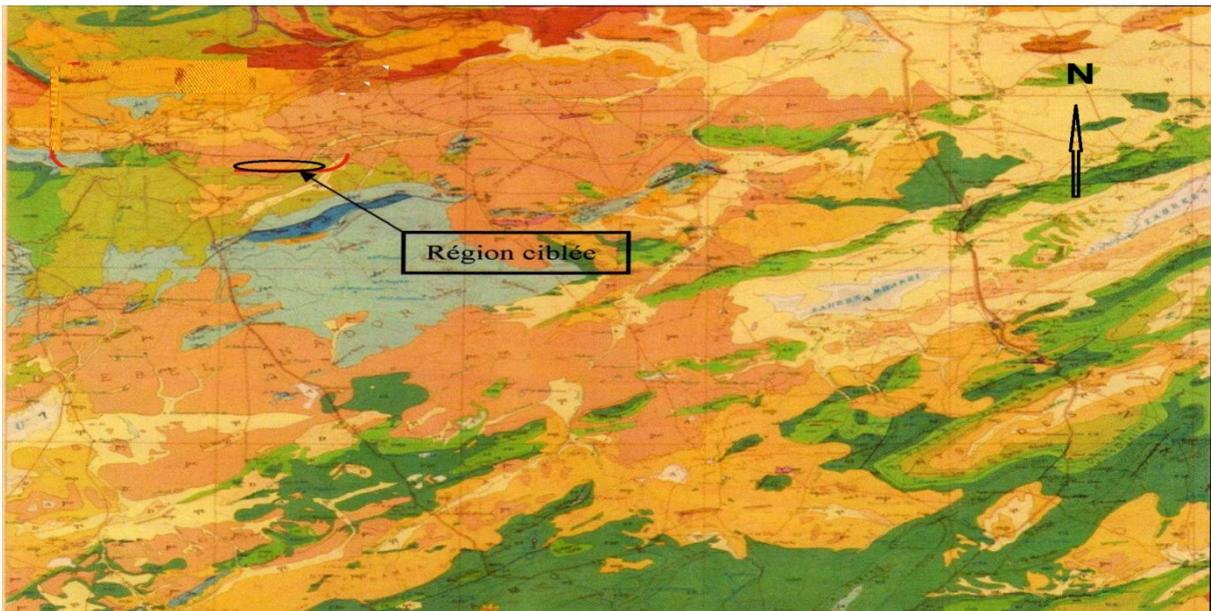


Figure.I.02.Extrait de la carte géologique de l'Algérie Nord -Ouest (Ech : 1 : 500.000)

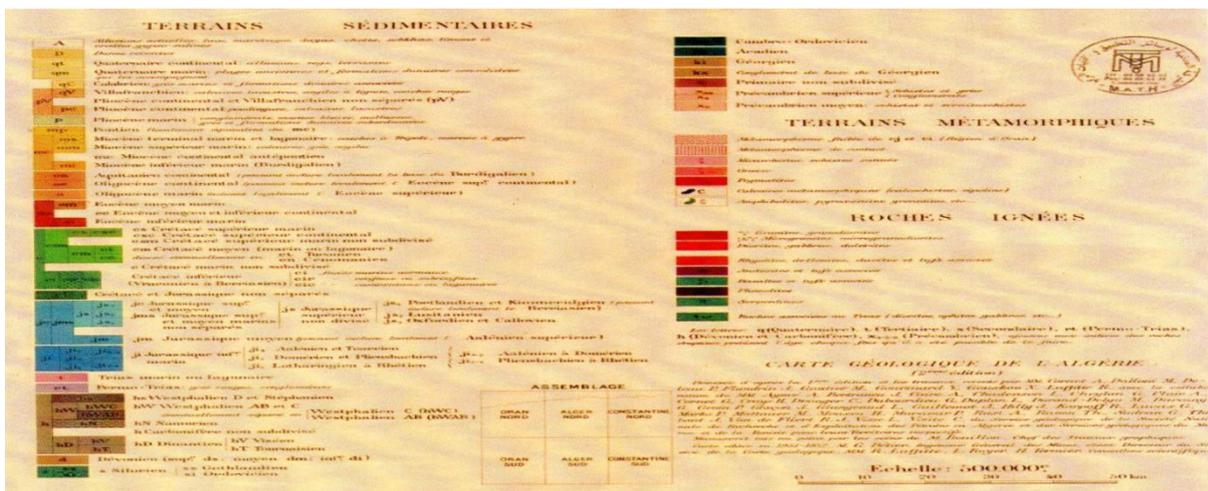


Fig. N° 4 : légende de la carte géologique de l'Algérie Nord-Ouest.

I.5.Conclusion

La zone d'étude de la retenue collinaire sur oued HACHLEF se présente comme une zone au relief moins accidenté .l'emplacement du site offre une cuvette étroite par contre la pente de l'oued est relativement douce ce qui permet un important stockage d'eau. La gorge choisie pour l'emplacement de l'axe de la digue est sensiblement ouvert, avec une pente accentuée sur la rive droite et une pente douce sur la rive gauche.

II.1. Etude géologiques

II.1.1. Géologie régional et aperçu structural

La région de Tiaret est une zone de transition entre l'atlas tellien au nord, et l'atlas saharien au sud. La partie nord se rapporte au système montagneux de l'atlas tellien, les parties centrale et sud de la wilaya s'associent au domaine plissé des hauts plateaux.

Les formations existantes dans cette région et de type marin et continental allant du Mésozique, cénozoïques jusqu'au quaternaire.

II.1.2. Géologie du site

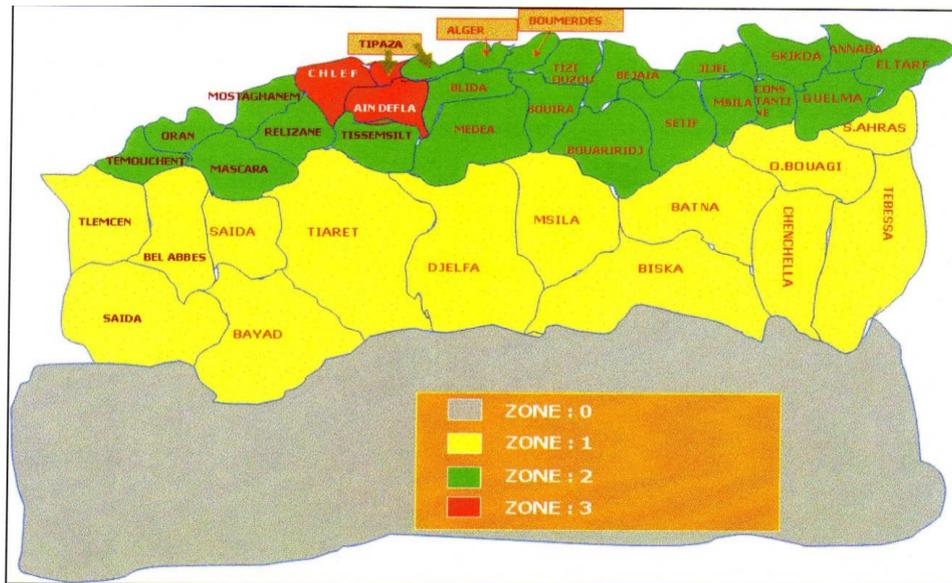
Les terrains qui recouvrent le site d'étude sont des terrains sédimentaire et des alluvions du plio-quaternaire.

II.1.3. Tectonique

La région de Tiaret fait partie des hauts plateaux oranais. Les dépôts sont autochtones (faciès néritique) faiblement fracturée. Les structures tectoniques sont les horsts et les grabens de faible amplitude, les dépôts jurassiques et crétacés forment des plis à grand rayon de courbure.

II.1.4. Sismicité de la région d'étude

La wilaya de Tiaret se situe dans la zone I, elle est considérée comme la zone de sismicité faible avec un coefficient d'accélération de 0.1 (voir la figure II-1)



- Zone 0** : sismicité négligeable
- Zone 1** : sismicité faible
- Zone 2** : sismicité moyenne
- Zone 3** : sismicité élevée.

Figure.II.1. Carte de la zonage sismique du territoire national [RPA99 , Version 2003]

II.1.5. Matériaux de construction

II.1.5.1. Matériaux du remblai de la digue

Les matériaux de la digue (argiles) seront exploités au niveau de la cuvette.

II.1.5.2. Les matériaux filtre, draine et transition

Les matériaux nécessaires au filtre, draine et transition peuvent être exploités des carrières existantes dans la région après leur triage.

II.1.5.3. Matériaux pour Rip-Rap

Les matériaux rocheux nécessaires à la protection du talus amont de la digue (enrochement) seront exploités des carrières existantes dans la région ou en partie par ramassage.

II.2. Etude géotechnique

II.2.1. Introduction

L'étude géotechnique de ce petit barrage, basée essentiellement sur l'ensemble des reconnaissances effectuées sur terrain, durant lesquelles établi un programme des travaux de terrain (exécution des puits, tranchées et sondage suivi des prélèvements des échantillons de sol dans différents endroits de la retenue : zone d'emprunt argileuses et zone d'emprises de la digue) afin d'évaluer la quantité et la qualité des matériaux de construction de la digue ainsi que la détermination de la structures géo mécanique du sous sol de fondation à différents niveaux pour des essais géotechnique et chimique de laboratoire.

II.2.2.Reconnaissance des sols

III.2.1.Organisation des essais in situ

Des sondages carottés de 10m de profondeur placés au niveau de l'axe de la digue ont mis à jour un substratum argileux verdâtre à grisâtre consolide recouvert par des argiles faiblement marneuse, et des marno-calcaire fortement altère .Au niveau du lit du cours d'eau, matériaux alluviaux détritique se sont déposés en niveaux parfois métrique en couverture de l'ensemble des terrains cité précédemment.

La fondation de cet ouvrage est constituée de sédiments alluviaux.

II.2.2.Essais de laboratoire

Programme des essais de laboratoire :

Compte tenu de la nature des sols rencontrés et de l'état des échantillons prélevés, des essais de laboratoire ont été programmés pour déterminer leurs caractéristiques géotechniques, suivantes :

II.2.2.1.Essais physiques

- Teneur en eau w en %.
- Analyse granulométrique.
- Limites d'ATTERBERG.

Essais proctor Normal :

- La densité optimale (γ_{\max})
- Teneur en eau optimal (w_{opt})

II.2.2.2.Essai mécanique sur l'éprouvette du Proctor

- Essai de cisaillement à la boîte de CASAGRANDE (Essais UU).
- Détermination de la cohésion interne apparente du sol (C_u en bars).
- Détermination de l'angle de frottement interne apparent (φ°).

- Essai de compressibilité à l'œnométrie.
- Détermination de la pression de consolidation (P_c en bars).
- Détermination du coefficient de compressibilité (C_c).
- Détermination du coefficient de gonflement (C_g).
- Mesure du coefficient de perméabilité K (m^2/s)

II.2.2.3. Analyse chimique

- Détermination de la teneur en carbonates
- Détermination de la teneur en sulfates.
- Détermination de la teneur en insolubles.

II.2.2.1. Essais physiques

II.2.2.1.1. Analyse granulométrique

Les résultats de l'analyse granulométrique effectuée sur des échantillons ont révélés que les sols analysés sont à prédominance Argile. (Annexe II-1)

II.2.2.1.2. Essais de limites d'ATTERBERG

A la lumière des résultats obtenus de ces essais, on peut en déduire que les sols analysés sont de nature argileuse sont plastique. (Annexe II-2)

II.2.2.1.3. Essais de Proctor normal

De ce résultat, nous pouvons conclure que les matériaux sont favorables au compactage. (Annexe II-3)

II.2.2.2. Essais mécanique

II.2.2.2.1. Essais de cisaillement

Le résultat obtenu de ces essais de cisaillement, angle de frottement ($\varphi^\circ=25^\circ$) et Coefficient de cohésion ($C_u=0.55$ bar) (Annexe II-4)

II.2.2.2.2. Essais œnométriques

A partir des résultats obtenus, nous pouvons conclure que le sol en question est consolidé ($C_c \%=14\%$, $C_g \%=4\%$) (Annexe II-5)

II.2.2.2.3. Essais de perméabilité

L'étude de perméabilité a été effectuée par un appareillage pour mesurer la vitesse de l'écoulement de l'eau (k : m/s) qui traverse une section déterminée.

Les couches constituantes du sol sont Semi-perméables ($k=7,0 \cdot 10^{-6} m^2/s$) (Annexe II-6)

II.2.2.2.4. Analyse chimique

Des analyses chimiques sommaires ont été effectuées sur les échantillons prélevés à des profondeurs susceptibles d'être en contact avec les fondations et ont donné les résultats suivants (voir tableau ci-dessous):

Tableau.II.1. Les résultats des analyses chimiques

Ech	Désignation	Ph	Caco ₃ %	Sulfate	Mo	Chlorure
HAOUCH EL KEBIR	F1-Zone emprunt 2,9m	5,04	85,5	1,45	5,0	0,8
	F3 Zone emprunt- 2,5m	5,03	86,59	1,4	4,95	0,7
	F2 -Zone emprunt 2,5m	5,07	87,04	1,53	4,88	0,74
	F4-Zone emprunt 2,5m	5,09	88,03	1.35	5,03	0,79

II.3. Hydrogéologie de la région

Les formations géologiques rencontrées sur le site accueillant notre projet étant de nature argileuse prédominante, il est improbable de rencontrer des niveaux aquifères significatifs.

Cependant, niveau régional, les études hydrologiques menées dans cette zone deux aquifères potentiels : le premier est contenu dans les formations continentales du MOI-QUATERNAIRE ; alors que le second est situé dans l'ensemble gréseux du valangino-Albien

Les aquifères recensés sont généralement situés dans les formations du PLio-Quaternaire.

Miocène et jurassique. Elles se répartissent comme suit :

Zone de SERSOU: Plio quaternaire, Turonien et kimméridgien.

Zone MINA: Crétacé supérieur et jurassique

Zone de TIGUIQUEST: Oligo.Miocène.

II.4.Conclusion

Le site de la retenue collinaire est géologiquement favorable et ne s'oppose guère à la réalisation d'une digue en terre avec ancrage au fond du thalweg après décapage de la couverture végétale, le remplissage sableux de l'oued ainsi que le toit altéré des marno-calcaires .l'étanchéité du site et son assiette sont assurés par les argiles consolidées.

Les matériaux de la construction sont convenables du point de vue quantité, qualité et seront exploités au niveau de la cuvette à l'exception des couches de transitions qui seront fournis des carrières.

III.1.Introduction

L'étude hydrologique est une étape importante dans le processus de détermination de la faisabilité d'une retenue collinaire. Ces paramètres hydrologiques, sont déterminants, car ils sont traités comme tâches initiales à effectuer lors de cette étape du travail.

Ces derniers, nous permettons de connaître les capacités du bassin versant qui produisent des écoulements. Ils nous conduisent à l'évaluation, de manière sommaire et approximative, des paramètres qui conditionnent le dimensionnement des différents ouvrages annexes, leurs coûts et surtout leur capacité de stockage. Enfin, ils nous permettent d'arrêter les caractéristiques des ouvrages d'évacuation de crues (évacuateur de crues, etc.).

III.2.Bassin versant

III.2.1.Caractéristique géographiques du bassin versant

Le bassins versant sur oued HACHLEF est déterminé à partir de la carte topographique à 1/50000 (figure III-1) cette carte a servi comme base à la détermination des différents paramètre morphologique ainsi qu'à l'élaboration de la courbe hypsométrique et la carte hydrographique du bassin versant .

Le bassin versant de la retenue collinaire de HAUCHE EL KEBIR joue le rôle d'un collecteur de crues. Il recueille les eaux de pluies et les transforme en écoulement à l'exutoire. Cette transformation est en fonction, d'une part, des conditions climatologiques régnant sur le bassin versant et des caractéristiques physiques du déversoir, d'autre part.

La construction de la retenue collinaire de HAUCHE EL KEBIR est représentée par les coordonnées ci-dessous :

X=380,5 km

Y=247,2 km

Z=610m

III.2.2.Caractéristiques géométriques du bassin versant

III.2.2.1.La surface du bassin versant

La surface du bassin versant de la retenue collinaire de HAUCHE EL KEBIR a été obtenue par planimétrie de la surface horizontale du territoire délimité.

III.2.2.2.Périmètre du bassin versant

P=20.05.km

III.2.2.3.Longueur du thalweg principal

Lp = 6 ,29 Km

III.2.2.4.Pente moyenne de l'Oued

La pente moyenne de l'Oued est calculée sur la base de la relation suivante :

$$I_0 = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L} \dots\dots\dots (III.1)$$

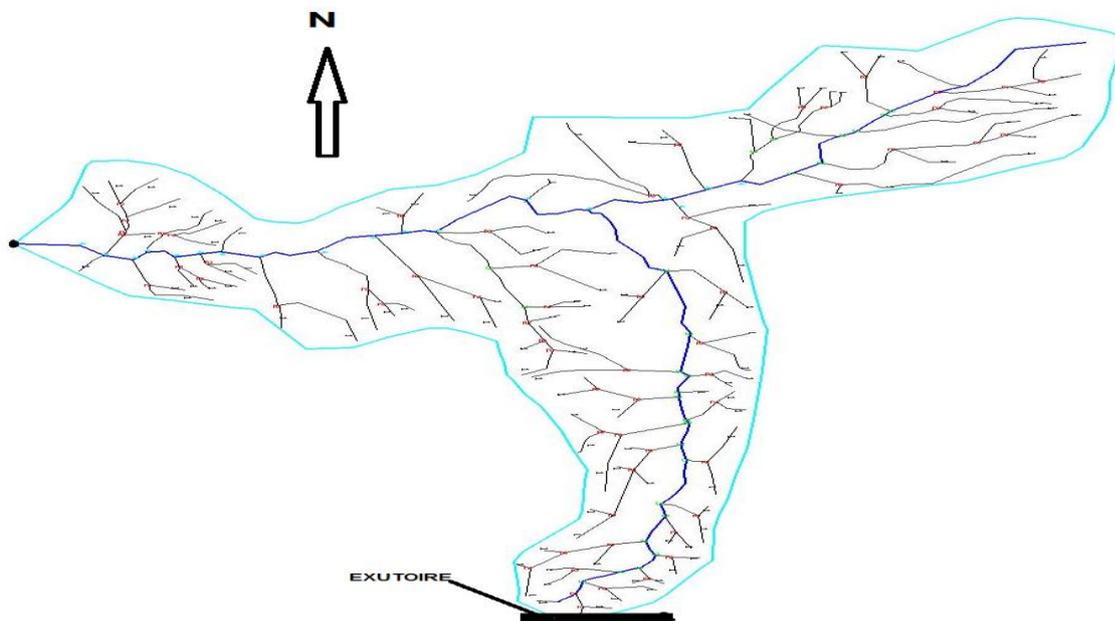


Figure.III.01.Limite du Bassin Versant à l'échelle 1/50.000

III.2.3.Caractéristiques morphologiques du bassin versant

III.2.3.1.Indice de compacité (Kc)

$$K_c = \frac{P}{P_c} \dots\dots\dots (III.2)$$

D'où: $p_c = 2 \pi R_c$; $S = \pi R_c^2$.

$$R_c = \sqrt{\frac{S}{\pi}} \text{ Donc : } K_c = \frac{P}{2\pi\sqrt{\frac{S}{\pi}}} = \frac{0,28.p}{\sqrt{S}} = \frac{0,28.20.05}{\sqrt{9.72}}$$

K_c : Indice de compacité (sans dimension);

S : Surface du bassin versant [Km²];

P : Périmètre du bassin versant [Km];

P_c : Périmètre du cercle [Km].

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

$K_c = 1$: Lorsque le bassin est parfaitement circulaire;

$K_c = 1,12$ Lorsque le bassin est carré;

$K_c > 1,12$ Lorsque le bassin est relativement allongé.

Nous pouvons conclure que la forme de notre bassin est relativement allongée.

III.2.3.2.Coefficient d'allongement

Est obtenu par la formule suivante :

$$K_p = \frac{P^2}{S} \dots\dots\dots (III.03)$$

P : La longueur du talweg principal;
 S : La superficie du bassin versant.

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

III.2.3.3. Dimension du rectangle équivalent

Le rectangle équivalent est une transformation purement géométrique par laquelle on assimile un bassin versant à un rectangle ayant le même périmètre et la même superficie.

Ce paramètre permet de comparer les bassins, entre eux, du point de vue de l'influence de la forme sur l'écoulement. Les courbes de niveau sont des droites parallèles aux petits côtés du rectangle et l'exutoire est l'un de ces petits cotés.

Le périmètre et la surface du rectangle sont respectivement :

$$P = 2 \cdot (L + l) \text{ et } S = L \cdot l \dots\dots\dots (III.04)$$

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

$$K_c = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots (III.05)$$

De (III.04) et (III.05) les grandeurs L_r et l_r sont données par les formules suivantes :

$$L = \frac{K_c \sqrt{S}}{1,12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_c} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (III.06)$$

$$l = \frac{S}{L} \dots\dots\dots (III.07)$$

L_r : Longueur du rectangle équivalent [Km];

l_r : Largeur du rectangle équivalent [Km]

Conclusion : D'après l'indice de compacité et le dimensionnement du rectangle équivalent, nous pouvons conclure que notre bassin est relativement allongé.



Figure.III.02.Rectangle équivalent

III.2.4.Hypsométrie du bassin versant

III.2.4.1.Relief

A) Courbe hypsométrique :

La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte en abscisse la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin qui se trouve au-dessus (ou au-dessous) de l'altitude représentée en ordonnée. La détermination de notre courbe hypsométrique a été réalisée à partir de la carte à l'échelle (1/50.000). Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude.

Les courbes hypsométriques demeurent un outil pratique pour comparer plusieurs bassins entre eux ou les diverses sections d'un seul bassin. Elles peuvent, en outre, servir pour la détermination de la pluie moyenne sur un bassin versant et donnent des indications quant-au comportement hydrologique et hydraulique du bassin versant et de son système de drainage.

Cette dernière, a été identifiée à partir des résultats des calculs de la répartition du bassin versant par tranches d'altitudes, après planimétrie des surfaces partielles à partir de la carte à l'échelle (1/50.000).

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci – après:

Tableau.III.01.Coordonnées de la courbe hypsométrique :

Altitudes (m)	Surfaces partielles km ²	Surfaces partielles %	Surfaces cumulées %
1168-1100	0,06	0,62	0,62
1100-1050	0,15	1,54	2,16
1050-1000	0,16	1,64	3,81
1000-950	0,3	3,08	6,89
950-900	0,68	7	13,89
900-850	2,68	27,57	41,46
850-800	3,36	34,57	76,03

800-750	1,02	10,49	86,52
750-700	0,3	3,05	89,57
700-650	0,63	6,47	96,04
650-620	0,33	3,34	99,38
620-610	0,06	0,62	100
Somme	9,72		

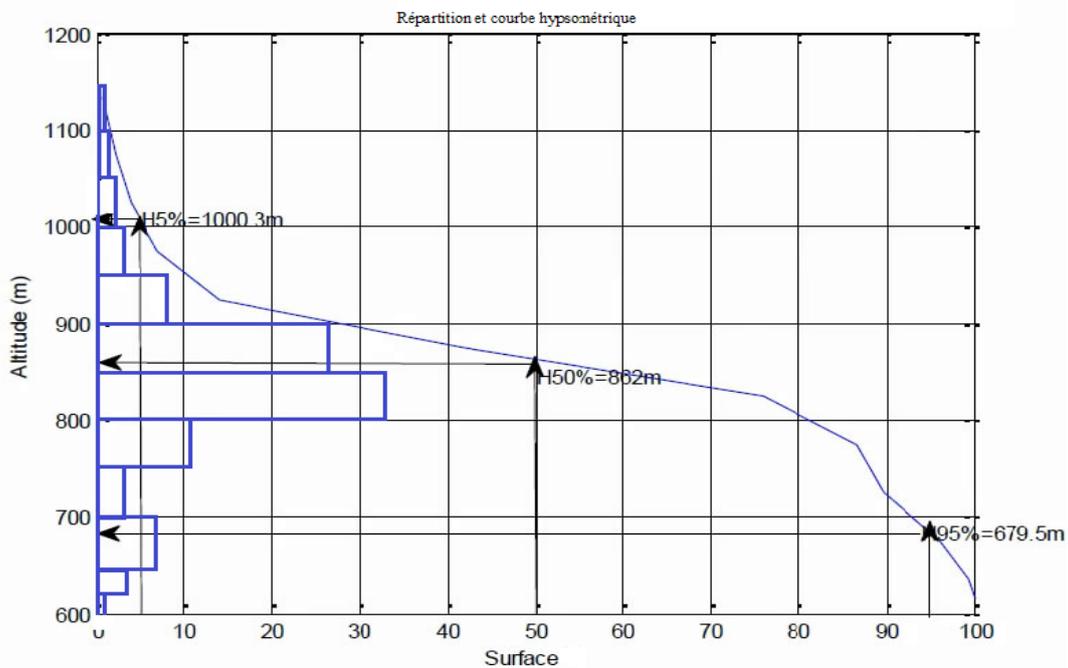


Figure.III.03.Courbe hypsométrique

B)-Altitude moyenne du Bassin Versant :

Celle-ci est obtenue à l'aide de deux procédés.

Le premier est graphique

C'est l'ordonnée de la courbe hypsométrique correspondant à la surface 50%.

C'est, donc, l'altitude médiane. (**H50%**)

Le second est analytique : Il se présente comme suit :

$$H_{moy} = \sum \left(\frac{S_i \times H_i}{S} \right) \dots \dots \dots (III.08)$$

S_i : Surface partielle entre deux courbes de niveau (Km²);

H_i : Altitude moyenne entre deux courbes de niveau consécutives **n-1** et **n** en (m);

S : Superficie du bassin versant (Km²).

Dans ce cas, on opte pour une altitude moyenne.

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

Le tableau suivant récapitule les altitudes déterminées

Tableau.III.02.Tableau récapitulatif des résultats précédents

Altitudes	Valeur (m.NGA)
H _{moyenne}	833 ,66
H _{médiane}	862
H _{95%}	679,5
H _{5%}	1000,3
H _{max}	1168
H _{min}	603

III.2.5.Indices

Le but de ces indices est de caractériser les pentes d'un bassin versant et de permettre, ainsi des comparaisons et des classifications. Les indices de pente se déterminent à partir de la connaissance de la répartition hypsométrique sur le bassin.

A) **Indice de la pente globale** : Il est calculé à partir de la relation suivante :

$$B) \quad I_g = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L_r} \dots\dots\dots (III.09)$$

C) **Indice de pente moyenne Im** : L'indice de pente moyenne est le rapport entre la dénivelée et la longueur de rectangle équivalent.

$$Im = \frac{\Delta H}{\Delta L} \dots\dots\dots (III.10)$$

$$\Delta H = H_{\max} - H_{\min}$$

D) **pente moyenne du bassin versant Im** : Il est obtenu par la formule suivante :

$$Im = \frac{\Delta H(0,5l_1 + l_2 + \dots\dots\dots + 0,5l_n)}{S} \dots\dots\dots (III.11)$$

ΔH : Dénivelée (50m);

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

S : Surface du bassin versant (Km²).

Tableau.III.03.Longueurs correspondantes à chaque courbe de niveau

courbes de niveaux	longueurs (km)
1100	1,13
1050	1,025
1000	0,972
950	0,871
900	0,825
850	0,778
800	0,722
750	0,675
700	1,22
650	0,67

D) Densité spécifique : Elle sert à comparer les indices de pentes du bassin de superficie différentes. D'après la deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M, appliquée à tous les bassins versant de différentes surfaces. Elle est calculée à partir de la formule suivante :

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

I_g : Pente globale [m / Km];

S : Surface totale du bassin versant [Km²].

Le relief de notre bassin versant est Assez faible ($D_s=113,14 < 250$) (**annexIII-1**).

III.2.6. Caractéristiques hydrographiques du bassin versant

III.2.6.1. Réseau hydrographique

La restitution du réseau hydrographique est faite sur les mêmes cartes, citées pour la détermination de l'altitude moyenne. Pour procéder au calcul de la densité de drainage, il faut classer les cours d'eau.

Il existe plusieurs classifications, la plus courante est la classification de SCHUM. Dans cette classification de SCHUM est considéré « ordre(x+1) tout tronçon de rivière formé par la réunion de deux cours d'eau d'ordre (x) »

A) Densité de drainage :

La densité de drainage est définie pour un bassin versant donné de superficie S , comme la longueur totale des cours d'eau de tous les ordres sur la surface drainée.

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

L_{xi} : Longueur totale des cours d'eau d'ordre i [Km].

n : L'ordre le plus élevé dans la classification. $n=4$

B) Densité du thalweg élémentaire :

$$F1 = \frac{N_1}{S} \dots\dots\dots (III.14)$$

N1 : Nombre de thalwegs d'ordre 1, N1=34;

S : Superficie du bassin versant.

F1= 3,49 thalweg/Km²

C) Coefficient de torrencialité: Il est défini comme étant :

$$Ct = Dd.F1 \dots\dots\dots (III.15)$$

D) Temps de concentration :

Définition : Le temps de concentration est le temps qui sépare la fin de la pluie efficace de la fin du ruissellement direct. C'est le temps que met une goutte d'eau tombée sur le point le plus éloigné en amont du bassin versant pour arriver à l'exutoire. C'est une caractéristique importante de tout bassin versant.

-Calcul du temps de concentration : L'estimation du temps de concentration est obtenue grâce à des formules empiriques, et par l'étude des données de pluie - débit concomitantes lorsqu'elles sont disponibles.

***Formule de TURRAZA:**

$$Tc = 0,108 \cdot \frac{\sqrt[3]{S \times L}}{\sqrt{I}} \dots\dots\dots (III.16)$$

Tc : Temps de concentration en (h).

S : Surface du bassin versant en (Km²).

L : Longueur du thalweg principal en (Km).

Im : Pente moyenne du cours d'eau en (%)

***Formule de SCS : (Soil Conservation Service, USA)**

$$Tc = \left(0,87 \times \frac{L^3}{H} \right)^{0,387} \dots\dots\dots (III.17)$$

L : Longueur du thalweg principal (Km);

H : Différence entre altitude max. et altitude min.

*** Formule de GIANDOTTI :**

Elle est obtenue par la formule :

$$Tc = \frac{4 \cdot \sqrt{S} + 1,5 \cdot L}{0,8 \sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots (III.18)$$

S : Surface du bassin versant en (Km²);

L : Longueur du thalweg principal (Km).

* **Formule de VENTURA** : Est donnée par :

$$T_c = 0,1272 \cdot \frac{\sqrt[3]{S}}{\sqrt{I_m}} \dots\dots\dots (III.19)$$

I_m : Pente moyenne du cours d'eau;

S : Surface du bassin versant.

* **Formule de SOCOLOVSKY** :

Il est obtenu grâce à la formule suivante :

$$T_c = \frac{L}{3,6 \cdot V_r} \dots\dots\dots (III.20)$$

L : Longueur du thalweg principal (Km);

V_r : Vitesse de ruissellement en m/s.

Pour les petits cours d'eau, la vitesse du ruissellement selon l'auteur est de 1, 5m/s.

Voici un tableau qui récapitule toute les valeurs obtenues :

Tableau.III.05.Tableau récapitulatif des résultats du temps de concentration

Formule utilisée	T _c : temps de concentration trouvé (heures)
Formule de TURRAZA	0,168
Formule de SCS	0,49
Formule de GIANDOTTI	1,15
Formule de VENTURA	0,107
Formule de SOLOVSKY	1,16

Compte tenu de la forme allongée du bassin. Sachant que cette forme nous renseigne du temps que met une goutte d'eau tombée sur le point le plus éloigné en amont du bassin versant pour arriver à l'exutoire est grand.

Donc, on prend T_c=1,16h

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

$$V_r = \frac{L}{T_c} \dots\dots\dots (III.21)$$

Avec :

L : Longueur du thalweg principal en (Km).

T_c : Temps de concentration en (h).

Tableau.III.06.Récapitulatif des caractéristiques du bassin versant :

Désignation	Symbole	Unités	Valeur
-------------	---------	--------	--------

Superficie	S	km ²	9,72
Périmètre	P	km	20,05
Longueur du thalweg principal	L	km	6,29
Indice de compacité	K _C	/	1,8
Coefficient d'allongement	K _P	/	41,36
Rectangle équivalent	Longueur	L _r	Km
	largeur	l _r	km
Altitudes maximale			
moyenne	H _{moy}	m	833,66
médiane	H _{med}	m	562
minimale	H _{min}	m	603
Max	H _{max}	m	1168
Indice de pente moyenne	I _m	m/Km	63,9
DENSITE SPECIFIQUE	D _s	m	113,14
Densité de drainage	D _d	Km/Km ²	1,46
Coefficient de torrentialité	C _t	Km ⁻³	5,01
Temps de concentration	T _c	h	1,16
Vitesse de ruissellement	V _r	Km/h	5,46

III.3.Caractéristiques climatologiques

III.3.1.Températures

Les températures moyennes mensuelles enregistrées dans la station de TIARET sont représentées dans le Tableau III.07 ci – dessous :

Tableau.III.07.Répartition mensuelle des températures :

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Août	Moy
T, mensuel (°C)	20,7	16	10,3	6,6	6,1	6,9	9,1	12,1	16,1	21	25,9	26	14,8

Source : O.N.M (Tiaret -1960/61- 2005/06)

On remarque que la température maximale est enregistrée au mois de Juillet (25,9°) et la température minimale au mois de janvier (6,6°). La température annuelle moyenne est de 14,8

III.3.2.Evaporation

Tableau.III.08.Répartition mensuelle de l'évaporation

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Août	Tot
------	-----	-----	-----	-----	-----	-----	------	-----	-----	------	-------	------	-----

Evaporation (mm)	206	125	88	64	52	48	92	118	188	253	321	37	1887
-------------------------	-----	-----	----	----	----	----	----	-----	-----	-----	-----	----	------

(Tiaret -1960/61- 2005/06)

III.3.3.Pluviométrie

L'étude pluviométrique sera effectuée à partir des données des précipitations mensuelles et journalières enregistrées au niveau de la station la plus proche de la zone d'étude.

III.3.3.1.Stations et données disponibles

Les caractéristiques de la station pluviométrique disponible pour cette étude est donnée dans le tableau ci-dessous :

Tableau.III.9.Station pluviométrique

Station	Code	Source	Coordonnée			Année de service	N (ans)
			X	Y	Z		
Dahmouni	01-09-04	A.N.R.H	388,8	235,95	878	1987-2009	23

Source : A.N.R.H

III.3.3.2.Répartition de la pluie moyenne dans le bassin

Tableau.III.11.Répartition des valeurs des pluies moyennes mensuelles

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Août	Tot
P _m (mm)	24,71	28,06	36,35	35,25	33,53	31,61	27,82	36,89	30,76	10,39	6,84	10,96	313,16
Pluie (%)	7,89	8,96	11,61	11,26	10,71	10,09	8,88	11,78	9,82	3,32	2,18	3,5	100

Source : A.N.R.H

Notons une pointe au mois d'avril.

La répartition mensuelle des précipitations est présentée dans la figure ci-dessous

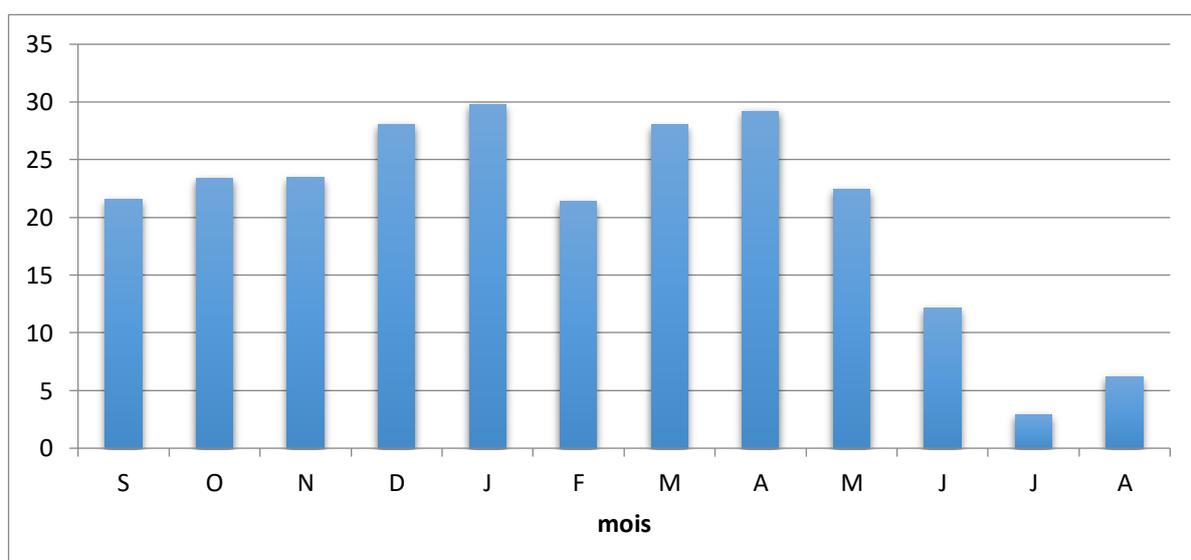


Figure.III.04.Répartition mensuelle des précipitations

III.3.4. Précipitations maximales journalières

La série des pluies maximales journalières enregistrées à la station pluviométrique 01-09-04 a été choisie comme étant la plus représentative des maximums journaliers pouvant se produire dans la zone d'étude.

A) Estimation des pluies journalières maximales : L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières à l'aide d'une loi théorique afin de déterminer l'intensité de pluie pour une période retour.

Pour cela, il serait nécessaire de passer par les étapes suivantes :

1. Classer la série des précipitations par ordre croissant.
2. Calculer la fréquence expérimentale.
3. Calculer les caractéristiques empiriques de la série de données.
4. Ajuster graphiquement la loi choisie.
5. Calculer le quantile et son intervalle de confiance.

(Annexe III-2) Pluies maximales journalières prise de la station 01-09-04

Les caractéristiques de notre série pluviométrique sont illustrées dans le tableau suivant :

Tableau.III.12.Caractéristique de la série pluviométrique (23 ans)

Caractéristiques :	Formule :	Valeurs :
La somme des Pmaxj en (mm)	$\sum_{i=1}^n Xi$	654,8
la moyenne des Pmaxj en (mm)	$X = \frac{\sum_{i=1}^{n=23} Xi}{n}$	28,5
L'écart type « σ_x »; Pour n < 30 ans	$\sigma_x = \frac{\sum_{i=1}^{n=23} (Xi - nx)}{n}$	7,82
Coefficient de variation « Cv »	$Cv = \frac{\sigma}{Xc}$	0,275
Coefficient d'asymétrie (Cs)	$CS = \frac{\sum_{i=1}^n (pi - \bar{p})^3}{(n-1)6^3}$	0,159

Coefficient d'aplatissement (k)	$Ck = \frac{\sum_{i=1}^n (p_i - \bar{p})^4}{(n-1)6^4}$	1,9
Minimum		17,6
Maximum		43,3

L'exposant climatique pour notre région (b=0,34) est donné par l'ARNH d'Alger.

III.4.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.
- La taille de l'échantillon.
- Certaines caractéristiques de l'échantillon.

Toutefois, de nombreuses études comparatives, empiriques et 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 **GUMBEL**.
- 2- La loi de **GALTON** (log-normale).

III.4.1.Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

L'ajustement des pluies maximales journalières sera effectué à l'aide du logiciel « **HYFRAN** »

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

$$F(X) = e^{-e^{-\frac{x-x_0}{\alpha}}} \dots \dots \dots (III.22)$$

GUMEBL s'écrit:

$$F(X) = e^{-e^{-y}}$$

Tel que : $y = \frac{X - X_0}{\alpha}$; et on peut écrire : $y = -\ln (-\ln (F(X)))$.

1/α : La pente de la droite de **GUMBEL**

Y : Variable réduite de **GUMBEL**

x : Précipitation maximale journalière (mm)

x₀ : Paramètre de position (mode)

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

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

$$F(X) = \frac{m-0,5}{n} \dots\dots\dots (III.23)$$

m : Rang de précipitation.

n : Nombre d'observations (23).

*calculer la variable réduite de **GUMBEL** donnée par la formule suivante :

$$y = - \ln (-\ln (F(x)))$$

*calculer les paramètres d'ajustement « α » et « x_0 »

*représenter graphiquement les couples (xi, yi) sur papier **GUMBEL**.

Calcul des paramètres d'ajustement de la loi de GUMBEL :

La droite de **GUMBEL** est donnée par la formule :

$$x = (1/\alpha) y + x_0 \dots\dots\dots (III.24)$$

(1 / α) : La pente de la droite de **GUMBEL**

Les résultats d'ajustement par la loi de « **GUMBEL** » sont résumés dans le tableau suivant :

Quantiles

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

T = 1/ (1-q)

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

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
1000	0,999	67,1	9,43	48,6	85,6
100	0,99	53	6,4	40,5	65,5
50	0,98	48,7	5,49	38	59,5
20	0,95	43,1	4,3	34,6	51,5
10	0,9	38,7	3,4	32	45,3
5	0,8	34,1	2,52	29,2	39

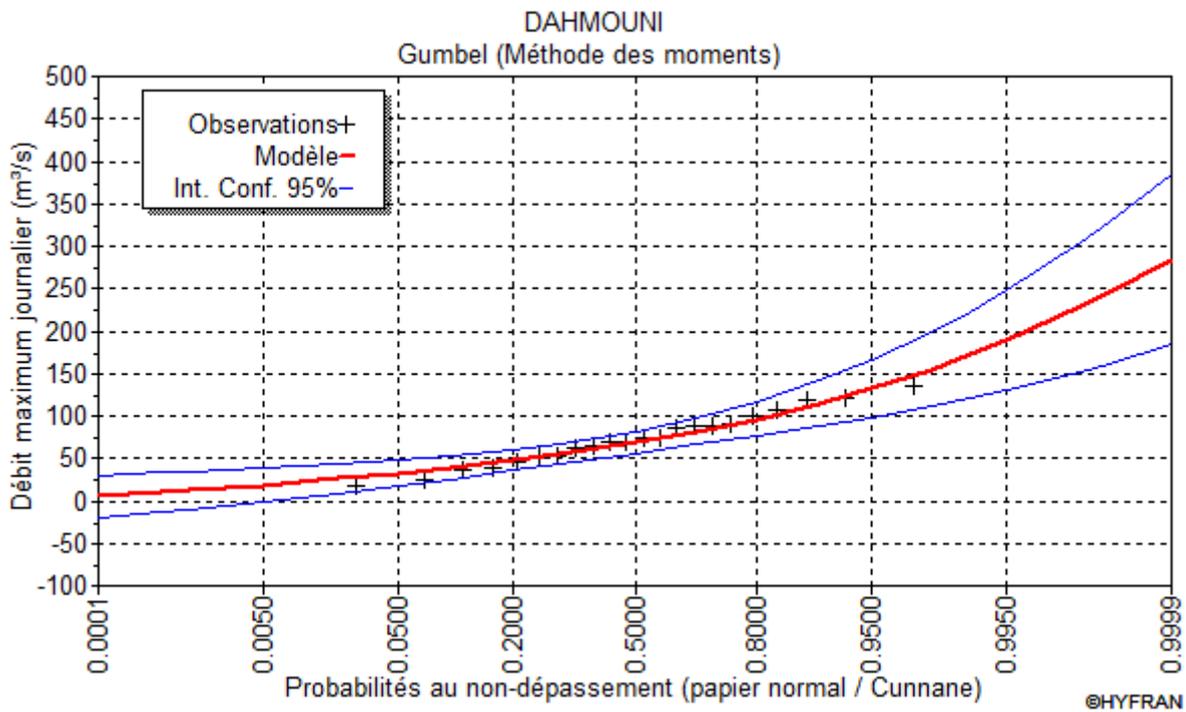


Figure.III.5.Représentation graphique de la loi de Gumbel

III.4.2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log-normal)

Le procédé d'ajustement est identique à celui établi pour la loi de GUMBEL, seul la représentation graphique change où elle est faite sur papier GUMBEL, comme le montre la (figure III-06).

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

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\Pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots (III.25)$$

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

L'équation de la droite de Galton est la suivante : $\text{Log } x (p \%) = \overline{\text{Log } x} + \text{Log } u (p \%)$

$$\text{Log } X = \frac{\sum_{i=1}^{23} \overline{\text{Log } X_i}}{N} \dots\dots\dots (III.26)$$

Quantiles :

$q = F(X)$ (probabilité au non dépassement).

$T = 1 / (1-q)$ Log normale (Maximum de vraisemblance).

Tableau.III.15.Résultat de l'ajustement a la loi de GALTON

T	q	XT	Ecart-	Intervalle de
---	---	----	--------	---------------

			type	confiance (95%)	
1000	0,999	66,3	9,67	47,3	85,2
100	0,99	53,3	6,21	41,1	65,5
50	0,98	49,3	5,26	39	59,6
20	0,95	43,9	4,06	35,9	51,8
10	0,9	39,5	3,21	33,2	45,8
5	0,8	34,9	2.43	30,1	39,6

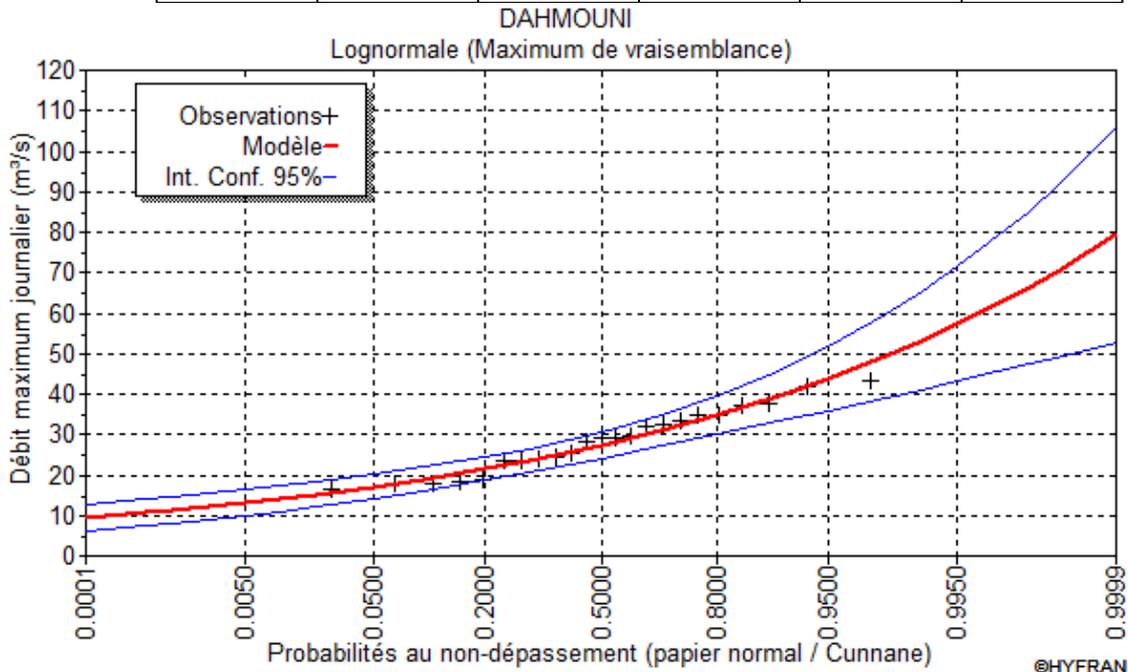


Figure.III.6.Représentation graphique de la loi de Galton

Remarque :

D'après les trois schémas, on conclue que les pluies maximales journalières suivent la loi normale car tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus proches de la droite de HENRY.

III.4.4.Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités

$$P_{cr} = P_{max} \times \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots (III.29)$$

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

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

T: Temps en heures.

b : Exposant climatique donnée (b = 0,35)

$$I_0 = \left(\frac{P_{\max}}{24} \right) \times \left(\frac{t}{24} \right)^{b-1} \dots\dots\dots (III.30)$$

I₀: Pluie de courte durée (mm/h)

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

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

Période (ans)	10		20		50		100	
Fréquence (%)	10		5		2		1	
P_{maxj,p(%)}(mm)	38,5		41,3		44,5		46,7	
	P_{maxj,p%}	I₀	P_{maxj,p%}	I₀	P_{maxj,p%}	I₀	P_{maxj,p%}	I₀
T (h)	(mm)	mm/h	mm	(mm/h)	mm	mm/h	(mm)	mm/h
1	13,34	13,34	16,5	16,5	17,79	17,79	19,04	19,04
1,15	13,99	12,16	17,3	15,04	18,65	16,22	19,97	17,36
2	16,88	8,44	20,88	10,44	22,51	11,26	24,1	12,05
3	19,38	6,46	23,97	7,99	25,84	8,61	27,66	9,22
4	21,37	5,34	26,43	6,61	28,49	7,12	30,51	7,63
6	24,53	4,09	30,33	5,06	32,71	5,45	35,02	5,84
9	28,16	3,13	34,82	3,87	37,54	4,17	40,19	4,47
12	31,05	2,59	38,4	3,2	41,4	3,45	44,32	3,69
15	33,5	2,23	41,42	2,76	44,66	2,98	47,81	3,19
18	35,64	1,98	44,07	2,45	47,52	2,64	50,87	2,83
21	37,56	1,79	46,44	2,21	50,07	2,38	53,61	2,55
24	39,3	1,64	48,6	2,03	52,4	2,18	56,1	2,34

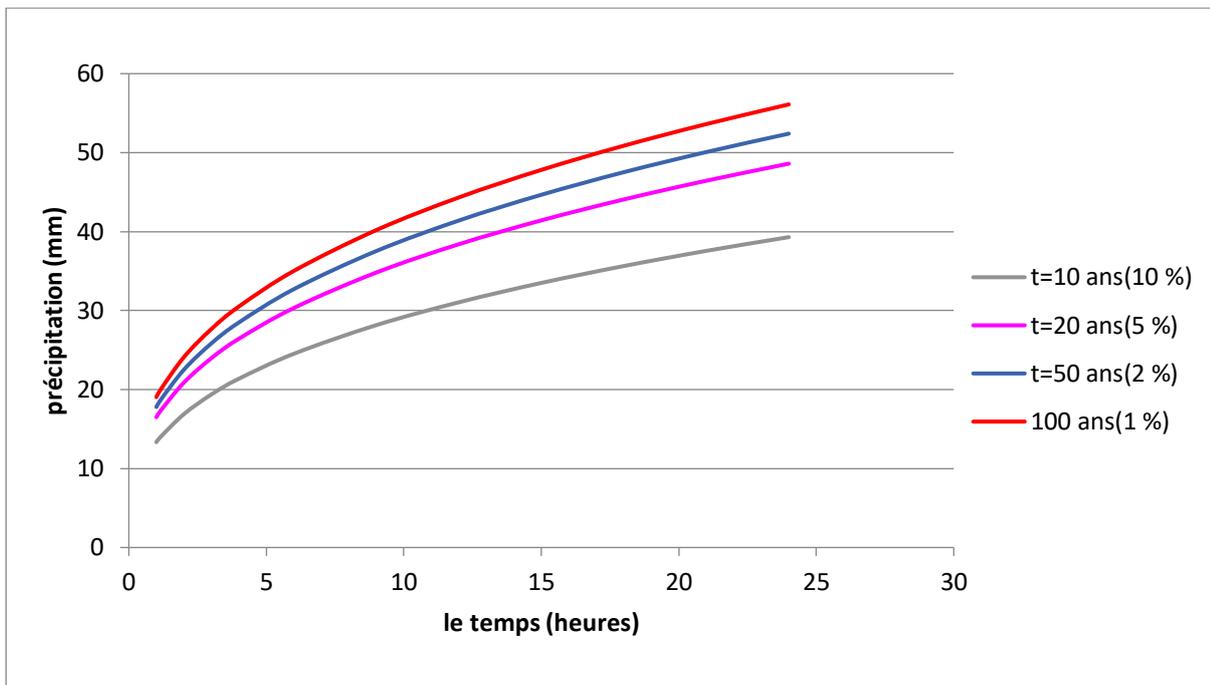


Figure.III.8.Pluies de Courte durée

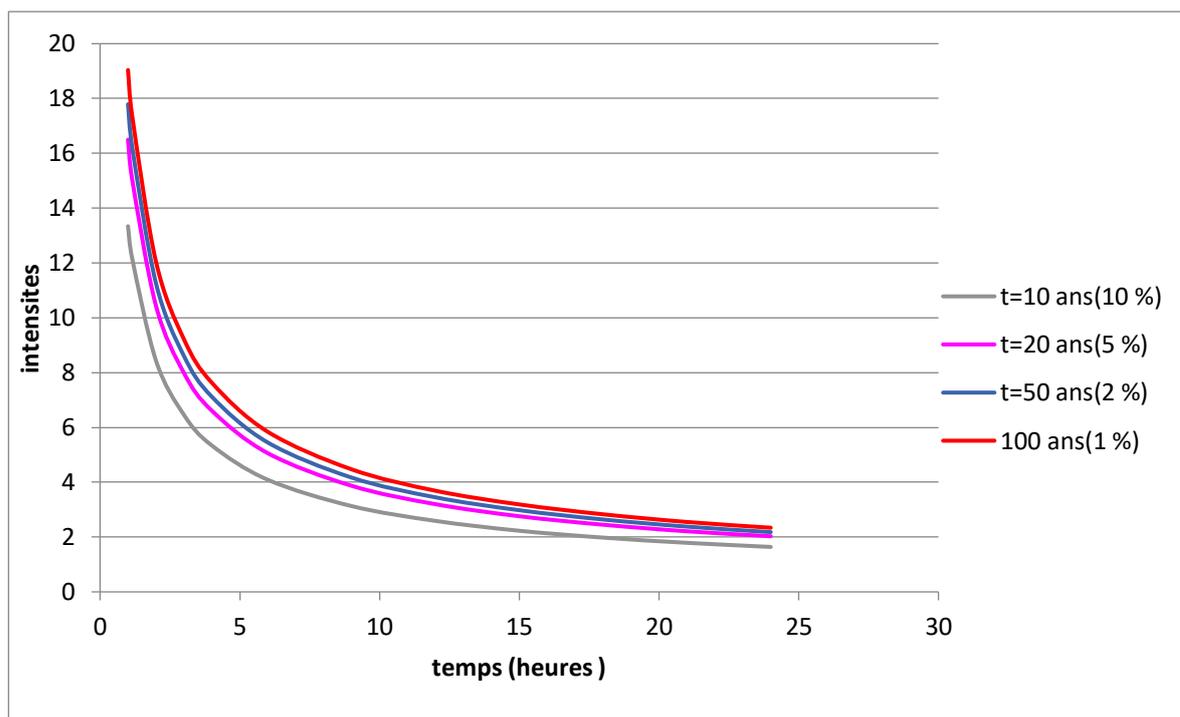


Figure.III.09.Intensité - Durée – Fréquence

III.5.Evaluation des apports liquides

L'oued HACHLEF étant dépourvu de station hydrométrique, de plus, l'analyse du réseau d'observation de la région d'étude et ses environs n'a pas permis de mettre en évidence une station hydrométrique analogue dont le bassin versant serait géo morphologiquement similaire au bassin versant de l'oued, l'analogie proprement dite ne peut donc être effectuée.

Pour cela, l'estimation des paramètres hydrologiques nécessaires au dimensionnement des ouvrages s'est faite suivant l'approche par les formules empiriques.

III-5-1 Apports moyens interannuels:

a) Formule de SAMIE:

$$A = L_e \cdot S \dots\dots\dots (III.31)$$

$$L_e = P^2(293 - 2.2\sqrt{S}) \dots\dots\dots (III.32)$$

Où :

L_e : lame d'eau écoulée (mm).

P : précipitation moyenne (m).

S: la superficie en Km² du bassin versant.

b) Formule d'URGIPROVODKHOZ:

$$M_o = (p/340)^{2.24} \quad (P \text{ en mm}) \quad \dots\dots\dots (III.33)$$

On trouve $M_o = 2.94 \text{ l/s/km}^2$

c) Formule de MEDINGER:

$$L_e = 1.024(P - 0.26)^2 \dots\dots\dots (III.34)$$

P : précipitation moyenne (m).

L_e : lame d'eau écoulée (mm).

$$A = L_e \cdot S \dots\dots\dots(III-35)$$

d) Formule de COUTAGNE:

Elle donne le déficit décaulent D tel que:

$$D = P - \lambda P^2 \dots\dots\dots(III.36)$$

$$\lambda = \frac{1}{0.8 + 0.14T_0}$$

T_0 : température moyenne dans la zone d'étude. $T_0 = 16,97^\circ\text{C}$

La lame d'eau écoulée est alors:

$$L_e = P - D \dots\dots\dots (III.37)$$

$$A = L_e \cdot S \dots\dots\dots (III.38)$$

e) Formule de TURC:

$$L_e = P - \frac{P}{\sqrt{0.9 + \frac{P^2}{L^2}}} \dots\dots\dots(III.39)$$

Avec:

$$L = 300 + 25T_0 + 0,05 (T_0)^3 \dots\dots\dots(III.40)$$

T_0 : température moyenne dans la zone d'étude.

$$A = L_e \cdot S$$

f) Formule de l'ANRH:

L'apport moyen interannuel est donné par:

$$A_0 = 0.915 \cdot \bar{P}^{-2.684} \cdot S^{0.842} \dots\dots\dots(III.41)$$

P : précipitation moyenne (m).

S : superficie (en Km²).

Tableau.III.21.Les résultats sont portés sur le tableau suivant:

FORMULE	APPORT MOYEN A (hm ³)
SAMIE	0,665
DERI II	0,689
MEDINGER	0,522
COUTAGNE	0,584
TURC	0,333
ANRH	0,910
Moyenne	0,617

D'après ces résultats on adopte finalement la valeur moyenne des autres valeurs, c'est-à-dire:

$$A = 0,617 \text{ hm}^3$$

Tableau.III.22.Répartition mensuelle de l'apport moyen

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Total
P (mm)	24,71	28,06	36,35	35,25	33,53	31,61	27,82	36,89	30,76	10,39	6,84	10,96	313,16
A (%)	7,89	8,96	11,61	11,26	10,71	10,09	8,88	11,78	9,82	3,32	2,18	3,5	100,00
A (hm ³)	0,049	0,055	0,072	0,069	0,066	0,062	0,055	0,073	0,060	0,02	0,0134	0,021	0,617

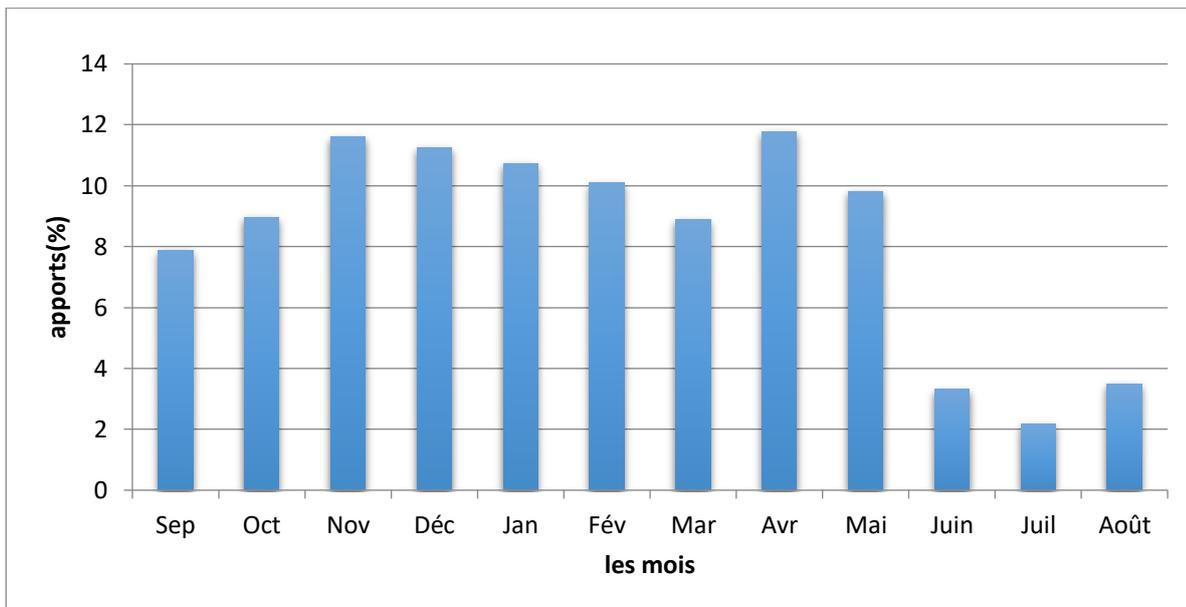


Figure.III.10.Répartition mensuelle de l'apport moyen

III.5.2 Caractéristiques de l'écoulement :

A) -Module de l'écoulement :

Il est donné par : $Me = A0 / T$ (III.42)

A0 : Apport moyen annuel (mm);

T : Temps d'une année en secondes $T = 3,1536.10^7$ s.

Me=15 ,46l/s

B) -Module de l'écoulement relatif :

On a: $M0 = Me / S$ (III.43)

Me: Module de l'écoulement (l/s);

S : Superficie du bassin (Km²).

M0= 1,57l/s/Km²

C) -Lame d'eau écoulée

$L e = A0/S$ (III.44)

Le=48,12mm

D) -Coefficient de l'écoulement:

Il est donné par : $Ce = Le / P_{moy}$ (III.45)

Ce= 0,19

E) Coefficient de variation :

Formule d'OURKGUIPROVODKHOZ :

$Cv = 0,7/ (M0)^{0,125}$ (III.46)

M₀ : module spécifique en (l/s Km²).

Formule Algérienne de N.N PADOUM :

Cette formule donne de bons résultats de l'estimation du coefficient de variation de l'apport annuel ainsi elle est établie à partir d'une analyse statistique de 42 oueds

De l'Algérie du nord cette relation s'écrit comme suit:

$$Cv=0,93K/M_0^{0,23} \dots\dots\dots(III.47)$$

Avec : K coefficient de réduction

K= (0,25-1,00) on prend K=0,6

M₀ : module spécifique, du bassin versant en (l/s/km²).

Formule de SOKOLOVSKY :

$$Cv = 0,78 - 0,29 \log M_0 - 0,063 \log (S + 1) \dots\dots\dots(III.48)$$

M₀ : Module de l'écoulement relatif

Formule de KRISTEKLY MENKEL:

$$Cv=0,83/(S^{0,06} \cdot M_0^{0,27}) \dots\dots\dots(III.49)$$

M₀ : module de l'écoulement relatif

Tableau.III.23.Les différentes valeurs de C_v

La formule	Le coefficient de variation Cv
OURKGUIPROVODKHOZO	0,64
Algérienne de N.N. PADOUM	0,47
SOKOLOVSKI	0,42
KRISTEKLY MENKEL	0,66
Moyenne	0,548

On opte pour la formule Algérienne de N.N. PADOUM, car elle nous donne une valeur de coefficient de variation plus proche de la moyenne, c'est-à-dire que Cv=0,47

Tableau.III.24.Apports fréquentiels

Période de retour (ans)	Fréquence (%)	Variable de Gauss	Apport A (hm ³)
5	80	-0,8428	0,331
10	90	1,285	1,240
25	96	1,753	1,658
50	98	2,0571	2,002
100	99	2,328	2,369
1000	99,9	3,1	3,825

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; On a : **A_{80%}=0.331Mm**

Tableau.III.25.Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Total
A 80% (%)	7,89	8,96	11,61	11,26	10,71	10,09	8,88	11,78	9,82	3,32	2,18	3,5	100
A 80% (hm ³)	0,026	0,030	0,038	0,037	0,035	0,033	0,029	0,039	0,032	0,011	0,008	0,013	0,331

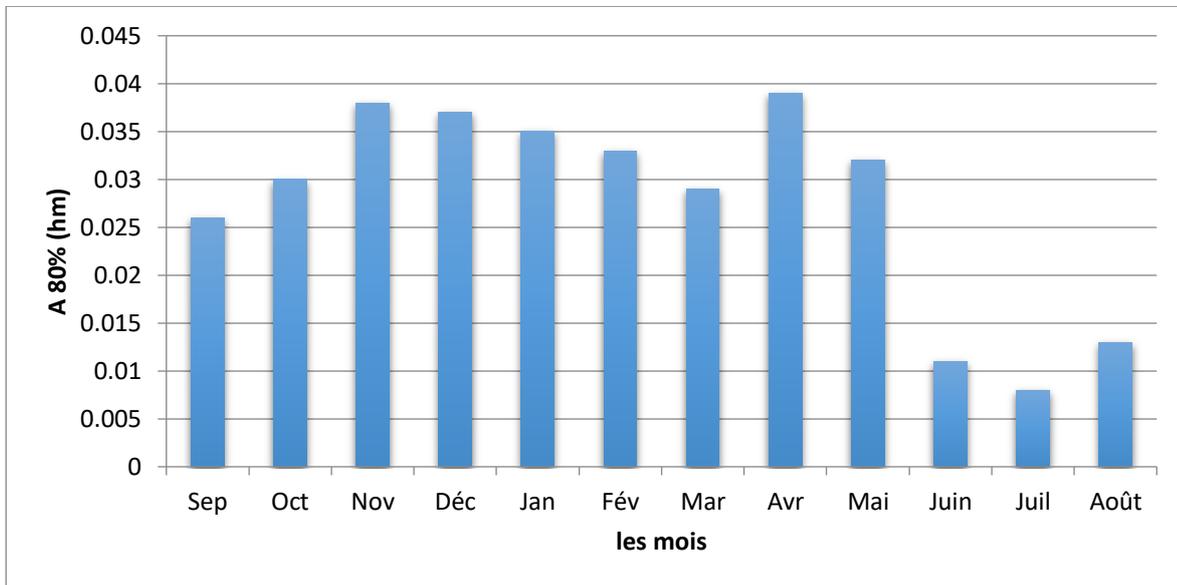


Figure.III.11.Répartition mensuelle des apports 80%

III.6.Etude des crues

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

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

Les paramètres définissant une crue sont :

- Le débit maximum (débit de pointe).
- Le volume.
- Le temps.
- La forme (Hydro gramme de crues).

A cause de l'inexistence de station hydrométrique dans le bassin versant de l'oued chertioua, des formulations empiriques ont été utilisées pour la prédétermination des débits de crues maximales.

Formule de Giandotti:

$$Q_{\max \%} = \frac{170.S.(H_{\text{moy}} - H_{\text{min}})^{1/2}}{4(S)^{1/2} + 1.5L} . P_{ic} \dots \dots \dots \text{(III-50)}$$

$Q_{\max \%}$: débit maximum de crue en m³/s de même fréquence que celle de la pluie de courte durée.

S:superficie du bassin versant.

L : longueur du talweg principal.

H_{moy} , H_{min} : altitudes moyennes et minimales (en m).

P_{tc} : pluies de courte durée.

Formule de Sokolovski:

$$Q_{\max \%} = \frac{0,28.S.\alpha.P_{ct}}{T_c} . f \dots\dots\dots (III-51)$$

S : superficie du bassin versant.

P_{tc} : pluies de courte durée.

T_c : temps de concentration.

α : coefficient de ruissellement du bassin versant ($0,6 < \alpha < 0,8$)

f : coefficient de forme de l'hydro gramme de crue ($f = 1,2$).

Tableau.III.26.Les pluies de courte durée

Période de retour	10	20	50	100
$P_{ct} (mm)$	13,99	17,30	18,65	19,97

Formule de Mallet-Gauthie :

$$Q_{\max \%} = 2kLog(1 + AP) . \frac{S}{\sqrt{L_p}} . \sqrt{1 + 4LogT - LogS} \dots\dots\dots (III-52)$$

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

L_p : longueur du talweg principal (Km).

A : coefficient régional pris égal à 20.

k : constante qui dépend des caractéristiques du bassin versant pris égal à 2.

P : précipitation moyenne interannuelle.

T : période de retour en années

Formule d'Alexeev:

$$Q_{\max \%} = 0,34P_{tc}^{4/3} \dots\dots\dots (III-53)$$

P_{tc} : pluies de courte durée.

Tableau.III.27.Les résultats des débits fréquentiels

Période de retour	10	20	50	100
Giandotti	16,03	19,80	21,36	22,88
Sokolovsky	23,83	29,47	31,79	34,028
Mallet-Gautier	32,05	36,54	41,74	45,29
Alexeev	11,46	15,21	16,81	18,42
Moy	20,84	25,25	27,92	30,15

Sur la base de ces résultats, les valeurs adoptées sont celle de **Sokolovsky** car il utilise plusieurs paramètres.

III.7. Hydro gramme de crue

III.7.1. Détermination des Hydro grammes de crues probables par la méthode de Sokolovski

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

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

Pour tracer l'hydro gramme de crue, nous sommes tenus de suivre la méthode de Sokolovski qui le divise en deux parties non symétriques, calculé à partir des temps de montée et de la décrue.

a) Pour le temps de la montée :

$$Q_t = Q_{\max} \% \left(\frac{t}{t_m} \right)^n \dots\dots\dots (III-54)$$

T_m=T_c : Temps de montée.

b) Pour la décrue :

$$Q_t = Q_{\max} \% \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^m \dots\dots\dots (III-55)$$

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 ;

n= 2 pour la montée de la crue.

m= 3 pour la décrue.

m, n: puissances des paraboles pour les bassins de petits gabarits m=3 et n=2.

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 qui est le temps de concentration du bassin versant (heures).

-t_d = δ.t_m ;

Où δ : coefficient de forme de l'hydro gramme de crue

On prend δ=2,5(Annexe III-3)

t_d =2,5.1,15 =3 heures.

Les hydro grammes de crues pour différentes périodes de retour sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau.III.28. Valeurs des débits de crues en fonction du temps :

Hydro grammes de crues pour différentes périodes de retour				
période (ans)	Q(10ans)	Q(20ans)	Q(50ans)	Q(100ans)
temps(h)	23,83	29,74	31,79	34,028
0	0	0	0	0
0,25	1,13	1,41	1,50	1,61
0,5	4,50	5,62	6,01	6,43
0,75	10,14	12,65	13,52	14,47
1	18,02	22,49	24,04	25,73
1,15	23,83	29,74	31,79	34,03
1,4	3,30	4,12	4,40	4,71
1,65	1,91	2,38	2,55	2,73
1,9	0,98	1,22	1,30	1,40
2,15	0,41	0,51	0,55	0,59
2,4	0,12	0,15	0,16	0,17
2,65	0,02	0,02	0,02	0,02
2,9	0,00	0,00	0,00	0,00

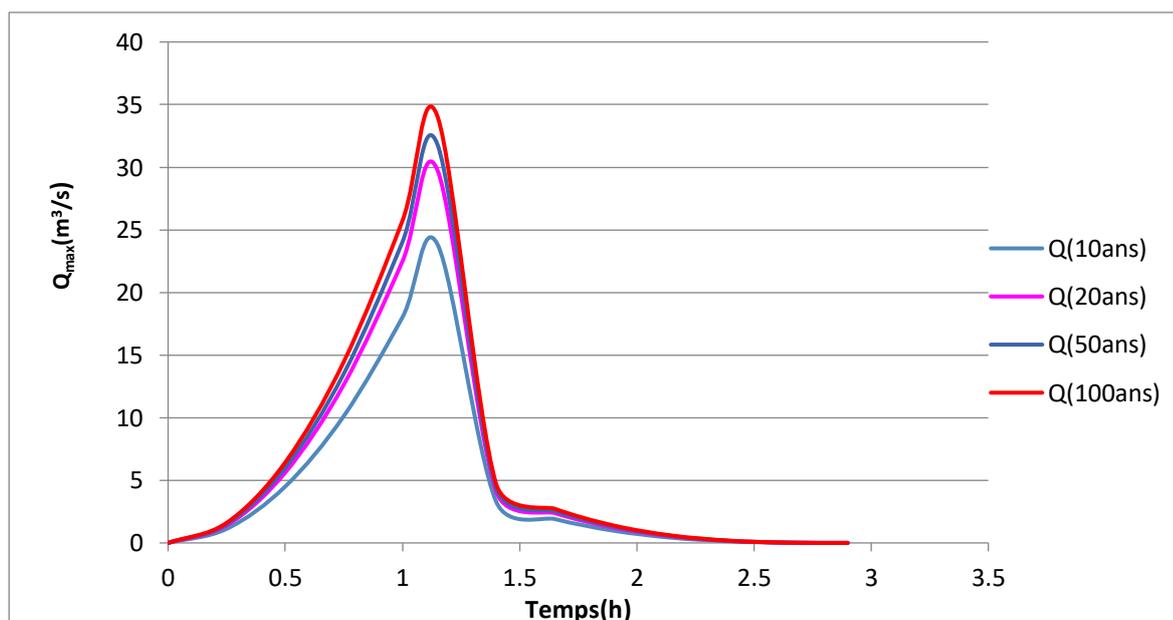


Figure.III.12. Hydro gramme des crues probables en fonction du temps (méthode de SOKOLOVSKY)

III.7.2.Choix de la crue de projet

La crue de projet est la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer pour une probabilité donnée. Alors que le choix de la crue de ce projet dépend, essentiellement, de l'importance de l'ouvrage à réaliser, des conséquences qui peuvent se produire à l'aval et des considérations technico-économiques liées à l'aménagement et à l'environnement.

Rappelons qu'une petite submersion d'un barrage en terre peut engendrer la rupture totale de celui-ci, contrairement aux barrages en béton où on peut faire des réparations lors du passage d'une crue exceptionnelle. Rappelons aussi que pour la détermination de la crue de projet, deux approches sont à notre disposition :

- L'approche déterministe qui est basée sur l'observation et l'historique.
- L'approche probabiliste qui est basée sur la statique.
- La précision entre le débit et la fréquence dépend essentiellement de la qualité et la quantité des données.
- La précision.
- La bonne estimation.

Autrement dit, il s'agit de chercher un compromis optimum entre l'aspect économique de la construction et les risques des crues à l'aval. Alors, pour son estimation, nous nous reportons aux recommandations du Comité Australien des Grands Barrages.

Remarque : Crue de projet recommandée (Annexe III-4)

Nous pouvons, aussi déterminé la crue de projet en tenant compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant (précipitations, superficie, perméabilité...).

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

$$I_g = I_a \times I_d \times I_r.$$

I_a : Représente le produit des indices mineurs (intensité des crues et difficultés topographiques).

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

I_r : Représente les risques.

1/ Lorsque ($I_g = 1$), cela veut dire que le risque est faible. Alors, on dimensionne l'évacuateur de crues pour une crue centennale.

2/ Lorsque ($I_g = 2$), cela veut dire que le risque est moyen. Alors, on dimensionne pour la crue centennale avec vérification avec la crue cinquennale.

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

Remarque : Choix de la crue de projet. (Annexe III-5)

Pour notre cas, nous pouvons considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval n'est pas élevé, par conséquent on accepte un risque moyen ($I_g = 2$) et on opte pour la crue centennale.

Cela veut dire que dans les deux classifications, on opte pour une période de retour de 100 ans.

Donc, pour un débit qui vaut $Q_{1\%} = 34,02 (m^3/s)$

III.7.3.Choix de la crue de chantier

La crue présente l'une des phases du régime d'un cours d'eau, elle se caractérise par des débits et des niveaux des eaux élevées, les crues résultant de la fonte des neiges et à partir d'averses des pluies intenses.

Pour dimensionner l'ouvrage de dérivation, il va falloir faire un choix du niveau de protection que l'on veut accorder au chantier contre les crues. A ce titre, le choix de la crue dépend du degré de risque admis.

En cas de dépassement de celle-ci, des dégâts seront très probables, ils seront provoqués par les crues lors de la phase de réalisation. Les conséquences seront lourdes sur les coûts de l'ouvrage de dérivation et sur la durée d'exécution de l'aménagement ainsi que sur sa durée de vie.

Une sous-évaluation du débit maximal entraîne la destruction de l'ouvrage de dérivation, alors qu'une surévaluation entraîne un coût de réalisation élevé de l'ouvrage.

La fréquence du débit maximal attribuée à chaque ouvrage dépend de son importance et du degré de sécurité. La protection contre la crue est obtenue par un amortissement de celle-ci par un batardeau, tandis que, l'ouvrage de dérivation proprement dit n'est dimensionné que pour une fraction de débit de pointe de la crue.

Les barrages en remblais sont souvent protégés contre les crues cinquantenales ou même centennale, mais en Algérie, l'ouvrage de dérivation est souvent dimensionné contre les crues dont la période de retour varie entre 10 et 50 ans.

Cependant, lorsque le batardeau est inclut dans la digue, on peut lui attribué une petite surélévation, car il va être un ouvrage permanent par la suite, par contre, si le batardeau est indépendant de la digue, là il faut chercher la solution la plus économique puisque le batardeau est posé provisoirement.

Donc, en prenant en compte toutes ces exigences, le choix de la crue (20 ans) serait le plus adapté pour la conception des ouvrages de dérivation et prises d'eau. $Q_{5\%} = 29,47 m^3/s$

III.8.Apports solides et estimation du volume mort

Le manque de données de mesure des transports solides, nous ramène à accepter toute méthode empirique qui nous permet d'avoir l'ordre de grandeur acceptable de l'écoulement solide.

Ces apports solides dépendent de l'étendue et du relief du bassin versant, de la résistance de sol à l'érosion, liée elle-même à la végétation par la présence des racines, à la nature géologique des

roches et au régime des pluies ainsi que des températures. C'est ainsi que les eaux du cours d'eau transportent les sédiments sous deux formes :

- en suspension.
- par charriage.

III.8.1. Apport solide en suspension

A) Formule de Fournier :

$$Ta = \frac{1}{36} \left[\frac{Pm^2}{PA} \right]^{2,65} \left[\frac{h}{S} \right]^{0,46} \dots\dots\dots (III.56)$$

Ta : Taux d'abrasion en (t/Km² /an);

Pm : Pluie mensuelle du mois le plus pluvieux;

PA: Pluie moyenne annuelle;

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

S: Surface du bassin versant.

En tenant compte du poids spécifique moyen des sédiments $\gamma_s = 1,6 \text{ T/m}^3$.

Le volume annuel est exprimé comme suit

$$Vs = \frac{Ta \times S}{\gamma_s} \dots\dots\dots (III.57)$$

T : Duré de vie de l'ouvrage T=10ans

B) Formule de Tixeront (1960) :

Cette formule tient compte de la répartition du bassin versant en fonction de sa perméabilité et s'écrit :

$$Ta = \alpha \cdot Le^{0,21} \dots\dots\dots (III.58)$$

Ta : Taux d'abrasion, T/km²/an;

Le : La lame d'eau écoulee en mm;

α : Egale à 350 pour un bassin à perméabilité moyenne. (AnnexIII-4)

Compte tenu du poids spécifique moyen des sédiments $\gamma_s = 1,6 \text{ T/m}^3$.

Le volume annuel est exprimé comme suit:

$$Vs = \frac{Ta \times S}{\gamma_s}$$

C) Formule de Grivilovitch :

Cette relation largement utilisée en Algérie, fait intervenir des caractéristiques physiques et un indice climatique du bassin versant.

$$T_a = T_{sp} * G_{rm} \dots\dots\dots(III.59).$$

$$T_{sp} = T * P_{moy} * \pi * \sqrt{Z^3} \dots\dots\dots (III.60).$$

$$T = \sqrt{\frac{t}{10}} + 1 \dots\dots\dots (III.61).$$

$$G_{rm} = \frac{(\sqrt{P} + H_{moy})}{0.2(L+10)} \dots\dots\dots (III.62).$$

T_a : taux d'abrasion (t/Km²/an).

T_{sp} : le taux de la production annuel des matériaux en (m³/km²/an).

G_{rm} : taux de rétention des sédiments produits par le bassin.

T : coefficient thermique.

Z : coefficient d'érosion relative en fonction de la description du bassin versant (z=0.3).

P_{moy} : Pluie moyenne interannuelle (mm).

t : température moyenne annuelle (°C). t=16,97°C

P : périmètre du bassin versant (Km).

L : longueur du talweg principal (Km).

H_{moy} : Altitude moyenne (km).

$$V_s = \frac{T_a \times S}{\gamma_s}$$

Tableau.III.29.Récapitulatif du volume annuel moyen

Formule de	Taux d'abrasion	Volume annuel moyen
Fourrier	182,23 T/Km ² /an	11070,47m ³ /an
Tixeront	651,582T/km ² /an	3958,36m ³ /an
Formule de Gravitovitch	3859,70 T/km ² .an	23423,55m ³ /an

III.8.2. Volume mort

Il existe plusieurs formules pour le calcul du volume mort à savoir :

a)-Méthode liée à l'érosion spécifique :

Le volume s'obtient par la formule suivante :

$$V_m = \frac{E_s * S * T}{\gamma_s} \dots\dots\dots (III.63).$$

E_s : Erosion spécifique (t/km²/an).

T : Durée de vie du barrage (10 ans).

γ_s : Poids spécifique des sédiments (1,6 t/m³).[A.N.B.T]

S : Surface du bassin versant (Km²).

b)-Formule de Tixeront :

Le volume mort est donné par la formule suivante :

$$V_m = (1.05 \div 1.10) \frac{Q_s * T}{\gamma_s} \dots\dots\dots (III-64).$$

$$Q_s = T_a * S \dots\dots\dots (III-65).$$

Q_s : Le débit solide (t/an)

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

T : Durée de vie du barrage (10 ans).

T_a : le transport solide (t/Km²/an).

S : surface du bassin versant (km²).

c)-Formule de Grivilovitch :

Le volume mort est donné par la relation ci-après :

$$V_m = \frac{T_a * T * S}{\gamma_s} \dots\dots\dots (III-66).$$

T_a : taux d'abrasion (t/Km²/an).

T : Durée de vie du barrage (10 ans).

S : Surface du bassin versant (Km²).

γ_s : Poids spécifique de la vase humide ($\gamma_s = 1,6 \text{ t/m}^3$).

Les résultats obtenus par les différentes méthodes sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau.III.30.Récapitulatif des résultats du volume mort

Formule	Volume mort pour (hm ³)
Méthode liée à l'érosion spécifique (Fournier)	0,0039
Tixeront	0,042
Grivilovitch	0,234

Moyenne	0,093
----------------	-------

A partir de la classification de TIXERONT (1960) des zones de l'érosion qui se basant sur la répartition pluviométrique annuelle.

$V_m=0,042 \text{ hm}^3$ proche de moyenne

III.9.Régularisation

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

Différents types de régularisation sont utilisés :

- La régularisation saisonnière.
- La régularisation interannuelle.
- La régularisation saisonnière est utilisée lorsque les apports sont supérieurs à la demande.

La régularisation interannuelle est utilisée lorsque les apports sont inférieurs à la consommation.

Dans ce cas de figure, les eaux des saisons humides sont stockées pour être distribuées lors des saisons sèches. Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont:

- L'apport (A80% en Mm^3).
- La consommation totale (Mm^3).
- Les infiltrations et l'évaporation.
- Les courbes caractéristiques de la retenue.

III.9.1.Répartition mensuel de l'apport 80% : (Tableau III-24)

III.9.2.Répartition mensuel des besoins

Tableau.III.32.Répartition mensuelle des besoins en eau

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août
Bi(m^3/ha)	35575,71	11626,05	3720,34	0	0	0	2325,21	15113,86	25344,79	38831,01	51154,62	51154,62

III.9.3.Courbes «Hauteurs – Capacités - Surfaces»

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \times \Delta H \dots\dots\dots (III.67)$$

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

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

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

ΔV : Volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives en Mm^3 .

$$\Delta V_1 = \frac{2}{3} \times S_{moy} \times \Delta H \dots\dots\dots (III.68)$$

Tableau.III.33.Courbe topographiques et volumétriques

côte (m)	H (m)	S (m ²)	S _{moy} (m ²)	DH (m)	V (m ³)	Vcumul (Mm ³)
603,5	0	0				
			590	0,5	196,7	0,000196667
604	0,5	1180				
			2613	1	2613	0,002809667
605	1	4046				
			5761,5	1	5762	0,008571167
606	1	7477				
			9388	1	9388	0,017959167
607	1	11299				
			12966	1	12966	0,030925167
608	1	14633				
			17163	1	17163	0,048088167
609	1	19693				
			21873,5	1	21874	0,069961667
610	1	24054				
			26467	1	26467	0,096428667
611	1	28880				
			30625	1	30625	0,127053667
612	1	32370				
			34562,5	1	34563	0,161616167
						0,201103167
613	1	36755				
			39487	1	39487	0,246978167
614	1	42219				
			45875	1	45875	0,299665667
615	1	49531				
			52687,5	1	52688	0,358584867
616	1	55844				
			58919,2	1	58919	
617	1	61994				

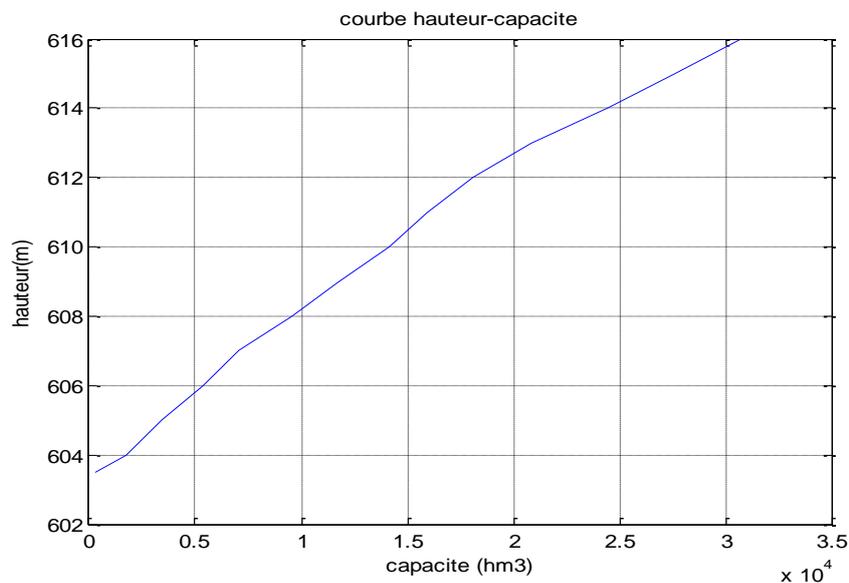


Figure.III.13.Courbe capacité - hauteur

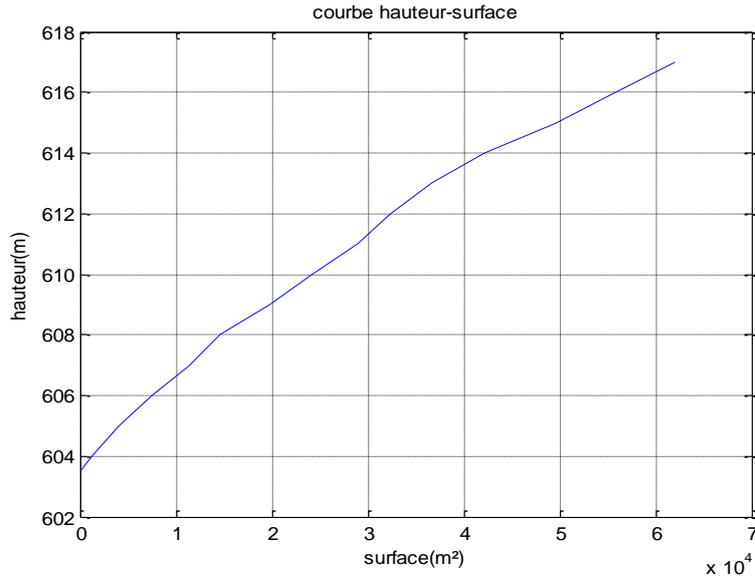


Figure.III.14.Courbe surface – hauteur

III.9.4.Calcul du volume utile

Pour calculer le volume utile du barrage, nous avons besoin de

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

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

Remarque : Du moment que nos apports sont supérieurs aux besoins, on opte pour une régularisation saisonnière.

III.9.5.Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

La capacité utile détermine le niveau de remplissage possible de la retenue dans les conditions normales d'exploitation. C'est-à-dire à la côte du niveau normal de la retenue NNR.

L'alternance de la période de remplissage ou de restitution, s'appelle temps de fonctionnement. qui sont au nombre de deux :

***A-Première consigne d'exploitation :** Elle consiste à remplir le barrage, lors des crues, jusqu'au niveau normal de la retenue (NNR). Ensuite restituer l'excédent d'eau qui est déversée par l'évacuateur de surface.

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

***B-Deuxième Consigne d'exploitation :** Cette consigne consiste à faire évacuer les eaux excédentaires à travers l'évacuateur de surface.

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans l'annexe III-5 suivant :

$$V_s = 0,214870 \text{ M m}^3$$

$$V_d = 0,116391 \text{ M m}^3 \dots\dots\dots(\text{annexe III-5})$$

Donc: la retenue fonctionne à un seul temps.

$$V_s > V_d \quad \text{D'où : } V_u = V_d \quad \text{Alors :}$$

$$V_u = 0,116391 \text{ M m}^3$$

Le volume de la retenue normale sera :

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

D'où :

$$V_{NNR} = V_m + V_u = 0,042354 + 0,116391 = 0,15874475 \text{ Mm}^3$$

III.9.6. Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)

Deux types de pertes caractérisent la retenue :

*Pertes par évaporation.

*Pertes par infiltration.

A) Pertes par évaporation :

Nous avons :

$$V_{ep} = S_{moy} * E_s \dots\dots\dots \text{(III.69)}$$

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

E_s : Evaporation mensuelle (m).

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

V_{moy} : volume moyen.

$$V_{moy} = \frac{V_{rf,i} + V_{rf,i+1}}{2} \dots\dots\dots \text{(III.70)}$$

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

B- Pertes par infiltration : Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \times V_{moy}}{100} \dots\dots\dots \text{(III.71)}$$

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

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

V_{moy} : Volume moyen;

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

La première approximation:(annexe III-5)

$$V'_s = 0,200669 \text{ Mm}^3 \text{ m}^2$$

$$V'_d = 0,133531 \text{ Mm}^3$$

$V'_s > V'_d$ Donc, la retenue fonctionne à un seul temps

$$V'_U = V'_d = 0,133531 \text{ Mm}^3.$$

$$V_{\text{NNR}} = V'_u + V_m = 0,175885 \text{ Mm}^3$$

Evaluation de l'erreur:

$$E = \frac{V'_u - V_u}{V_u} \cdot 100 \dots\dots\dots(\text{III-72})$$

$$E = 11,65\% > 2\%$$

On passe à la deuxième approximation.

Deuxième approximation: (annexe III-6)

$$V''_S = 0,199635 \text{ Mm}^3$$

$$V''_d = 0,134432 \text{ Mm}^3$$

$V''_d > V''_d$ Donc, la retenue fonctionne à un seul temps

$$V''_U = V''_d = 0,134432 \text{ Mm}^3.$$

$$V''_{\text{NNR}} = 0,176786 \text{ Mm}^3$$

Evaluation de l'erreur:

$$E = \frac{V''_u - V'_u}{V'_u} \cdot 100$$

$$E = 0,674355\% < 5\%.$$

Il correspond à un niveau NNR = 613,5m

III.10.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 momentanée de la retenue et le débit progressif des déversements en fonction de l'apport entrant de la crue, Cette relation peut être formulée comme suit :

$$Qdt = q \cdot dt + S \cdot dt \dots\dots\dots(\text{III.73})$$

Q : Le débit entrant de la crue;

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

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

Le débit cumule à l'instant t est :

$$Q - q = S \cdot V \dots\dots\dots(\text{III.74})$$

D'où :

V : La vitesse de remplissage ou de montée de la retenue.

Il existe plusieurs procédés de calcul comme ceux de Hildenblate, Sorensen, Blakmore, Kotcherine, Patapov, Step by step ainsi que d'autres méthodes, nous retenons la méthode de Kotcherine.

III.10.1.Méthode de KOTCHERINE

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

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

A) Estimation de la charge au-dessus du déversoir :

Données initiales	
g	9,81 m ² /s
α	1
Q _{1%}	34,028 m ³ /s
V _{crue 1%}	1286258,4m ³
m	0,49
P	1 m

Tous les résultats sont rassemblés dans les tableaux ci-après:

b	H	débit	surface	vitesse	V _{forcé}
(m)	(m)	(m ³ /s)	(m ²)	(m/s)	(Mm ³)
7	1,7	33,68	18,90	1,78	0,0754
14	1	30,39	28,00	1,08	0,042
21	0,8	32,61	37,80	0,86	0,0336
28	0,6	28,24	44,80	0,63	0,0248
42	0,5	32,23	63,00	0,51	0,0205

En utilisant, toujours la formule III.48 et en variant la largeur déversante nous obtenons les débits indiqués dans le tableau III.39 (L comprise entre 5 et 24 mètres).

$$q = m.b.\sqrt{2.g}(H)^{\frac{3}{2}}$$

$$H_0 = H + \frac{\alpha V_{moy}^2}{2g} \dots\dots\dots (III.75)$$

Ho : est la charge globale;

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

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivants :

Tableau.III.34.Détermination de H₀ et Q en fonction de b

H	V _{moy}	H ₀	Débits (m ³ /s)					
			b=7m	b=14m	b=21m	b=28m	b=35m	b=42m
1,7	1,78	1,79	33,68	67,35	101,03	134,7	168,38	202,05
1	1,08	1,06	15,19	30,39	45,58	60,77	75,97	91,16

0,8	0,86	0,84	10,87	21,74	32,61	43,48	54,36	65,23
0,6	0,63	0,63	7,06	14,12	21,18	28,24	35,31	42,37
0,5	0,51	0,53	5,37	10,74	16,11	21,49	26,86	32,23

Tableau.III.35.Débits déversant en fonction de h et b et le volume de crue

H (m)	V _{forcé} (Mm ³)	q _{Laminé} (m ³ /s)	Débits (m ³ /s)					
			b=7m	b=14m	b=21m	b=28m	b=35m	b=42m
1,7	0,0754	32,03	33,68	67,35	101,03	134,7	168,38	202,05
1	0,042	32,92	15,19	30,39	45,58	60,77	75,97	91,16
0,8	0,0336	33,14	10,87	21,74	32,61	43,48	54,36	65,23
0,6	0,0248	33,37	7,06	14,12	21,18	28,24	35,31	42,37
0,5	0,0205	33,49	5,37	10,74	16,11	21,49	26,86	32,23

La détermination de la largeur du déversoir, ainsi que le débit correspondant, se fait graphiquement après le traçage du graphe $Q_{lam} = f(h)$ déterminée par la formule

$$V_{lam} = Q\% (1 - V_{ch}/V_{cr}) \dots \dots \dots (III.76)$$

Q%: Débit maximum de crue considérée en m³/s.

V_{ch}: Volume de charge sur le déversoir déduit par la courbe capacité hauteur.

V_{cr}: Volume de la crue correspondant au Q% en m³

$$V_{cr} = \frac{1}{2} q T_b \dots \dots \dots (III. 77)$$

T_b: temps global de la crue.

D'après le tableau III.34, Nous tracerons des courbes croissantes représentées dans la Figure III-15)

La courbe H=f (q, Q) nous permet de définir la largeur du déversoir optimale ainsi que le débit correspondant.

A travers le tableau III-35, nous tracerons les courbes de variation des volumes déversés pour chaque largeur du déversoir, puisque la courbe V=f (q, Q) qui nous permet de faire le choix de la largeur du déversoir économique

(Voir Figure III-16).

Pour choisir la largeur du déversoir la plus économique, nous devons faire une étude d'optimisation (c'est ce qu'on appelle une étude technico-économique) qui nécessite la détermination des volumes des travaux pour chaque largeur du déversoir, du remblai et du béton.

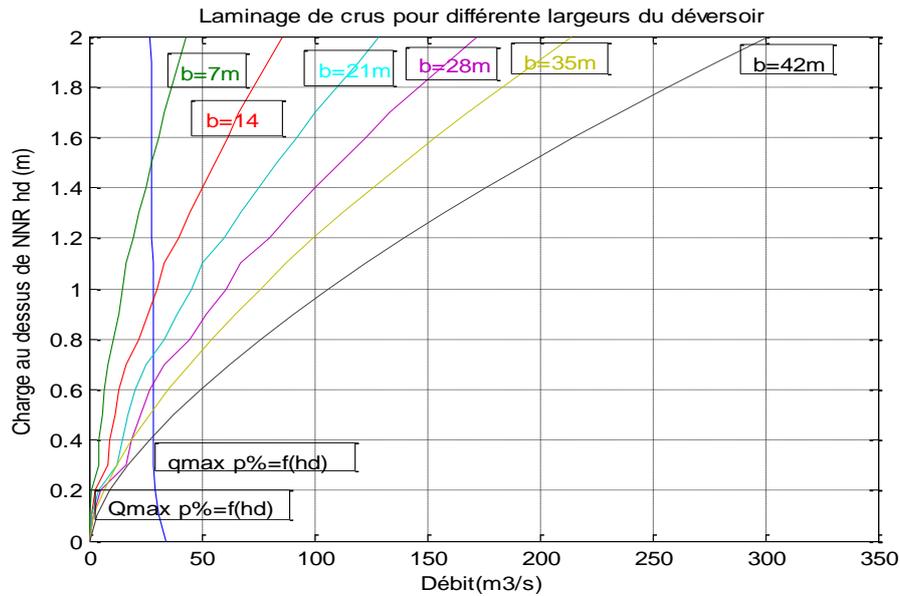
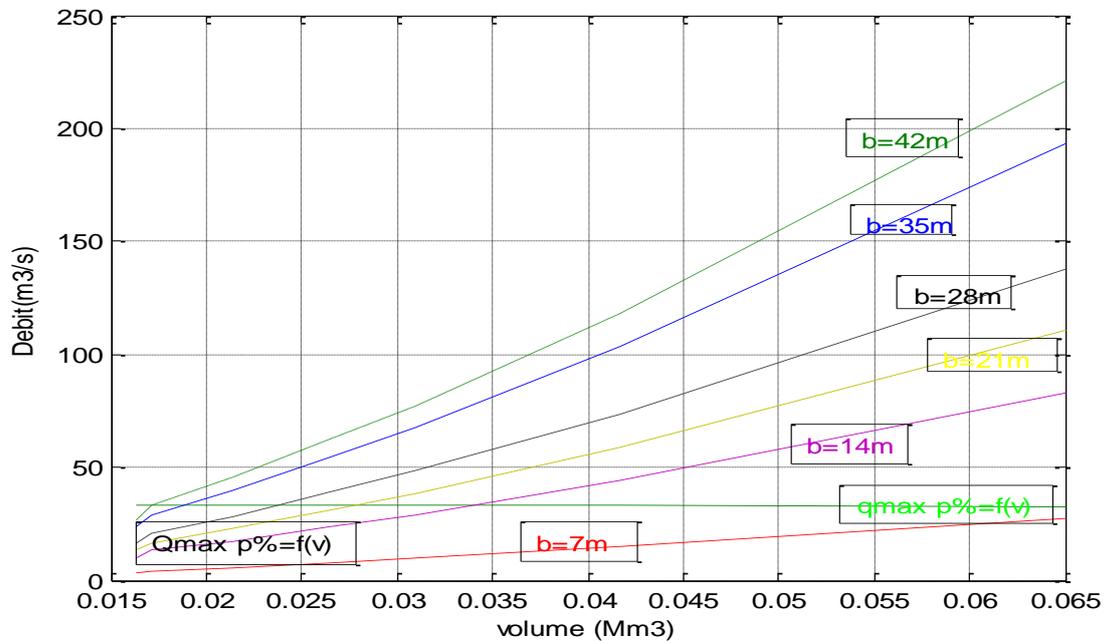


Figure.III.15.Courbes de $H= f(Q, q)$



FigurIII.16.Courbes de $V= f(Q, q)$ volume (Mm^3)

Les caractéristiques de chaque largeur du déversoir proposé comme le débit évacuer, le volume forcé et la lame déversée sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau.III.36.Tableau récapitulatif des résultats de la méthode de Kotchrine

b	H	NPHE	q	$V_{\text{forcé}}$
(m)	(m)	(m)	(m^3/s)	(Mm^3)
7	1,7	615,2	32,03	0,0754
14	1	614,48	32,92	0,042
21	0,8	614,24	33,14	0,0336

28	0,6	614,14	33,37	0,0248
42	0,5	614,02	33,49	0,0205

III.10. 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.10.1. Revanche

C'est la tranche comprise entre la crête du barrage et la côte des plus hautes eaux, elle est en fonction de la hauteur des vagues H, de la vitesse du vent U et de la vitesse de propagation des vagues V dans la retenue. La revanche minimale est donnée par la relation suivante :

III.10.1.1. Calcul de la revanche

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

a) Formule de STEVENSON GAILLARD :

$$R = 0,75 + \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots (III. 78)$$

$$H = 0,75 + 0,34 \sqrt{F} - 0,26 \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots (III. 79)$$

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

F : Largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et la direction du barrage appelée Fetch qui doit être inférieure à 18 kilomètres.

[F = 0.36km].

$$H = 0,75 + 0,34 \sqrt{0.36} - 0,26 \sqrt[4]{0.36} = 0,75m$$

$$V = 1,5 + 2.H = 1,5 + 2.0,75 = 3m/s$$

$$R = 0,75 + \frac{3^2}{2.9,81} = 1,02m$$

B) Formule de MALLET et PAQUANT :

$$R = 0,75 + \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots (III.80)$$

$$H = 0,5 + 0,33 \sqrt{F} \dots\dots\dots (III. 81)$$

$$H = 0.5 + 0.33 \cdot \sqrt{0.36} = 0.70 \text{ m}$$

$$V = 1.5 + 2 \cdot H = 1.5 + 2 \cdot 0.7 = 2.9 \text{ m/s}$$

$$R = 0.75 + \frac{2.9^2}{2 \cdot 9.81} = 0.95 \text{ m}$$

c) Formule Simplifiée :

$$R = 1 + 0.3 \sqrt{F} \dots\dots\dots \text{(III. 82)}$$

$$R = 1 + 0.3 \cdot \sqrt{0.75} = 1.18 \text{ m}$$

III.10.2 Tassement :

Le tassement est calculé grâce aux formules suivantes :

$$T = 0.015 H_b \dots\dots\dots \text{(III. 83)}$$

$$T = 0.001 H_b^{3/2} \dots\dots\dots \text{(III. 84)}$$

D'où :

T=Tassement de la crête du barrage.

H_b=Hauteur du barrage.

Les tassements sont estimés à 0,15 m.

III.10.3. Largeur en crête

La crête facilite la circulation sur le barrage une fois terminé. Elle est nécessaire dans la finition de l'ouvrage avec des équipements de compactage. Le niveau de la crête définit la hauteur maximale que le barrage doit atteindre à terme.

La largeur de la crête dépend de plusieurs facteurs, notamment des risques de tremblement de terre et de la longueur minimum du chemin d'infiltration qui assure un gradient hydraulique suffisamment faible à travers le barrage lorsque le réservoir est plein. La largeur en crête peut être évaluée à l'aide des formules suivantes :

- Formule T.KNAPPEN $b = 1.65 H_b^{0.5} \dots\dots\dots \text{(III. 85)}$

- Formule E.F.PREECE $b = 1.1 H_b^{0.5} + 1 \dots\dots\dots \text{(III. 86)}$

- Formule SIMPLIFIEE $b = 3.6 \cdot H^{1/3} - 3 \dots\dots\dots \text{(III. 87)}$

- Formule pratique $b = 5/3 \sqrt{Hb} \dots\dots\dots \text{(III. 88)}$

Les résultats de calcul selon les différentes relations sont récapitulés ci-après:

$$H_b = NNR - C_f + h_{dév} + R + t \dots\dots\dots \text{(III. 89)}$$

Tableau.III.38. Variation de la hauteur du barrage

b	H	NPHE	q	V forcé	R	T	Cote de la crête	H _b
(m)	(m)	(m)	(m ³ /s)	(Mm ³)	(m)	(m)	(m)	(m)

7	1,7	615,2	33,68	0,0754	1,087	0,15	616,437	12,937
14	1	614,48	30,39	0,0417	1,087	0,15	615,717	12,217
21	0,8	614,24	32,61	0,0309	1,087	0,15	615,477	11,977
28	0,6	614,14	28,24	0,0265	1,087	0,15	615,377	11,877
42	0,5	614,02	32,23	0,0214	1,087	0,15	615,257	11,757

Tableau.III.39.Résultats des largeurs en crête obtenues par les formules précédentes

Les formules utilisées	La largeur en crête Les résultats obtenus				
	b=7m	b=14m	b=21m	b=28m	b=42m
KNAPEEN	5,88	5,77	5,71	5,69	5,63
E .F.PREECE	4,92	4,85	4,8	4,79	4,75
Simplifiée	5,4	5,29	5,23	5,21	5,16
En pratique	5,95	5,82	5,76	5,74	5,69

On opte pour une largeur optimale égale à 6 m

III.11.Calcul des coûts

III.11.1.Coût de la digue

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

$$V_B = \sum V_i \qquad V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L \dots \dots \dots (III - 90)$$

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 $\left[S_i = \frac{b + B_i}{2} \cdot H_i \right] \dots \dots \dots (III - 91)$.

B_i : Largeur de base $[B_i = (m_1 + m_2) \cdot H_i + b] \dots \dots \dots (III - 92)$

m_1, m_2 : Les fruits des talus .

b : Largeur en crête (m).

H_i : Hauteur de la tranche au point i $[H_i = NNR - Cf + R + h_{dév} + t] \dots \dots \dots (III - 93)$

R : Revanche en (m).

t : Tassement en (m).

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

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch et doit inférieure à 18 kilomètre [$F = 0,36 \text{ km}$]

Tableau.III.40.Coût de la digue

Largeur déversant (m)	Volume de la digue en (m ³)	Cout de la digue en (millions DA)
7	133380	53352000
14	110400	44160000
21	86047,5	34419000
28	86047,5	34419000
42	86047,5	34419000

Pour les frais des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 3 et 2, 5 mètre. Le prix du mètre cube de remblai est estimé à 400D

III.11.2.Calcul du coût de l'évacuateur de crues

III.11.2.1.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 des problèmes d'instabilité de l'ouvrage.

Le coefficient de débit est $m = 0,49$

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

$$\frac{Y}{H} = 0,47 \left(\frac{X}{H} \right)^{1,80} \dots\dots\dots (III. 94)$$

H : Charge sur le seuil;

Y : Ordonnée du profil (m);

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera

$$V_{dev} = S_{dev} * L \dots\dots\dots (III. 95)$$

S : Section transversale (m²).

L : Largeur déversant (m).

En fixant le mètre cube de béton à quinze mille dinars Algériens 35.000 DA, le coût du déversoir pour les différentes largeurs déverssantes seront de:

Tableau.III.41.Coût de déversoir

B(m)	Hdev(m)	S(m ²)	Volume du béton(m ³)	Cout(DA)
7	1,7	22,24	155,68	5448800
14	1	16,094	225,316	7886060
21	0,8	10,3	216,3	7570500
28	0,6	5,79	162,12	5674200
42	0,5	4,023	168,966	5913810

III.11.2.2.Calcul du coût du coursier

Nous optons pour un coursier de section rectangulaire pour assurer les bonnes conditions de l'écoulement. La longueur approximative du coursier est 81.6m (selon le plan topographique). A cet effet, le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} \times L_{\text{béton}} \dots\dots\dots (III.96)$$

L'épaisseur du radier et des murs bajoyers est de 0,5 mètre et le coût du mètre cube de béton est estimée 35000 DA/m³.

La largeur du coursier est donnée par :

$$b_{\text{cou}} = (Q_{e,\text{max}})^{0,4} \dots\dots\dots (III. 97)$$

Le Tableau ci-dessous, nous donne les résultats de calcul du coût du coursier pour les différentes largeurs déverssantes.

Tableau.III.42.Coût de coursier

Largeurs déverssantes (m)	Débits déverssantes (m ³ /s)	largeur de coursier(m)	surface de béton (m ²)	volume de béton (m ³)	coût total (DA)
7	33,68	4,08	2,04	166,57	5830113,92
14	30,39	3,92	1,96	159,86	5595262,77
21	32,61	4,03	2,02	164,44	5755307,43
28	28,24	3,80	1,90	155,24	5433430,10
42	32,23	4,01	2,01	163,67	5728386,73

III.11.3.Coût total du barrage

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

Tableau.III.47.Coût Totale de la Retenue

Largeur déversant (m)	Cout de la digue (DA)	Cout de l'évacuateur de crue(DA)		Coût total (DA)
		Déversoir	coursier	
7	53352000	5448800	5830113,92	64630913,92
14	44160000	7886060	5595262,77	57641322,77
21	34419000	7570500	5755307,43	47744807,43
28	34419000	5674200	5433430,10	45526630,10
42	34419000	5913810	5728386,73	46061196,73

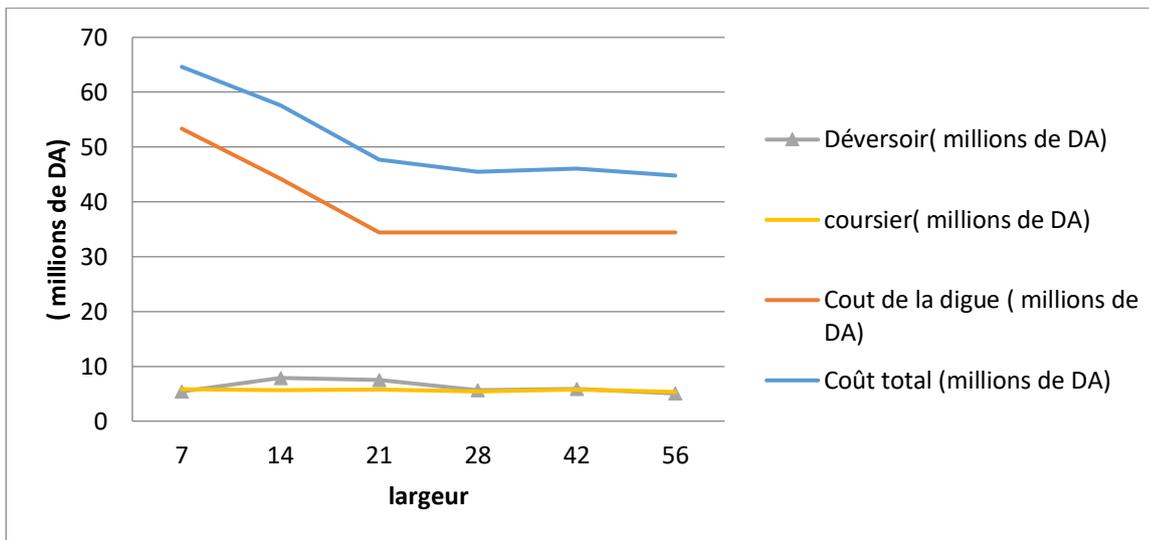


Figure.III.17. courbe d'optimisation des coûts en fonction de la largeur b du déversoir

III.13.conclusion

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

Ces résultats sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau.III.31. les différents paramètres hydrologiques

NVM (m)	608.67 m
NNR (m)	613.5
Volume mort	0.042354 Mm ³
Volume utile	0,134432 Mm ³
Volume normal de la retenue	0.176786 Mm ³
NPHE(m)	615.2m

Introduction

Les barrages en terre peuvent être construits en matériaux à caractéristiques variées, différemment des barrages en béton ou en enrochements, dont les matériaux constitutifs ont des caractéristiques comprises dans des fourchettes beaucoup plus étroites.

Le terme « terre » couvre toute la gamme de matériaux allant de l'argile pure très fine aux éléments très grossiers. Dans certains cas on utilise même des roches altérées facilement compactables, telles que les latérites, les schistes et grès tendres...etc.

IV.1. Variantes à choisir

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

IV.1. 1. Barrage en terre homogène

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

Le drain vertical placé au centre de la digue constitue une solution plus efficace pour intercepter les eaux d'infiltration. Le drain est constitué de matériaux grossiers.

Barrage en terre compactée, homogène

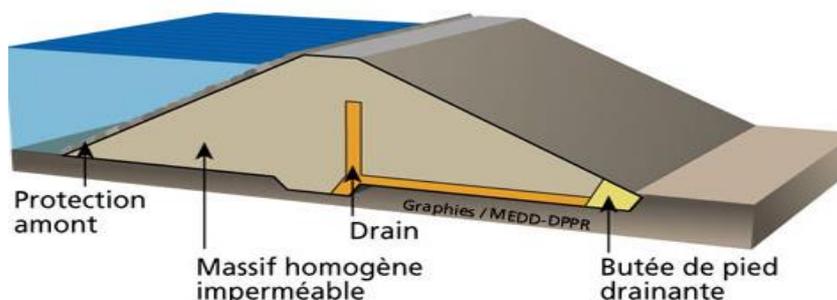


Figure.IV.1.Barrage homogène (<http://www.gramme.b>)

IV.1. 2. Barrage zoné à noyau d'argile

L'hétérogénéité des matériaux, disponibles sur place et leurs caractéristiques géotechniques ne permettant souvent pas d'envisager une digue homogène. Car ceci constitue un massif en plusieurs zones où chacune est composée de matériau différent, selon le rôle et la fonction que doit jouer chaque zone.

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

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

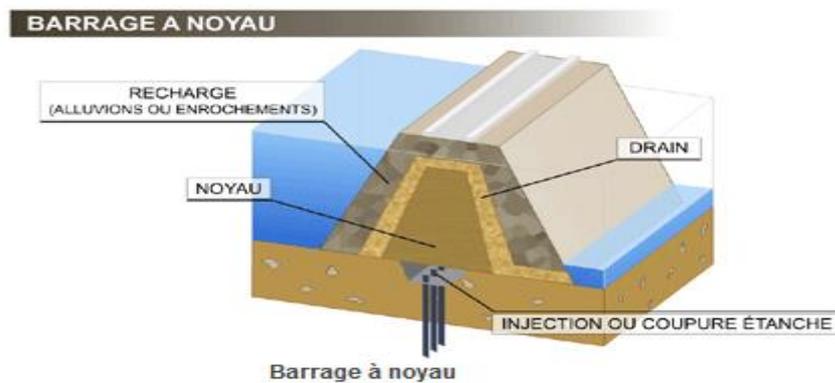


Figure.IV.2.Barrage à noyau (<http://www.planete-tp.com>)

IV.1.3.Barrage en enrochement avec masque en béton

La réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés telles que le manque de matériaux convenables, la difficulté de mise en œuvre etc. pour éviter toutes ces difficultés nous pouvons prévoir un barrage avec masque en béton

Le masque en béton est une paroi étanche plaquée sur le talus amont du barrage.

Il présente l'avantage de la possibilité d'être réparé aisément, il est par contre plus exposé à l'agression extérieure mécanique, thermique, abrasivité...et

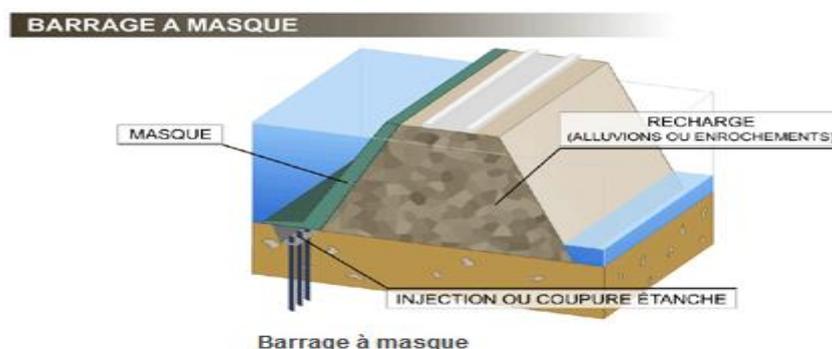


Figure.IV.03. barrage à masque(<http://www.planete-tp.com>)

IV.2.Définition de profil général du barrage

IV.2.1.Hauteur de barrage

IV.2.1.1.Calcul de la revanche

C'est la tranche comprise entre la crête du barrage et la côte des plus hautes eaux, elle résulte de la hauteur des vagues H et de la vitesse du vent U et la vitesse de propagation des vagues V .

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

a) Formule de STEVENSON GAILLARD

$$R = 0,75 + \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots (IV.01)$$

$$H = 0,75 + 0,34\sqrt{F} + 0,26\sqrt[4]{F} \dots\dots\dots (IV.02)$$

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

F : Largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment suivant la direction du barrage appelée Fetch qui doit être inférieure à 18 kilomètres.

F = 2,5km]

V=1,5+2.H

b) Formule de MALLET et PAQUANT

$$R = 0,75 + \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots (IV.03)$$

$$H = 0,5 + 0,33\sqrt{F} \dots\dots\dots (IV.04)$$

c) Formule Simplifiée

$$R = 1 + 0,3\sqrt{F} \dots\dots\dots (IV.05)$$

Tableau.IV.1.Récapitulation des résultats de calcul de la revanche

Formules utilisées	Valeurs
Formule de STEVENSON GAILLARD	1,02m
Formule de MALLET et PAQUANT	0,95m
Formule Simplifiée	1,18m

Il est prudent d’adopter comme valeur minimale de la revanche de 1 à 2 m pour les ouvrages de 10 à 20 m de hauteur

Conclusion : On prend la valeur la plus proche à la moyenne donc : R=1,02m

Donc :

$$H_b = C_{NNR} - C_t + h_{dév} + R + t \dots\dots\dots (IV.06)$$

$$H_b = 613,5 - 603,5 + 1,7 + 1,02 + 0,15 = 13,00m.$$

On admet une valeur de t =0.15 mètre pour le tassement des petits barrages.

IV.2.2. Largeur en crête :

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

1) Formule de KNAPEN T

$$b_{cr} = 1.65 \cdot \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (IV. 07)$$

2) Formule de E- F-PREECE

$$b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1 \dots\dots\dots (IV. 08)$$

3) Formule Anonyme (simplifiée)

$$b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots (IV. 09)$$

4) Formule pratique

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (IV. 10)$$

H_b : Hauteur du barrage [m];

Tableau IV-02: Récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.

Formules	bcr -m-
KNAPPEN	5,88
PREECE	4,92
SIMPLIFIEE	5,4
PRATIQUE	5,95

On opte pour une largeur de crête égale à : b_{cr} = 6 m.

IV.2.3 longueur en crête :

La longueur en crête est obtenue à partir du plan de l'aménagement, elle est égale à :

L = 166m.

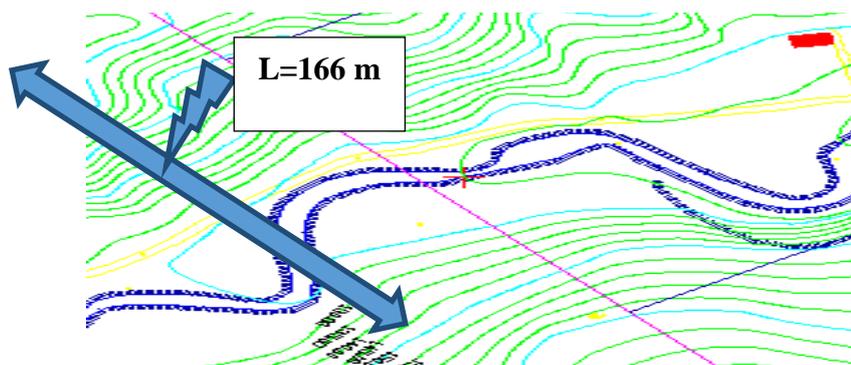


Figure.IV.04.Longueur en crête

IV.2.4. Pentés des talus :

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. Pour les massifs, on donne des pentes qui paraissent optimales, comme le montre dans (annexe IV-3 source /Technique des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale) en fonction de la hauteur et le type de barrage on choisi les pentes

IV.2.5. Bermes

Pour une digue qui dépasse les 15m de hauteur, on est contraint de prévoir des bermes, qui auront un rôle dans la réalisation et la répartition des talus. En outre elles assurent une stabilité à la digue et réduisent la vitesse des eaux qui glissent sur la surface du talus aval, contribuant ainsi à éviter l'érosion. Elles servent d'appui aux revêtements des talus « amont et aval » et à l'accès pour la réparation des talus, Etant donné que notre digue n'atteint pas 15 m, il ne sera pas prévu de bermes dans notre cas.

IV.3. Barrage en terre homogène

A) Pentes des talus

Fruits des talus d'après le (annexe IV-3) source /Technique des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale): on a:

Parement amont $m_1 = 3$

Parement aval $m_2 = 2,5$

B) Protection des talus

Les talus de tous les barrages sont sensibles à l'érosion du ruissellement des eaux de pluies. Les parements amont sont vulnérables aux attaques des vagues. Il y a lieu, donc de prévoir une protection des talus.

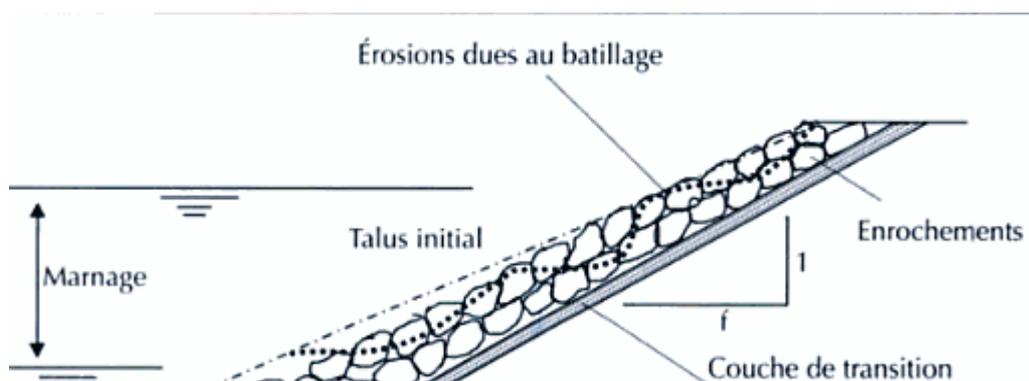


Figure.IV.5. Importance du revêtement (Technique des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale)

1- le talus aval :

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

2- le talus amont :

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

1 – Première méthode :

$$e = C \cdot V^2 \dots\dots\dots (IV. 11)$$

D'où

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

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

C : Coefficient dont la valeur dépend de la pente du talus et du poids spécifique θ du matériau d'enrochement.

On a un poids spécifique du Rip rap $\theta = 2,65 \text{ KN/m}^3$. et une pente égale à $1/3$ (annexe IV-1 Source : Techniques des barrages en aménagement rural)

D'où La valeur de C est donnée 0,025.

Donc, nous obtenons une épaisseur d'enrochement $e=0,25 \text{ m}$

2 – Deuxième méthode

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

Pour notre cas, $0,6 < H < 1,2 \text{ m}$ $e = 0,40 \text{ m}$. .(**annexe IV-2**)

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

Nous prenons une épaisseur égale à $0,4 \text{ m}$.

$e = 0,40 \text{ m}$

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

C) Drainage de la digue

Le drainage interne est d'une importance vitale pour la fiabilité et la sécurité des barrages en remblai, tout au long de leur vie. Il constitue le paramètre le plus significatif du point de vue stabilité sous chargements statique et dynamique.

Dans le cas où un système de drainage, bien adapté pour le remblai, n'est pas utilisé, les résurgences sur le talus aval peuvent provoquer une érosion entraînant la rupture du barrage.

De ce fait, il convient de concevoir un système de drainage parfait, qui pourra constituer une bonne avant-garde pour construire des barrages dans des conditions sûres et économiques.

Cependant, ceci doit se faire tout en assurant leur protection par des filtres aux interfaces entre zones de matériaux présentant des granulométries et perméabilités largement différentes.

C.1 But du drainage :

Quelque soit le dispositif d'étanchéité utilisé, un barrage en remblai et sa fondation sont le siège d'infiltrations d'eau structurelles ou accidentelles. La fonction de drainage est d'intercepter les débits d'infiltration afin d'éviter que leur résurgence incontrôlée à l'aval ne nuise à la stabilité de l'ouvrage. En effet, le drainage dans les barrages en remblai vise à répondre d'une manière, aussi efficace, que possible aux objectifs suivants :

- a) Baisse de la ligne de saturation.
- b) Réduction de la pression de courant avec modification du réseau de d'écoulement.
- c) Réduction de la pression interstitielle : Contrôle des percolations et de la non migration des éléments du remblai

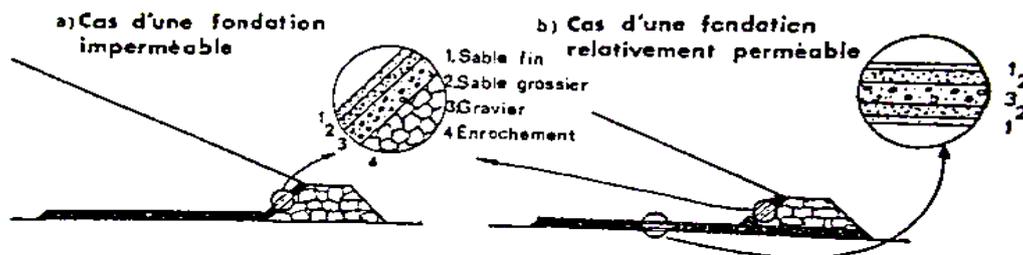


Figure.IV.06. Ddisposition des différent drain (technique des barrages en aménagement rural)

C.1.1. Calcul des drains

Le système de drainage de la digue est constitué d'un Tapis filtrant réalisé, en bas de la partie aval de la digue arrêté, combiné avec un filtre vertical arrêté sans oublier le prisme de drainage

Dimensionnement du Drain Tapis :

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

$$L_d = \frac{L_b}{3} \dots\dots\dots (IV. 12)$$

Lb : Longueur transversale du barrage [Lb= 166m].

Donc : $L_d = \frac{L_b}{3} = 55,33 \text{ m}$

La largeur du drain est déterminée par la formule suivante :

$$l_d = 1/2 \cdot (\sqrt{L^2 - H^2} - L) \dots\dots\dots (IV. 14)$$

l_d : Largeur du drain nécessaire (m) ;

L : Distance horizontale entre la retenue et le drain (23,5m);

H : différence de charge entre la retenue et le drain (9.5m).

Donc : $l_d = 1/2 \cdot (\sqrt{23,75^2 - 9,5^2} - 23,75) = 0,99\text{m}$

On prend : $l_d = 1\text{m}$

Dimensionnement du drain vertical :

Le drain vertical, placé au centre du barrage, constitue une solution pour la variante I (digue homogène avec drain vertical).

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

L'eau de percolation interceptée par ce drain est évacuée par un drain tapis filtrant pour drainer les fondations, en assurant le lien entre le drain vertical et le drain tapis filtrant.

Le niveau du drain vertical est aux points les plus hauts de saturation de remblai $N_{dr} = 613.5\text{ m}$

Dimensionnement du drain prisme :

- **Fruits des talus :**

$m_1 = (1 \div 2)$ on prend $m_1 = 1,5$

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

- **Hauteur:** $H_{dr} = (0,15 \div 0,2) H_b \dots\dots\dots (IV. 15)$

Avec : H_b : Hauteur du barrage ($H_b = 13,00\text{m}$)

On prend $H_{dr} = 0,2 H_b$

On aura : **$H_{dr} = 3,00\text{m}$**

- **largeur au sommet :**

On va prendre : **$b_{dr} = 2\text{ m}$**

- **largeur en base du drain :**

Elle est exprimée par : $B = b_{dr} + (m_1 + m_2) H_{dr} \dots\dots\dots (IV. 16)$

$B = 11,00\text{ m}$

IV.4. Barrage zoné a noyau d'argile

Fruits des talus d'après le (annexe IV-3): on à :

Parement amont $m_1 = 3$

Parement aval $m_2 = 3$

A) le talus aval : Il sera protégé contre l'érosion par un enrochement à réaliser au fur à mesure que les travaux de terrassement. Un enrochement de pierres reposant sur un filtre (lit de gravier et sable) d'épaisseur (0,3 m) doit être réalisé.

Remarque : Nous avons évité d'herber le parement du talus aval car les racines de la végétation risquent de favoriser des fissures au niveau du talus.

B) le talus amont :

Il sera protégé par un parement en rip-rap d'enrochement en fonction de la hauteur de vagues et leur vitesse de propagation **V** par la formule IV-10 :

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

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

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

C : Coefficient dont la valeur dépend de la pente du talus et du poids spécifique θ du matériau d'enrochement.

Nous avons un poids spécifique du Rip rap $\theta = 2,65 \text{ KN/m}^3$. et une pente égale a 1/3, (**annexe IV-1-Source : Techniques des barrages en aménagement rural**)

D'où la valeur de C est donnée 0,025. Donc nous obtenons une épaisseur d'enrochement **e=0,30 m**

C. Etanchéité du barrage : Source : Techniques des barrages en aménagement rural.

C-1 Noyau :

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 des 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:

$$I = \frac{\Delta H}{b_{moy}} \leq I_{adm} \dots \dots \dots (IV. 17)$$

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

b_{moy} : Largeur moyenne du noyau.

ΔH : La différence de charge d'eau

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

Notre barrage appartient à la IV^{ème} classe. Alors, on prend $I_{adm}=1,95$ (**AnnexeIV-4**)

$$I_{adm} = \frac{\Delta H}{b_{moy}} = \frac{H1 - H2}{b_{moy}} \leq I_{adm} \dots \dots \dots (IV. 18)$$

H2 : Hauteur d'eau à l'aval (H2= 0).

H1 : Hauteur d'eau à l'amont (H1=13 m)

$$b_{\text{moy}} = \frac{H1}{I_{adm}} = \frac{13}{1,95} = 6,66\text{m}$$

-La largeur en crête du noyau est donnée par la formule suivante :

$$L_{n,s} = \frac{1}{6} \times Hb \dots\dots\dots (IV. 19)$$

$L_{n,s} = 2.16 \text{ m}$. On adopte pour $L_n = 3 \text{ m}$

D'où les pentes des talus du noyau :

$$b_{\text{base}} = L_n + 2.m_n.H_n \dots\dots\dots (IV. 20)$$

m_n : Pente du noyau (On prend une pente du noyau égale à $m_1 = m_2 = 0,40$)

H_n : Hauteur du noyau, $H_n = H_b - 1 = 12\text{m}$

$$b_{\text{base}} = 3 + 2.(0,40).12 = 7.8\text{m}$$

-La cote en crête du noyau :

$$N_{\text{CN}} = C_{\text{fond}} + 13,52$$

$$N_{\text{CN}} = 603,5 + 12 = 615,5 \text{ m NGA}$$

B. Drains :

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 d'un tapis filtrant qui sert à évacuer les eaux filtrées à l'aide d'une galerie de drainage qui est disposée le long du barrage. Le rôle de cette galerie consiste à cumuler les eaux drainées et les évacuer à l'aide des collecteurs jusqu'à l'aval de la digue.

B.1 Dimensionnement Du Drain Tapis :

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

$$L_d = \frac{L_b}{3} \dots\dots\dots (IV. 21)$$

L_b : Longueur transversale du barrage [$L_b = 166\text{m}$].

Donc : $L_d = \frac{166}{3} = 55,33 \text{ m}$

La largeur du drain est déterminée par la formule suivante :

$$l_d = 1/2 * (\sqrt{L^2 - H^2} - L) \dots\dots\dots (IV. 22)$$

l_d : Largeur du drain nécessaire (m) ;

L : Distance horizontale entre la retenue et le drain (44,5m);

H : Différence de charge entre la retenue et le drain (12m).

Donc : $l_d = 1/2 \cdot (\sqrt{23,75^2 - 9,5^2} - 23,75) = 0,99\text{m}$

On prend : $l_d = 1\text{m}$

Dimensionnement du drain prisme :

- **Fruits des talus :**

$m_1 = (1 \div 2)$ on prend $m_1 = 1,5$

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

- **Hauteur:** $H_p = (0,15 \div 0,2) H_b$

H_b : Hauteur du barrage ($H_b = 13,00\text{m}$)

On prend $H_p = 0,2 H_b$

On aura : $h_{dr} = 3,00\text{m}$

- **largeur au sommet :**

On va prendre : **$b_{dr} = 2\text{ m}$**

- **largeur en base du drain :**

Elle est exprimée par : $B = b_{dr} + (m_1 + m_2) h_{dr}$

$B = 11,00\text{ m}$

IV.5. Barrage en enrochement a masque en béton

Pour un barrage zoné d'une hauteur de 13 m on prend les pentes des talus amont et aval ($m_1 = 2,5$ et $m_2 = 2,5$),

IV.5.1. Fixation du choix définitif du type de barrage

Du moment que l'on dispose de sols fins, de qualité satisfaisante et en quantité suffisante (1,5 à 2 fois le volume du remblai), de là, la solution barrage en terre homogène ou pseudo-zoné s'impose et se présente comme la plus économique.

Le barrage pseudo-zoné est une variante du barrage homogène qui consiste à répartir les matériaux dans le corps du barrage en fonction de leur granularité ou de leur humidité, mais sans que des filtres de séparation ne soient nécessaires. Il ne s'agit, donc pas, de véritables zones délimitées avec précision.

Par exemple, on peut réaliser un barrage homogène où les matériaux les plus fins sont placés à l'amont et les plus grossiers à l'aval, ou bien où les matériaux les plus humides sont placés au centre. Les barrages pseudo-zonés sont drainés exactement de la même manière que les barrages homogènes, le drain ne constituant pas une séparation entre deux zones réputées différentes, contrairement à la plupart des barrages zonés.

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 avec noyau ou massif amont assurant étanchéité et recharges stabilisatrices grossières.

Ce type de solution présente, toutefois, 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 entraver l'évolution des engins. L'autre inconvénient consiste en la nécessité de séparer, par des filtres de transition, les différentes zones. Par contre, et 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.

Deux techniques sont plus particulièrement adaptées aux petits et moyens barrages : la géo membrane et la paroi moulée.

Pour le choix de la variante, on a pris en considération :

- La facilité de la réalisation.
- Les zones d'emprunts.
- L'existence de carrière de matériaux de construction.
- La distance des zones d'emprunts.
- Les conditions climatiques (températures, précipitations,...).
- La sismologie.
- Le volume des matériaux de construction.
- Le dispositif d'étanchéité.
- La technologie de réalisation, coûts,

IV.6. Etude comparative

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

IV.6.1. Calcul des volumes

Le coût du barrage est déterminé de la manière suivante :

Après avoir tracé le profil longitudinal du barrage, nous avons choisi des sections en travers du barrage et sur chaque coupe, la hauteur de la digue est déterminée à l'aide de la formule suivante :

$$H_{bi} = N_{cr} - N_{pi} \dots\dots\dots (IV. 23)$$

N_{cr} : Côte de la crête du barrage.

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

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

$$S_i = \frac{b_{cr} + B_{pi}}{2} \times H_{bi} \dots\dots\dots (IV. 24)$$

b_{cr} : Largeur en crête du barrage.

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

Où : m_1, m_2 : Fruit du talus amont et aval.

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

$$V_b = \sum_{i=1}^n V_i \dots\dots\dots (IV. 25)$$

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

En effectuant le même calcul, nous aurons le volume de chaque matériau de construction pour les trois variantes.

Sur la base du volume de différents matériaux utilisés pour la construction du barrage pour les différentes variantes, et les prix unitaires pratiqués par l'Agence Nationale des Barrages et des Transferts (ANBT), nous déterminons les coûts des différentes variantes.

Le tableau suivant donne les différents coûts des variantes :

Tableau IV -05 : Coûts des variantes étudiant.

variante	Matériaux	Quantité (m ³)	Prix unit (DA)	Coût (10 ⁶ DA)	Totale (10 ⁶ DA)
Homogène	Recharge	89017,5	400	35,60	67,83
	Enrochement	1743,2	2050	3,57	
	Rip-Rap	2345,6	1200	28,01	
	Drain	1079	600	0,65	
Zoné	Recharge	78260,7	800	62,61	74,37
	Noyau	10756,8	500	5,38	
	Enrochement	1743,2	2050	3,57	
	Rip-Rap	2345,6	1200	2,81	
Avec masque	Recharge	82004	400	32,80	163,53
	Béton	3735,2	35000	130,73	

Conclusion :

D'après l'estimation du coût des différentes variantes, il est remarqué que la variante de la digue homogène est la plus appropriée par rapport aux deux autres variantes.

Le choix de la variante à retenir est le résultat d'une comparaison entre les différentes variantes, ceci d'après les avantages et les inconvénients que présente chacune d'elles, ainsi que

d'autres considérations. Du point de vue technique les deux autres variantes sont faisables, mais du point de vue économique, la digue homogène est la plus faisable.

Aussi, selon l'étude géologique et géotechnique la digue homogène se présente comme choix très adapté aux conditions de la géologie. Ajoutons à cela la disponibilité des matériaux fins, car le risque d'insuffisance des matériaux est à écarter vu les quantités disponibles sur place. Pour ces raisons nous avons opté pour la variante de la digue *homogène*.

V. Etude de Variante choisie

V.1. Conception de la Digue

V.1.1. Revanche du barrage

Un barrage en remblai ne supporte pas la surverse, ni le déferlement des vagues, et par conséquent le talus aval et la crête du barrage seraient alors assez rapidement érodés, le phénomène peut facilement aller jusqu'à l'ouverture d'une brèche.

Le risque de déferlement des vagues doit être circonscrit par l'adaptation d'une revanche suffisante entre le NPHE et la côte de la crête.

Le dimensionnement de la revanche tient compte de la hauteur potentielle des vagues (elle-même) dépendant 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. Pour notre cas nous avons opté pour une revanche $R = 1,02$ m (chapitre -IV)

V.1.2. Hauteur du barrage : Elle est obtenue par la relation suivante

$$H_b = C_{NNR} - C_f + h_{dév} + R + t \dots\dots\dots (V. 01)$$

C_{NNR} : La cote au niveau normal de la retenue déterminée [m] ;

C_f : La cote d'eau correspond au volume forcé en [m] ;

R : Revanche du barrage en [m];

t : Tassement [m].

$$H_b = 613,5 - 603,5 + 1,7 + 1,02 + 0,15 = 13,00\text{m},$$

V.1.3. Largeur en crête

La largeur du couronnement est fixée à 6 m (chapitre -IV)

V.1.4. Classification de l'ouvrage

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

D'après (l'Annexe V-01) HAOUCH ELKEBIR est classée dans la quatrième catégorie d'ouvrage.

V.1.5. Bermes

Etant donné que notre digue n'atteint pas 15 m, il ne sera pas prévu de bermes dans notre cas.

V.1.6. Pentes des talus

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. Pour les massifs, on donne des pentes qui Paraissent optimales, Pour les talus on prend Le fruit amont est : $m_1=3,0$

-Le fruit aval est : $m_2=2.5$ (Annexe IV-3):

V.1.7.Protection des talus

Les talus de tous les barrages sont sensibles à l'érosion par le ruissellement des eaux de pluies.

Les parements amont sont vulnérables aux attaques des vagues. Il y a donc lieu de prévoir une protection des talus.

1- Talus aval :

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

Remarque : Il y a lieu d'éviter d'herber le parement du talus aval, car notre région est située en zone semi-aride ou les chances de reprise ou de survie d'un tapis herbacé sont très aléatoires voire nulles.

Rigole sur berme : La rigole sur berme aval a pour but de collecter et véhiculer les eaux de précipitations vers le pied de la digue pour finir dans le lit de l'Oued.

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

1 – Première méthode :

$$e = C \cdot V^2 \dots\dots\dots (V. 02)$$

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

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

C : Coefficient dont la valeur est fonction de la pente du talus et du poids spécifique θ du matériau d'enrochement.

On à un poids spécifique du Rip rap $\theta =26,5 \text{ KN/m}^3$.et une pente égale à $1/3$, (Annexe IV-1) D'où la valeur de C est donnée 0,025.

Donc, nous obtenons une épaisseur d'enrochement $e=0,30\text{m}$

50% des enrochements doivent avoir un poids unitaire "W" tel que

$$W \geq 0,52 \cdot e^3 \cdot \delta \dots\dots\dots (V. 0 3)$$

$W = 0,0758 \text{ KN}$.

Le diamètre moyen d'une pierre réduite en sphère.

$$D_p = \sqrt[3]{\frac{W}{0,524 \cdot \delta}} = \sqrt[3]{\frac{0,0758}{0,524 \cdot 26,5}} = 0,176m$$

On opte pour un diamètre égal à 20cm

2 – Deuxième méthode :

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

Tableau.V.1.Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche d'enrochement (m)	D _{min} (m)
0,0 ÷ 0,3	0,30	0,20
0,3 ÷ 0,6	0,40	0,25
0,6 ÷ 1,2	0,45	0,30
1,2 ÷ 1,8	0,45	0,35
1,8 ÷ 2,4	0,55	0,40
2,4 ÷ 3,0	0,70	0,45

Pour notre cas, $0.6 < H < 1.2$ m $e = 0,45$ m.

Dmin = 0,30 m

Nous prenons une épaisseur égale à 0,45 m.

e = 0,40m

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

V.1.8.Drainage de la digue

V.1.8.1.Constitution et fonctionnement des filtres et drains

V.1.8.1.1 Filtres

Lorsque le matériau constitutif du drain ne respecte pas les conditions de non entraînement des particules fines du massif à drainer, on interpose, alors un filtre sur les deux cotés du drain,

La fonction principale du filtre est de retenir les particules du sol drainé tout en permettant à l'eau du sol de s'écouler dans la zone drainante constituée de matériaux grossiers.

Ils peuvent être situés :

- Entre deux couches de sol adjacentes dont les granulométries sont assez différentes pour que les éléments de l'un des sols puissent migrer dans l'autre sol ;
- Entre un sol à granulométrie fine, qui doit être drainé, et les matériaux relativement grossiers et perméables constituant les drains;
- A l'interface entre un remblai de granulométrie fine et une fondation très perméable où l'écoulement peut éroder les particules fines du remblai ;
- Sous et au-delà du pied aval du barrage ;

Sous les recharges drainantes.

Les filtres peuvent être constitués des couches successives de matériaux perméables, de granulométries de plus en plus fines assurant la transition entre le drain et les éléments fins du milieu à drainer.

V.1.8.1.2.Drains

La fonction principale des drains est la maîtrise des percolations d'eau dans le corps du barrage.

Le drain permet l'abaissement de la ligne de saturation, la diminution de la pression d'écoulement et de la pression interstitielle ainsi que l'accélération de la consolidation.

Le matériau utilisé pour un drain doit avoir une perméabilité plus élevée que celle du sol drainé.

Le gravier, de granulométrie fine à grossière est un matériau idéal, si elle est bien appropriée, la roche exploitée peut être également utilisée.

Ces matériaux sont disposés en bandes, en couches minces ou en cheminée. Ils doivent être inaltérables, parfaitement propres et par conséquent soigneusement lavés si nécessaire. Leur granulométrie est adaptée de façon à respecter les règles de non entraînement des fines particules du matériau adjacent

A) Règles générales de dimensionnement des drains et filtres :

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

Elles s'énoncent comme suit : Soit d_x la dimension caractéristique du matériau fin à drainer, c'est-à-dire le diamètre du tamis pour lequel on enregistre $x\%$ en poids dépassant lors du tamisage granulométrique Soit D_x celle relative au matériau adjacent (plus grossier) constitutif du filtre ou du drain.

Condition de perméabilité $\frac{D_{15}}{d_{15}} > 5;$

Condition de non entraînement des fines $\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4$;

Ces deux conditions se réunissent dans la formulation suivante :

$$4d_{85} > D_{15} > 5d_{15}$$

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

$$2 < \frac{D_{60}}{D_{10}} < 8$$

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

V.1.8.1.3. Calcul des drains

Le système de drainage de la digue est constitué d'un tapis filtrant réalisé, en bas de la partie avale de la digue, combiné avec un filtre vertical sans oublier le prisme de drainage.

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

$$L_d = \frac{L_b}{3} \dots\dots\dots (V.04)$$

L_b : Longueur transversale du barrage [L_b=166m].

$$\text{Donc : } L_d = \frac{166}{3} = 55,33\text{m}$$

La largeur du drain est déterminée par la formule suivante :

$$l_d = 1/2 * (\sqrt{L^2 - H^2} - L) \dots\dots\dots (V. 05)$$

l_d : Largeur du drain nécessaire (m) ;

L : Distance horizontale entre la retenue et le drain (23,75m);

H : différence de charge entre la retenue et le drain (9,5m).

$$\text{Donc : } l_d = 1/2 * (\sqrt{23,75^2 - 9,5^2} - 23,75) = 0,99\text{m}$$

On prend : l_d=1m

-Dimensionnement du drain vertical :

Le drain vertical, placé au centre du barrage, constitue une solution pour la variante I (digue homogène avec drain vertical).

La largeur minimale du rideau constituant le drain est de 1m.

L'eau de percolation interceptée par ce drain est évacuée par un drain tapis filtrant pour drainer les fondations, en assurant le lien entre le drain vertical et le drain tapis filtrant.

Le niveau du drain vertical est aux points les plus hauts de saturation de remblai $N_{dr}=613.5$ m

-Dimensionnement du drain prisme :

Fruits des talus :

$m_1 = (1 \div 2)$ on prend $m_1=1,5$

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

Hauteur: $H_{dr} = (0,15 \div 0,2) H_b$ (V. 06)

Avec : H_b : Hauteur du barrage ($H_b= 13,00m$)

On prend : $H_{dr} = 0,2 H_b$

On aura : $h_{dr}=3,00m$

Largeur au sommet :

On va prendre : $b_{dr} = 2$ m

Largeur en base du drain :

Elle est exprimée par : $B=b_{dr} + (m_1 +m_2) h_{dr}$ (V. 07)

B= 11,00 m

V.1.8.1.4.Calcul des filtres

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

Condition 1 :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt{\eta} \cdot (1 + 0,05) \frac{\eta}{1 - \eta} \dots\dots\dots (V.08)$$

η : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre, $\eta = D_{60}/D_{10}$

n : Porosité du sol en fonction d'unité $n = n_0 - 0,1 \text{Log } \eta$;

$n_0 = 0,37$ pour les sols sableux;

$n_0 = 0,45$ pour les sols argileux.

Condition 2 :

Condition de (TERZAGHI ,1942)

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 \dots\dots\dots (V.09)$$

D_{15} : Diamètre de filtre.

d_{85} : Diamètre du sol à protéger.

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}, D_{50} : Diamètre de filtre.

d_{15}, d_{50} : Diamètre du sol à protéger.

Granularité du sol protégé : $d_{15} = 0,37u$;

$$d_{50} = 1,4u;$$

$$d_{85} = 0,20 \text{ mm.}$$

La première couche du filtre est entre la terre du corps du barrage et la première couche de drain

aux limites suivantes :

$$4,44u < D_{15} < 14,8u ;$$

$$16,8 < D_{50} < 81,2u.$$

La courbe granulométrique moyenne est : $D_{15} = 0,01 \text{ mm}$; $D_{50} = 0,05 \text{ mm}$.

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

$$d_{15} = 0,01 \text{ mm};$$

$$d_{50} = 0,05 \text{ mm};$$

$$d_{85} = 0,25 \text{ mm.}$$

$$0,12 \text{ mm} < D_{15} < 0,4 \text{ mm}$$

$$0,6 \text{ mm} < D_{50} < 3,9 \text{ mm.}$$

D'où la courbe granulométrique moyenne de la deuxième couche du filtre. Elle a les dimensions suivantes $D_{15} = 0,26 \text{ mm}$, $D_{50} = 2,25 \text{ mm}$.

C) Vérification de l'absence de renard dans le sol des filtres :

Filtre 1 :

Condition 1 :

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

$$n = n_0 - 0,1 \text{Log } \eta;$$

D'après la courbe granulométrique du sable limoneux :

$$D_5 = 0,0065 \text{ mm} ; D_{10} = 0,009 \text{ mm} ; D_{15} = 0,37 \text{ u} ;$$

$$D_{17} = 0,0135 \text{ mm} ; D_{60} = 0,08 \text{ mm} ; D_{85} = 0,2 \text{ mm} ;$$

$$\eta = D_{60} / D_{10} = 8,88 \text{ Coefficient d'hétérogénéité} ;$$

$$n_0 = 0,37 \text{ d'où } n = 0,28 ;$$

$$D_5 / D_{17} = 0,48 > 0,26$$

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

Condition 2: (zone de transition) :

Condition de (TERZAGHI 1942) :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,01}{0,2} = 0,05 < 4$$

La condition est vérifiée donc, pas de zone de transition

Filtre 2 :

Condition 1 :

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

$$n = n_0 - 0,1 \text{Log } \eta ;$$

D'après la courbe granulométrique du sable graveleux:

$$D_5 = 0,14 \text{ mm} ; D_{10} = 0,2 \text{ mm} ; D_{15} = 0,01 \text{ mm} ;$$

$$D_{17} = 0,3 \text{ mm} ; D_{60} = 4 \text{ mm} ; D_{85} = 0,25 \text{ mm} ;$$

$$\eta = D_{60} / D_{10} = 20 \text{ Coefficient d'hétérogénéité} ;$$

$$n_0 = 0,40 \text{ d'où } n = 0,27 ;$$

$$D_5 / D_{17} = 0,46 > 0,39$$

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

Condition 2 (zone de transition) :

Condition de (TERZAGHI ,1942) :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,26}{0,25} = 1,04 < 4$$

La condition est vérifiée, donc, pas de zone de transition.

Conclusion :

On prévoit: Une première couche de filtre en sable limoneux d'épaisseur = 15 cm;

La deuxième couche en sable graveleux d'épaisseur = 15cm;

L'enrochement (Rip-rap) d'épaisseur = 40 cm.

D) Vérification de la nécessité de construire un filtre entre la digue et le drain :

Condition de perméabilité :

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} > 5 \dots\dots\dots (V.12)$$

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

d_{15} : diamètre correspondant à 15%de l'argile.

$$D_{15} = 0,37 \text{ u .}$$

$$d_{15} = 14,8 \text{ u .}$$

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} = \frac{14,8}{0,37} = 40 > 5$$

Donc, la condition de perméabilité est vérifiée.

Condition de non entraînement des particules fines :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 \dots\dots\dots (V.13)$$

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

d_{85} : Diamètre correspondant à 85%de l'argile

$$D_{15} = 0,37\text{u}$$

$$d_{85} = 0,2\text{mm}$$

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,00037}{0,2} = 0,00185 < 4$$

La condition est vérifiée. Donc, la construction d'un filtre est nécessaire.

V.2.Etanchéité du barrage

V.2.1.Clé d'ancrage

En principe, le remblai peut reposer directement sur les sédiments qui sont étanches et consolidés par des milliers d'années de dépôt.

L'étanchéité de la fondation de notre digue est garantie par les argiles consolidées qui jouent le rôle de tapis étanche. La structure géologique du substratum se comporte pour un ancrage au fond du thalweg et jusqu'à substratum argileux sain après décapage de la cuvette alluvionnaire, des argiles marneuses et le toit altéré de l'argile.

La profondeur de la clé d'encrage est exécutée jusqu'à 5m, L'épaisseur d'élément (clé d'ancrage) est égale (3-4) m.

En prend $b = 4$ m. Les talus $m_1 = m_2 = 1$.

V.2.2.Protection de la crête

La crête doit être constituée de matériaux insensibles à l'eau, et à la circulation des véhicules, la couche de protection doit être méthodiquement compactée (une couche de gravier bitume bien compactée).

Pour le barrage homogène, on s'attachera à prévoir une épaisseur de recouvrement suffisant de matériaux de la couche de crête.

La crête est profilée soigneusement, afin d'empêcher toute stagnation des eaux (pour éviter les infiltrations dans le corps du barrage), on préconise, pour cela, d'adopter un dévers amont uniforme de 2% qui permet d'évacuer les eaux de pluie vers le parement amont (mieux protégé)

V.2.3. Protection contre l'envasement

Selon l'étude hydrologique le taux d'abrasion a été estimé à $= 182,23 \text{ T/km}^2/\text{an}$, cette valeur comporte un volume d'envasement estimé à $11070,47 \text{ m}^3$ dans la cuvette de la retenue pour une durée de vie égale à 30ans.

Afin de prolonger la durée de fonctionnement de la retenue collinaire, il est nécessaire d'effectuer quelques travaux de protection contre l'envasement de la retenue collinaire, ces travaux portent sur :

- Les digues de décantation.
- La bande forestière.

La digue de décantation sera construite en gabions et implantée dans le lit de l'Oued en amont de la retenue. Il est recommandé de réaliser plusieurs digues de décantation en aval de l'embouchure de chaque branche importante.

La bande forestière est à réaliser sur les deux côtés de la cuvette sur une largeur de 50 m environ.

Les rangs d'arbres doivent être plantés le long des courbes de niveau des rives de la vallée.

La distance entre le lac et la bande forestière doit être de 50 m au minimum.

V.3. Calcul des infiltrations à travers la digue et la fondation

Les infiltrations d'eau à travers le corps du barrage en terre et sous ses ouvrages se produisent 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 dues aux 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 et déterminer le gradient de filtration à travers l'ouvrage et le sol de fondation.

Les infiltrations qui se produisent à travers le corps du barrage et ses fondations doivent être considéré sous deux aspects différents, d'une part, elles réduisent le volume emmagasiné, et d'autre

part, elles peuvent compromettre la stabilité de l'ouvrage. Ceci sous l'influence de l'effet de renard, qui est un processus d'érosion régressive souterraine où l'eau s'infiltré sous pression permettant l'apparition des cheminements à travers la digue ou la fondation avec entraînement des particules fines et des pressions de filtration.

Les infiltrations permettent de déterminer les éléments suivants :

- la ligne de saturation du massif du barrage.
- le débit de fuite.
- la pression de l'eau interstitielle dans le massif.
- La zone submergée du corps de la digue.

-Hypothèse de calcul :

Afin d'effectuer les calculs de filtrations, d'une manière aisée, nous serons amenés à :

- admettre la filtration dans un seul plan.
- prendre comme valeurs nulles, les composantes des vitesses qui ont la direction perpendiculaire à ce plan.
- supposer que le sol du massif du barrage soit homogène, isotrope et que la couche imperméable avec un coefficient de filtration nul.
- La position de la ligne phréatique ne dépend pas de la qualité du sol, elle est seulement déterminée par les dimensions de la section transversale du barrage.

V.3.1.Ligne de saturation

KOZENY a montré que, dans un barrage en terre, la ligne de saturation peut être assimilée dans sa partie médiane à une parabole d'axe horizontal. Nous avons barrages en terre munis d'un drain qui rabat la ligne phréatique à l'intérieur du barrage. La parabole de KOZENY a pour foyer l'extrémité amont du drain auquel se raccorde la ligne de saturation. L'équation de cette parabole s'écrit:

$$X = \frac{Y^2 - Y_0^2}{2 \cdot Y_0} \dots\dots\dots(V.14)$$

On se reportant à la figure on a :

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

d : Largeur en base du barrage diminuée de 0,7b.

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

h : Hauteur d'eau en amont.

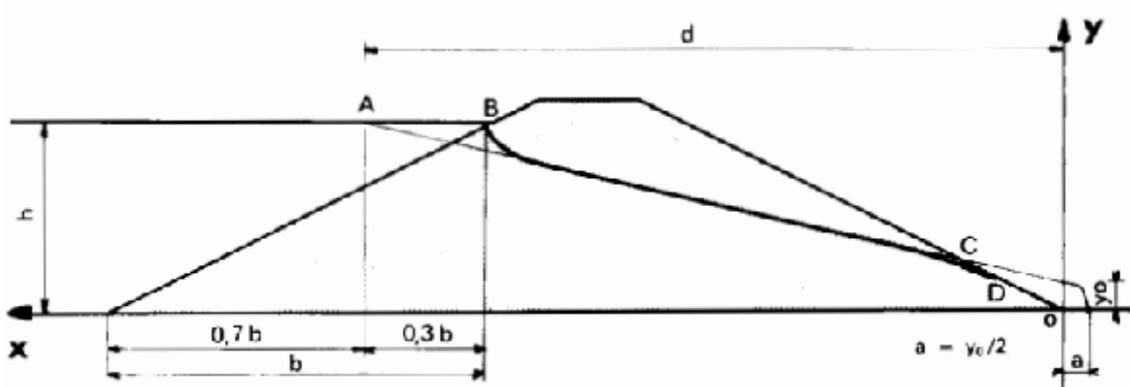


Figure.V.1.Tracé de la ligne de saturation cas d'un barrage homogène

On détermine la ligne de saturation pour une hauteur d'eau correspondant au niveau normal de la retenue normale.

-Niveau de la Retenue Normale (NNR):

Au niveau normal de la retenue :

$b = 30\text{m}$

$d = 36,37\text{ m}$

On aura donc : $Y_0 = 2,62\text{m}$.

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

$$Y = \sqrt{6,88 + 5,24X}$$

Tableau.V.2.Coordonnées de la ligne de saturation

X	Y
0	1.45
5	4.07
10	5.58
15	6.75
20	7.75
25	8.64
30	9.44
35	10.18
36.37	10.37

Le point d'intersection de la face amont du drain cheminé est déterminé par l'équation polaire de cette parabole.

$$a + \Delta a = \frac{Y_0}{1 - \cos \alpha} = 1,35 \dots\dots\dots(V.16)$$

D'après Casagrande (1937) : $\frac{\Delta a}{a + \Delta a} = 0,26$

a=0,45m

V.3.2.Calcul d'infiltration

L'infiltration dans le massif de la digue se comporte comme un écoulement d'un fluide incompressible, de mouvement plan permanent dans un milieu homogène, obéissant à la loi de darcy, c'est-à-dire en régime permanent laminaire.

On peut évaluer approximativement le débit de fuite en appliquant la loi de Darcy :

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

Avec :

q : le débit de fuite (m³/s/ml) ;

I : le gradient hydraulique;

S : la longueur mouillée du parement amont.

K : Coefficient de perméabilité en (m/s). (K= 5*10⁻⁸m/s)

Le gradient hydraulique est déterminé par:

$$I = \frac{dy}{dx} \text{ et } S = y.I$$

Donc:

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

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

D'où : q=K.y₀ m³/s/ml.

Le débit total à travers le barrage sera donc =q.L

Tableau.V.3.Débit de fuite à travers la digue

Y0(m)	K (m/s)	q (m ³ /s/ml)	Q (m ³ /s)
-------	---------	--------------------------	-----------------------

2,62	10^{-6}	$2,62.10^{-6}$	$2,03.10^{-4}$
------	-----------	----------------	----------------

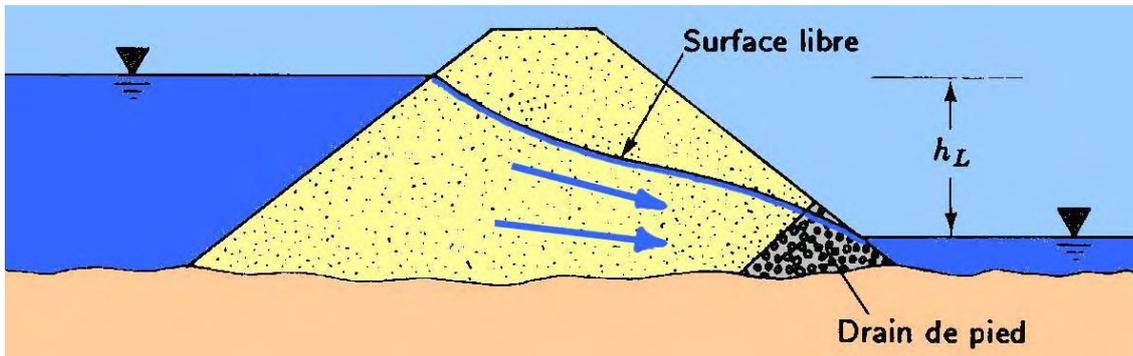


Figure.V.2.schémas de sens de l'infiltration

V.3.2.2.Fondation

Le débit d'infiltration à travers les fondations est donné par la loi de Darcy (V.17):

$$q_n = K.I.S$$

K : Coefficient de perméabilité. ($K=5*10^{-6}$ m/s)

I: Gradient hydraulique. $I=H_1/L_b$ (V.19)

(H_1 = charge d'eau dans retenue, $L_b= 77.5m$ L'emprise de barrage).

A : Section d'infiltration par unité de longueur. $A=S.1$

($T=5m$ Profondeur du sol de fondation perméable).

D'où $q_n = K.I.T$

Tableau.V.4.Débit de fuite de la Fondation

Hb(m)	I	K (m/s)	q ($m^3/s/ml$)	Q (m^3/s)
13	0,130	5.10^{-6}	$6,5.10^{-7}$	$5,03.10^{-5}$

V.3.2.3.Barrage (digue + fondation)

Le débit total d'infiltration (en m^3/s) à travers le barrage est donné dans le tableau suivant :

Tableau.V.5.Débit de fuite de barrage

Digue	fondation	Barrage
$2,03.10^{-4}$	$5,03.10^{-5}$	$2,53.10^{-4}$

V.3.3.Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage

1) dispositif d'étanchéité :

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

$$I = \frac{\Delta H}{\delta n} < I \text{ adm.} \dots \dots \dots (V.20)$$

ΔH : Charge d'eau dans la retenue.

δn : Epaisseur moyenne de la digue.

I_{adm} : Gradient hydraulique admissible ;

Notre barrage appartient à IV^{ème} classe, alors on prend $I_{adm}=1,95$ (**AnnexeIV-4**)

Donc : $\Delta H=10$ m; $\delta n=166$ m;

$I=0,06 \leq I_{adm}$

D'où la résistance à l'infiltration à travers le 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 :

$$I_f < \frac{I_{cr}}{K_s} \dots\dots\dots (V.21)$$

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

Tableau.V.6.Gradient d'infiltration admissible

Sols de fondation	I_{cr}
Argiles	1,2
Limons	0,65
Sables grossiers	0,45
Sables moyens	0,38
Sables fins	0,29

K_s : Coefficient de sécurité déterminé en fonction de la classe du barrage d'après le tableau suivant :

Tableau.V.7.Détermination du coefficient de sécurité

Classe du barrage	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 :

$$I_f = \frac{\Delta H}{L_b + 0,88T_c} \dots\dots\dots (V.22)$$

T_c : Profondeur de calcul de la zone de l'infiltration de la fondation. ($T_c= 5$ m)

ΔH : Charge d'eau ($H=10$ m).

L_b : Largeur à la base du barrage ($L=77,5$ m).

On a donc : $I_f = 0,122$

Les fondations argileuse, donc: $I_{cr} = 1,20$

On a donc : $K_s = 1,1$

On remarque que $I_f < \frac{I_{cr}}{K_s}$ donc la condition est vérifiée et la résistance d'infiltration à travers la fondation est assurée.

V.4. Calcul de stabilité

L'étude de stabilité d'un barrage en terre est fondamentale car elle s'appuie sur celle de ses talus amont et aval ainsi que de sa fondation. L'étude de stabilité de ces barrages a attiré, par son importance dans la méthodologie, l'attention de plusieurs chercheurs et ingénieurs. Pour aborder toute analyse ayant lien à la stabilité, il est convenu qu'il faut développer un certain nombre d'hypothèses selon la complexité et les données du problème.

Selon ces hypothèses, la solution du problème peut être déterminée analytiquement ou graphiquement ou par combinaison des deux. Suivant la méthode utilisée, il est convenu que pour arriver à un résultat, nous sommes obligé de donner la forme de la surface de rupture au contact de laquelle il peut y avoir glissement. En général, cette surface est prise comme étant cylindrique, circulaire à axe horizontal qui apparaît comme un cercle, appelé cercle de glissement dans une coupe transversale de la digue. Cette hypothèse est bien conforme aux observations sur le glissement du talus.

Il est important de signaler que jusqu'à ce jour, ce domaine reste ouvert à toutes suggestions, améliorations et approfondissements pour la bonne connaissance des phénomènes mécaniques qui peuvent induire la masse sujette au glissement.

V.4.1. Conséquences de l'instabilité des talus

Déformation ou rupture des dispositifs internes de drainage (conséquence directe)

Rupture des canalisations de vidange ou de prise d'eau

Interception et remontée de la ligne de saturation et augmentation du débit de fuit (conséquence indirecte).

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

Le calcul se fait pour trois cas de fonctionnement;

A la fin de construction (Talus aval et talus amont);

Fonctionnement normal (Talus aval);

Lors d'une vidange rapide (talus amont).

V.4.2. Méthode de calcul

Pour l'appréciation de la stabilité du remblai compacté du petit barrage de HAOUCH ELKEBIR et la vérification des valeurs des fruits des parements adoptés, nous avons utilisé la méthode des tranches (Méthode de FELLENIUS).

Cette vérification a fait l'objet d'un calcul détaillé effectué manuellement logiciel

V.4 .2.1.Calcul manuelle

Ce dernier a été réalisé avec la contribution d'un programme Excel. Quatre cas peuvent être vérifiés :

Parement amont : cas fin de construction et vidange rapide.

Parement aval : cas fin de construction et fonctionnement normal.

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

De la géométrie de la digue

Des caractéristiques des matériaux utilisés

Des différents niveaux d'eau dans la cuvette en fonction de l'exploitation du barrage (niveau de retenue normale et vidange rapide).

Du niveau piézoélectrique dans les différentes couches.

De l'accélération de la pesanteur en cas de séisme prévu pour une période de retour de 50 ans

V.4.2.1.1.Principe de la méthode

Cette méthode nous amène à respecter les étapes suivantes :

- Construire la coupe transversale du barrage à l'échelle.
- Déterminer le talus moyen.
- Tracer deux lignes au milieu du talus moyen, l'une verticale et l'autre faisant un angle 85° avec le talus moyen.

- Déterminer la zone du centre du cercle de glissement, pour cela Fandeev a recommandé de disposer le centre du cercle de glissement dont les limites sont définies par deux cercles de rayons, R_{min} et R_{max} donnés par le tableau suivant :

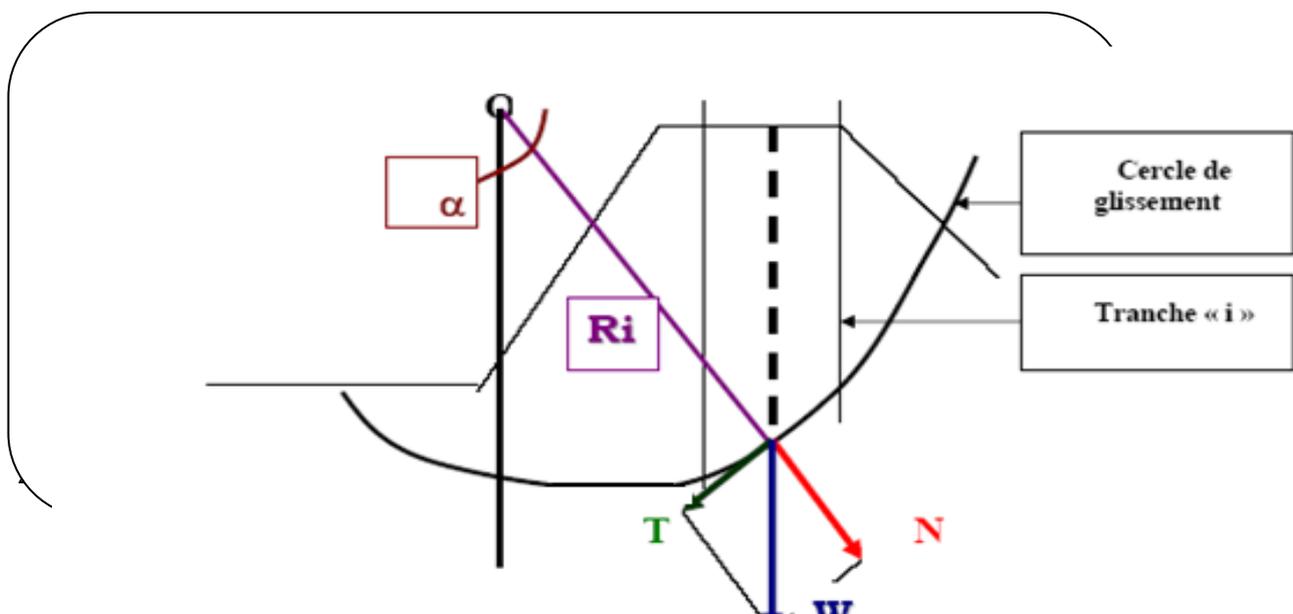


Figure.V.3.Schémas qui illustre le principe de la méthode des tranches

Tableau.V.8.Détermination des rayons max et min

Pente des parements	1/1	1/2	1/3	1/4	1/5	1/6
K1=R1/Hb	0,75	0,75	1,00	1,50	2,20	3,00
K2=R2/Hb	1,50	1,75	2,30	3,75	4,80	5,50

Hb : Hauteur totale du barrage (Hb=13 m)

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

Le coefficient de sécurité à la stabilité est égal :

$$K_S = M_{\text{resist}}/M_{\text{mot}} \dots \dots \dots (V.23)$$

M_{resist}: les moments résistants.

M_{mot}: les moments moteurs.

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

Tableau V-09 : Valeurs admissibles des coefficients de sécurité

Combinaison des charges Classe de l'ouvrage et des actions	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Fondamentales (sans séisme)	1,20 ÷ 1,30	1,15 ÷ 1,20	1,1 ÷ 1,15	1,05 ÷ 1,10
Spéciales (Avec séisme)	1,05 ÷ 1,10	1,05 ÷ 1,10	1,05 ÷ 1,10	1,05

Notre barrage fait partie de la IV^{ème} classe, le coefficient admissible sera donc :

- sans séisme : K_{ss,adm}= 1,05 ÷ 1,10

- avec séisme : K_{as,adm}= 1,05

Pour notre cas :

Talus	Pente du talus	K1	K2	R1	R2
Amont	3,0	1,00	2,3	13	29,9
Aval	2,5	1,5	3,75	19,5	48,75

Le centre des rayons étant le point « B »

L'intersection des rayons R₁ ; R₂ avec les deux lignes (verticale, incliné) nous donne la zone des cercles.

On trace ensuite, 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 identifie toutes les tranches gauches par des chiffres positifs et les tranches droites par des chiffres négatifs en commençant par la tranche « zéro » sous le centre de glissement (projection).

Les efforts agissants sur une tranche de glissement sont :

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

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

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

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

Avec :

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

V.4.2.1.2. 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 :

$$G_n = b (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_3 \cdot h_3) \dots\dots\dots (V.24)$$

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

$$P = U \cdot dl = \gamma_w \cdot h \cdot dl \dots\dots\dots (V.25)$$

U : Pression interstitielle.

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

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

h : Hauteur de la tranche.

C) Forces de cohésion :

$$F_c = c \cdot dl \dots\dots\dots (V.26)$$

C : Cohésion du sol (Matériau).

D) Forces dues au séisme :

$$T = a \cdot G_n \dots\dots\dots (V.27)$$

a : Coefficient de séisme.

G_n : Poids de la tranche.

V.4.2.1.3 Classement des forces :

On peut classer toutes ces forces comme suit :

Les forces stabilisatrices :

A) Force de frottement :

$$F_f = N_n \cdot \tan \varphi - U \cdot dl \cdot \tan \varphi \dots\dots\dots (V.28)$$

φ : Angle de frottement.

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

B) Force de cohésion :

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

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

R : Rayon de la courbe de glissement.

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

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

$$M_s = [(N_n - U) \cdot dl \cdot \tan \varphi + c \cdot dl] \cdot R \dots\dots\dots (V.30)$$

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 :

$$M = \sum_{i=1}^n T_n \dots\dots\dots (V.31)$$

sin α = Nombre total des tranche / Numéro d'ordre de la divisée

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

V.4.3 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement :

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

A) Fin de construction (aval et amont) :

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

$$\text{Sans séisme} : K_{SS} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \phi + \sum Cdl}{\sum T_n} \dots\dots\dots(\text{V.33})$$

$$\text{Avec séisme} : K_{AS} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \phi + \sum Cdl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n} \dots\dots\dots(\text{V.34})$$

B) Fonctionnement normale (talus aval) :

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

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

$$\text{Sans séisme} : K_{SS} = \frac{\sum (N_n - P) \operatorname{tg} \phi + \sum Cdl}{\sum T_n} \dots\dots\dots(\text{V.35})$$

$$\text{Avec séisme} : K_{AS} = \frac{\sum (N_n - P) \operatorname{tg} \phi + \sum Cdl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n} \dots\dots\dots(\text{V.36})$$

C) Vidange rapide (talus amont) :

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

$$\text{Sans séisme: } K_{SS} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \phi + \sum Cdl}{\sum T_n} \dots\dots\dots(\text{V.37})$$

$$\text{Avec séisme: } K_{AS} = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \phi + \sum Cdl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n} \dots\dots\dots(\text{V.38})$$

Tableau V-10 : Caractéristiques géotechniques des sols

Paramètres	Unité	Fondation
φ	Degré (°)	25°
C	t/m ²	0,55
γ _{sat}	t/m ³	18,1
γ _d	t/m ³	1.77

γ'	t/m ³	1,73
-----------	------------------	------

Tableau.V.11. Valeurs des Coefficients de sécurité

Coefficient de sécurité											
Fin de construction						Vidange rapide			En fonctionnement normal		
Talus amont			Talus aval			Talus amont			Talus aval		
R (m)	Sans séisme (Kss)	Avec séisme (Kss)	R (m)	Sans séisme (Kss)	Avec séisme (Kas)	R (m)	Sans Séisme (Kss)	Avec séisme (Kas)	R (m)	Sans séisme (Kss)	Avec séisme (Kas)
33	1,85	1,79	30	1,59	1,57	33,5	2,41	2,37	33	1,96	1,94
32	1,80	1,79	33	1,66	1,63	30,32	2,70	1,96	32	1,64	1,62
31,5	1,73	1,71	30,5	1,51	1,48	31,90	2,14	1,45	31,5	1,46	1,08
30	1,87	1,84	32	1,76	1,74	29,16	1,83	1,73	30	1,72	1,18

Introduction

La conception courante d'un barrage consiste en la construction d'un obstacle artificiel, créant ainsi, une retenue en coupant un cours d'eau. C'est donc, une infrastructure de mobilisation des eaux superficielles (eaux de pluies).

Plusieurs types de barrages sont construits à travers le monde, citons le barrage-poids ou barrage-gravité, le barrage-voûte, le barrage mixte poids-voûte et enfin les barrages en remblai. L'élaboration de ces derniers nécessite de prévoir l'implantation des ouvrages annexes convenant à cet ouvrage en tenant compte du type de barrage, sa fondation, les rives de la vallée, la topographie du site et tant d'autres paramètres.

Parmi les ouvrages annexes prévus pour les barrages citons :

- L'ouvrage de vidange de fond.
- L'ouvrage de prise d'eau.
- L'ouvrage de l'évacuation de crues (l'évacuateur de crues).
- L'ouvrage de la dérivation provisoire.

Pour le dimensionnement de ces ouvrages, des études géologiques et hydrologiques sont indispensables pour la connaissance du terrain, la détermination des caractéristiques physico-géographiques et morphologiques de celui-ci ainsi que le débit de la crue.

VI.1.Ouvrage d'évacuation de crues

Les évacuateurs de crues ont pour rôle d'assurer l'évacuation des crues exceptionnelles au moment où la retenue est pleine, sans risques de déversement sur la digue ou d'érosion dommageable pour la digue.

VI.1.1.Critères de choix de l'évacuateur de crue

Les principaux critères à prendre en considération pour le choix de l'évacuateur de crues sont :

1. la sûreté et la sécurité de fonctionnement.
2. les difficultés de réalisation.
3. les exigences topographiques du site.
4. les exigences géologiques du site.
5. la facilité d'entretien.
6. la facilité de modification.
7. le coût de l'ouvrage.

Les évacuateurs de crues se divisent en deux catégories, selon les principes types :

- a. l'évacuateur à écoulement libre.

- b. L'évacuateur par puits noyé.

VI.1.2. Différents types des évacuateurs de crues

VI.1.2.1. Evacuateur de crues en puits (tulipe)

Dans ce type d'ouvrage, le déversoir en lui-même est circulaire ou semi-circulaire, il se prolonge par un puits coudé suivi d'une galerie ou d'une conduite à écoulement à surface libre et un dissipateur d'énergie aval.

La loi de débit est similaire à celle des évacuateurs de surfaces linéaires en écoulement dénoyé, mais lorsque l'ouvrage est noyé, il se comporte comme un orifice à veine mouillée. Ce type d'ouvrage équipera, le plus souvent, les grands barrages vu les avantages qu'il offre.

- a) Evacuation d'importants débits ($80 < Q < 6000$) m³/s.
- b) Bon fonctionnement avec forte chute pour des grandes charges.

Ce type d'évacuateurs représente les inconvénients :

1. Problème de saturation (Débit supérieur à celui de dimensionnement, charriage)
2. Problème de vibration.
3. Prévention des protections anti vortex (d'où les coûts et l'entretien).
4. Dissipation au pied de la digue.

VI.1.2.2. Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral

Ce type d'ouvrage est à écoulement à surface libre, son critère de choix est purement topographique. Il présente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversant. L'inconvénient majeur est celui de la saturation, puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier.

VI.1.2.3. Evacuateur de crues latéral à entonnement frontal

Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs à écoulement à surface libre.

Il représente les avantages :

1. Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet.
2. Facilité de réalisation.

Ses inconvénients sont :

1. Le coût peu élevé.
2. La difficulté de modification.

VI.1.2.4. Evacuateur de crues en siphon

Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge, posé sur le corps du barrage,

Il représente les avantages suivants

1. Aucune exigence topographique.
2. Calcul usuel.

Ses inconvénients sont :

1. Amorçage et désamorçage.
2. Entretien indispensable.
3. Débit faible à évacuer.
4. Dispositif sur le corps de la digue.

VI.1.3.Choix du tracé de l'axe

Pour un tracé judicieux, l'axe de l'évacuateur de crue doit être :

1. Le plus court possible.
2. Suffisamment éloigné du pied aval de la digue.
3. Rectiligne (si possible).
4. Plus ou moins orthogonal à l'axe de la digue.

Chaque catégorie des 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 barrage.

VI.1.4.Type d'évacuateur de crue

Les types d'évacuateurs de crue qui sont normalement associés aux barrages en remblai sont énumérés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.1.Sélection des types d'évacuateurs de crue

Type d'évacuateur de Crue :	Commentaires :
Déversoir latéral avec un seuil de déversement en dos d'âne	<ul style="list-style-type: none"> • Pour des versants à fortes pentes • Volume des déblais importants
Déversoir frontal avec seuil déversant en dos d'âne	<ul style="list-style-type: none"> • Pour des versants à faibles pentes • Volume des terrassements faible • La meilleure disposition du point de vue hydraulique
Déversoir frontal avec seuil déversant en labyrinthe	<ul style="list-style-type: none"> • Réduira la largeur du coursier d'évacuateur, mais pas autant que l'option de l'évacuateur latéral
Evacuateur en puits	<ul style="list-style-type: none"> • Utilisé où il n'existe pas d'options d'évacuateur à surface libre à cause de facteurs géologiques ou topographiques

Autre les conditions citées ci-dessus, le choix de l'évacuateur de crue considère d'autres facteurs, à savoir le type de barrage, le débit à évacuer et la sécurité de l'ouvrage.

Ainsi, pour des raisons de sécurité on doit choisir des évacuateurs à seuils libres sans organes mécaniques de contrôle.

L'évacuateur de crue en tulipe avec une galerie sous la digue peut provoquer des problèmes d'instabilité du remblai à cause des vibrations qui peuvent se produire lors de l'évacuation. Donc cette variante peut être rejetée.

Conclusion :

Conformément aux clarifications illustrées ci-dessus, le choix est arrêté pour l'étude d'un évacuateur de crue à entonnement frontal sur la rive droite de la vallée.

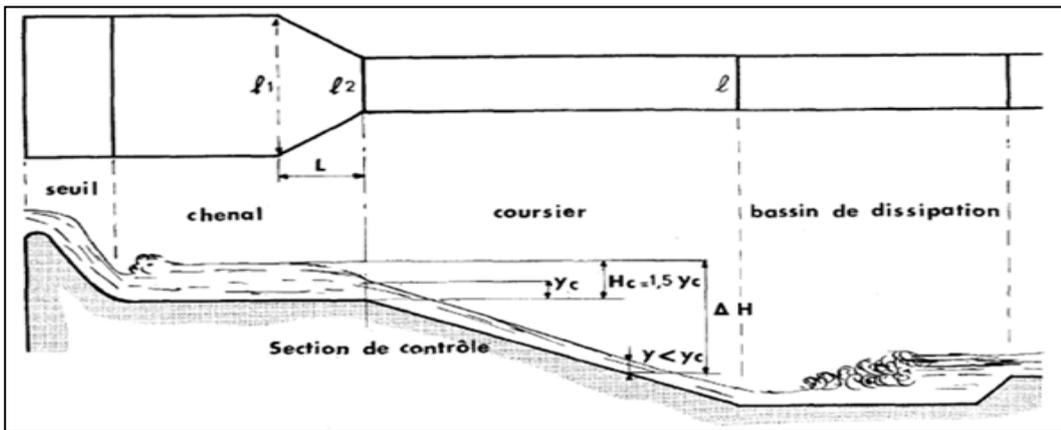


Figure.VI.1.schéma général d'un évacuateur latéral à entonnement frontal

VI.1.5.Etude de la variante retenue

Les évacuateurs de crue à surface libre, se composent principalement des ouvrages suivants :

- Un canal d'approche.
- Un déversoir.
- Un chenal d'écoulement.
- Un convergent.
- Un coursier.
- Un bassin de dissipation.
- Un canal de fuite.

VI.1.5.1.Caractéristiques de l'évacuateur de crue

- Déversoir de type Greager.
- Niveau normal de la retenue NNR = 613,5m NGA.
- Niveau les plus hautes eaux : NPHE = 615m NGA.
- Débit de pointe à évacuer $Q_{\text{évacuer}} = 34\text{m}^3/\text{s}$
- Largeur du bassin d'affouillement $L = 8\text{m}$.

VI.1.5.2. Dimensionnement et calcul hydraulique de chacun des éléments de l'évacuateur de crue

a) Le canal d'approche :

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charge et guider calmement la crue vers le seuil déversant. Généralement, l'écoulement est calme avec une vitesse faible, pour une valeur de m (coefficient de débit).

La vitesse d'approche est obtenue par la formule :

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

Avec:

V_a : Vitesse d'approche.

Q : Débit de projet évacué (m^3/s).

h : Charge d'eau (m). $h = H + P = 1,7 + 1 = 2,7m$.

S : Section du canal (m^2). $S = h \times L = 2,7 \times 7 = 18,9m^2$.

P : Hauteur de pelle (m).

H : Lamé déversant (m).

Donc : $V_a = \frac{Q_{\text{projet}}}{S} = \frac{34}{18,9} = 3,6 m^2/s$

$V_a = 3,6 m^2/s$

Pour la roche saine $V_{adm} = (4,4 \text{ à } 10) m^2/s$

$V_a \leq V_{adm}$ Donc pas de risque de l'érosion et d'affouillement.

-Hauteur du mur du canal d'approche :

La hauteur de mur est :

$$H_m = H + P + R \dots\dots\dots (VI. 02)$$

Avec : La revanche $R = 0,61 + 0,14(v)^{1/3} \dots\dots\dots (VI. 03)$

AN : $R = 0,78m$

On adopte une valeur de : $H_m = 3,0m$.

$H_m = 3,0m$

Longueur du canal d'approche :

La longueur du canal d'approche dépend de la topographie, elle est égale à 32m

b) Déversoir :

Le seuil normal est un déversoir dont la crête et la partie aval sont profilées de manière à épouser la forme de la lamé déversant.

Les indications de la figure suivante permettent de déterminer le profil normal d'un déversoir à parement amont vertical.

Le profil du seuil déversant est de type Greager. L'avantage de ce contour est que chaque point de son parement aval a une pression égale à la pression atmosphérique. Tout profil situé au dessus, entraînera des dépressions et par conséquent des risques de décollement.

Les coordonnées du profil du déversoir sont déterminées à l'aide de l'équation suivante :

$$Y = \left(\frac{X^{1,85}}{2H^{1,85}} \right) \dots\dots\dots (VI. 04)$$

Les résultats sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau.VI.2.Coordonnées du profil de déversoir

X(m)	0	0,17	0,34	0,51	0,68	1,02	1,36
Y(m)	0,214	0,061	0,012	0,00	0,012	0,102	0,250

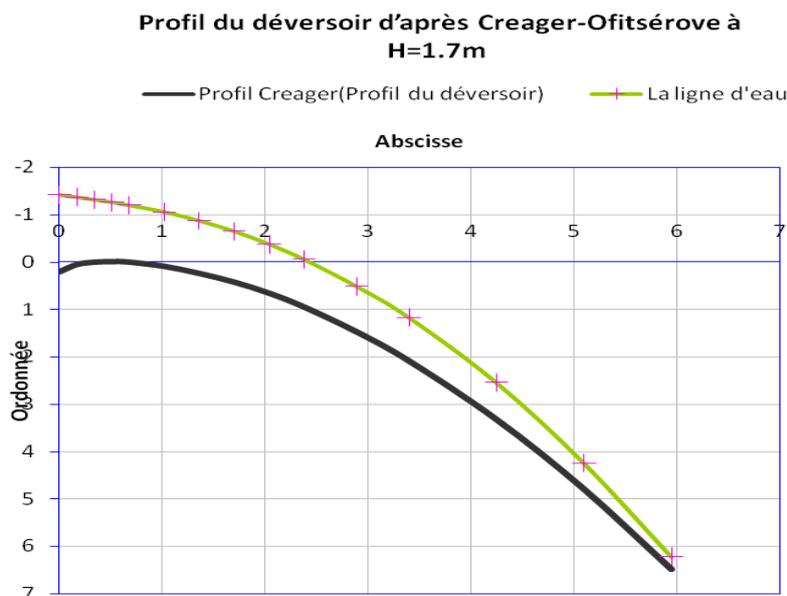


Figure.VI.2.Profil du déversoir

c) Chenal d'écoulement : Le chenal suit directement le déversoir, il est généralement de section rectangulaire. Dans notre cas, avec une largeur $b_{ch}=7m$, une pente $i=0,1\%$ et une longueur $L_{ch}=19m$ (conditions topographiques).

l'écoulement dans le chenal doit être fluvial pour permettre le passage à l'écoulement torrentiel, à l'extrémité aval (début de coursier).

La profondeur d'eau au début du chenal est la même que la profondeur d'eau à la fin du convergeant.

-Calcul de la profondeur critique :

On donne au coursier une pente assez suffisante (supérieure à la pente critique) pour provoquer un écoulement torrentiel. Contrairement à cela, l'écoulement dans le chenal est fluvial du fait de la pente souvent inférieure à la pente critique.

La phase de passage d'un régime fluvial au torrentiel ou vice-versa est appelée régime critique où la surface libre occupe le niveau critique. On considère qu'elle est atteinte au point de changement de section.

On calcule la profondeur critique par la formule :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{b^2 g}} \dots\dots\dots (VI. 05)$$

AN :

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{34^2}{7^2 \times 9,81}} = 1,34\text{m} \quad \boxed{h_{cr}=1,34\text{m}}$$

Avec :

q : Débit spécifique (m²/s) ;

b : Largeur du chenal b=7m;

La profondeur critique est h_{cr}=1,34m.

Vérification de la pente critique

$$I_{cr} = \left[\frac{Q(b + 2Y_c)^{2/3}}{K(b \times Y_c)^{5/3}} \right]^2 \dots\dots\dots (VI. 06)$$

AN : I_{cr}=0,0027

$$\boxed{I_{cr}=0,27\%}$$

I_{cr}=0,27>0,1% donc le régime doit être fluvial,

Calcul de la profondeur normale :

La profondeur normale h_n (profondeur qui apparaît pour le débit Q et la pente I du chenal si l'écoulement est uniforme) se déduit de la formule de Chézy.

$$Q = S.C. \sqrt{RI} \dots\dots\dots (VI. 07)$$

Avec :

S : Section du chenal S=b.h_n ;

I : Pente du chenal I=0, 1% ;

C_n : Coefficient de Chézy C_n = R^{1/6} / n.;

$$R : \text{Rayon hydraulique} = R = \frac{S}{P} = \frac{b \times h_n}{2h_n + b} .$$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout par la méthode itérative.

$$Q = K \times l^{1/2} \times (b \times h_n)^{5/3} \times (2h_n + b)^{-2/3} \quad (\text{formule de Manning}) \dots (\text{VI. 08})$$

K : coefficient de rugosité ($\text{m}^{1/3}/\text{s}$), On prend : $K = 80 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$

Puis on fait l'itération comme suit :

Tableau.VI.3. Calcul de la profondeur normale

Hn(m)	$(b \times h_n)^{5/3}$	$(2h_n + b)^{-2/3}$	Q m^3/s
1	25,615	0,231	14,977
1,2	34,711	0,225	18,892
1,3	39,665	0,221	21,287
1,4	44,879	0,218	23,757
1,5	50,348	0,215	26,296
1,6	56,066	0,213	28,898
1,7	62,027	0,210	31,559
1,75	65,097	0,209	32,911
1,76	65,718	0,208	33,183
1,77	66,342	0,208	33,455
1,78	66,967	0,208	33,728
1,79	67,596	0,207	34,001

On aura : $h_n = 1,79\text{m}$.

Conclusion :

$h_n = 1,79\text{m} > h_c = 1,48\text{m}$ alors l'écoulement est fluvial.

d) Le coursier :

En général, le coursier commence par un convergent amenant à la section de contrôle (section ou on atteint la hauteur critique), à partir de laquelle la pente augmente.

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 à sa fin, elle égale à celle du coursier. Son rôle consiste à guider les filets d'eau jusqu'au coursier, passant d'un écoulement fluvial, à la fin du chenal, à un écoulement torrentiel au début du coursier.

La longueur du convergent est estimée par la formule suivante :

$$L = 2,5 (l_1 - l_2) \dots \dots \dots (\text{VI. 09})$$

Avec :

l_1 : Largeur au plafond du bief amont $l_1 = 7\text{m}$

l_2 : Largeur au plafond de la section de contrôle $l_2 = Q^{0,4}$

$$l_2 = 4\text{m}$$

Donc : $L = 2,5 (7 - 4) = 7,5\text{m}$

$$L = 7,5\text{m}$$

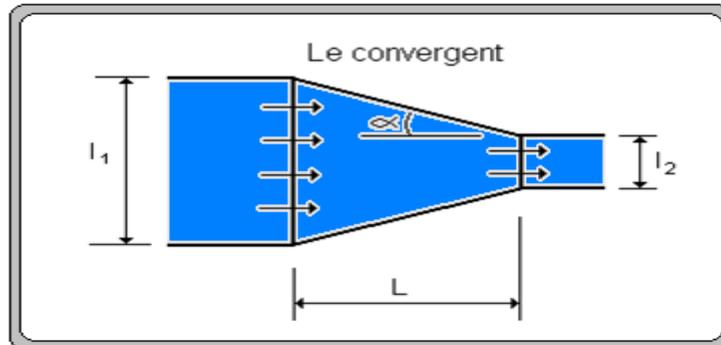


Figure.VI. 3.Schéma d'un convergent.

Largueur du coursier :

Pour assurer de bonnes conditions d'écoulement et de construction, on donne au coursier une section rectangulaire, de la même largeur, à la fin de convergeant $bc=4\text{m}$

La profondeur critique :

$$bc = 4\text{m}$$

On exécute le même calcul que celui du chenal d'écoulement (on utilise la formule VI.05).

$$hc = \sqrt[3]{\frac{q^2}{b^2 g}} = \sqrt[3]{\frac{34^2}{4^2 \cdot 9,81}} = 1,94\text{m}$$

Avec :

q : Débit spécifique (m^2/s) ;

b : Largeur du coursier $b=4\text{m}$.

La Profondeur critique est $hcr=1,94\text{m}$

$$hcr = 1,95\text{m}$$

La pente critique :

La pente d'un canal uniforme, pour un débit donné, est la pente que devrait prendre ce canal, pour que la profondeur normale du courant considéré, soit égale à la profondeur critique.

Pour calculer I_{cr} on associera donc la relation du régime uniforme (formule VI.07)

$$Q = Sc.C. \sqrt{RI}$$

Avec celle du régime critique :

$$\frac{Q^2 \times b}{g * S_c^3} = 1 \dots\dots\dots (VI. 10)$$

L'élimination de Q entre les deux expressions pour une section rectangulaire (S=h.b) conduit à :

$$I_{cr} = \frac{g \times hc}{R_c * C^2} \dots\dots\dots (VI. 11)$$

$$S_c = 7,8m^2, P = 2h_c + b = 2(1,95) + 4 = 7,9m$$

$$R_c = \frac{S}{P} = \frac{7,8}{7,9} = 0,98m ; \text{ et } C = R^{1/6} / n = 76,66 \frac{m^{1/2}}{s}$$

$$\text{Donc : } I_{cr} = \frac{9,81 \times 1.67}{32.18^2 \times 0.81} = 0,0019$$

$I_{cr} = 0,19\%$

$I_{cour} > I_{critique}$

-Calcul de la profondeur normale :

La profondeur normale, présente la profondeur du courant en régime uniforme (cela veut dire que 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 VI.07).

$$Q = S.C. \sqrt{RI}$$

Avec :

S : Section du coursier $S = b.h_n$;

I : Pente du coursier $I = 30\%$;

C_n : Coefficient de Chézy $C_n = R^{1/6} / n$;

$$R : \text{Rayon hydraulique} = R = \frac{S}{P} = \frac{b \times h_n}{2h_n + b}.$$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante (VI.08) qu'on résout avec la méthode itérative.

$$Q = K \times I^{1/2} \times (b \times h_n)^{5/3} \times (2h_n + b)^{-2/3}$$

Tableau.VI.4. Calcul de la profondeur normale

Hn(m)	$(b \times h_n)^{5/3}$	$(2h_n + b)^{-2/3}$	Q m ³ /s
0,42	2,374	0,349	36,358
0,41	2.281	0,350	35,023
0,409	2,271	0,351	34,891
0,408	2,262	0,351	34,758

0,407	2,253	0,351	34,626
0,405	2,235	0,351	34,362
0,403	2,216	0,351	34,099
0,402	2,207	0,351	33,967

-Conclusion :

On aura $h_n=0,402m$.

Classification du mouvement et du régime d'écoulement :

$I=30%$ ($h_n=0,402m$), $I_{cr}= 19%$ ($h_{cr}=1,95m$)

Suivant les valeurs numériques ci-dessus on constate que $I>I_{cr}$ ($h_n< h_{cr}$) alors le régime d'écoulement est torrentiel (type de T_2) et le coursier 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).

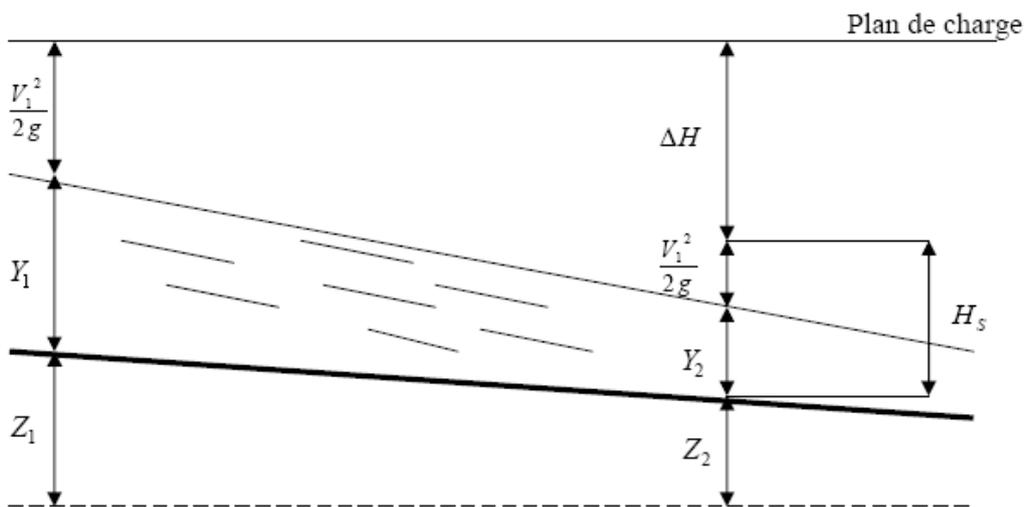


Figure.VI.4.schéma explicative du linge d'eau.

Tableau.VI.5.Données de calcul la ligne d'eau

Q m3/s	Strickler	I (mm)	yn	yc	Lbief(m)
34	76,66	0,30	0,402	1.95	50

Tableau VI-06 : Ligne d'eau avec un pas de 10m

Section	abscis (m)	Pas (m)	Y (m)	Froude	Hs (m)	J (mm/m)
---------	------------	---------	-------	--------	--------	----------

amont	0,00	10,00	1,946	1,00101	2,918	3,3
1	10,00	10,00	0,985	2,778	4,784	2,21
2	20,00	10,00	0,806	3,571	6,476	3,96
3	30,00	10,00	0,711	4,524	7,990	5,74
4	40,00	10,00	0,651	5,161	9,329	7,47
aval	50,00	10,00	0,610	5,693	10,499	9,10

On a : $F = \frac{V}{\sqrt{gh}}$ (VI. 12)

Où :

Fr : Nombre de Froude;

D'après le **tableau VI-06** la valeur qu'on doit adopter est : $y_2=0.61m$

V : Vitesse de sortie du coursier tel que $V = \frac{Q}{S}$

AN: $V = \frac{Q}{S} = \frac{34}{4 \times 0,61} = 13,93m/s$

V=13,93m/s

Donc: $F = \frac{13,93}{\sqrt{9,81 \times 0,61}} = 5,69$

F=5,93

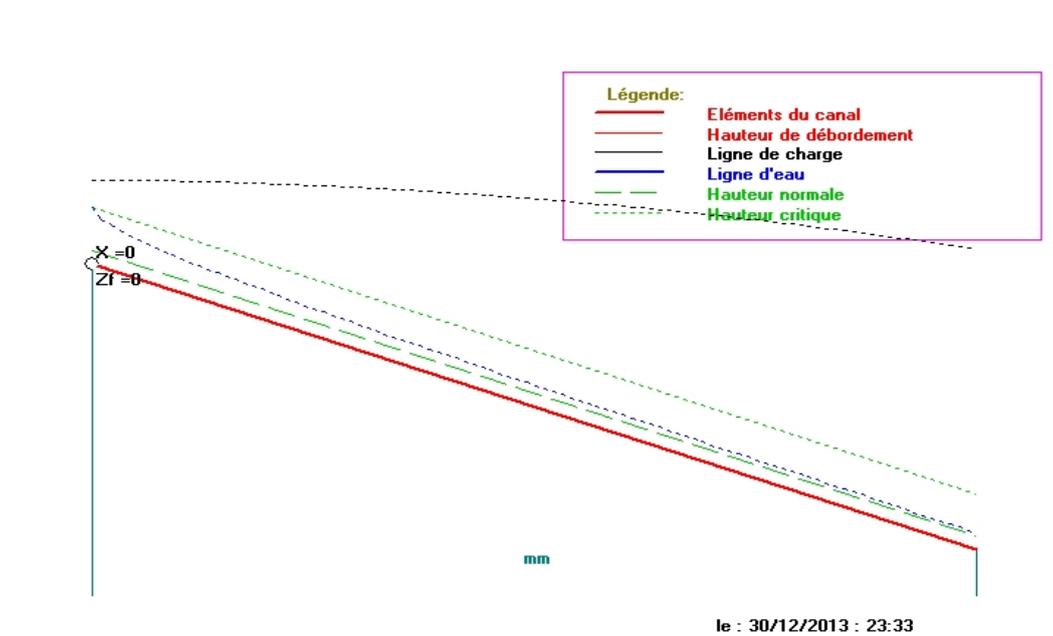


Figure.VI.5.La courbe de La ligne d'eau.

e. Dissipateur d'énergie :

L'énergie obtenue à la fin du coursier et qui est due à la grande vitesse de l'écoulement doit être dissipée en aval afin de protéger les berges et même le corps du barrage contre l'érosion régressive qui peut apparaître.

Le principe de la dissipation d'énergie du flot évacué se fait par un ralentissement brutal de la vitesse de l'écoulement et donc par un changement du régime d'écoulement du torrentiel au fluvial. Pour la dissipation de l'énergie on a opté pour un bassin de dissipation à ressaut, dont la forme et le type dépendent de l'énergie de l'écoulement torrentiel.

Les tests réalisés par (USBR) « The Bureau Of Réclamation » montrent que le ressaut dépend directement du nombre de Froude et on a :

$1,00 \leq F_r \leq 1,70$ Ressaut ondulé;

$1,70 < F_r \leq 2,50$ Ressaut faible de petites apparitions en surface;

$2,50 < F_r \leq 4,50$ Ressaut oscillant;

$4,50 < F_r \leq 9,00$ Ressaut stable (Stationnaire);

$F_r > 09$ Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

Froude est supérieur à 4,50; cela veut dire que le ressaut va se produire nettement. La mise en place des blocs, de déflecteur permettent de raccourcir le bassin et éviter le déplacement du ressaut à l'aval. La vitesse d'entrée inférieure 15 m/s, alors ai appeler à utiliser le bassin de type II

Le nombre de Froude indique nettement qu'il y'a formation de ressaut dont il faut déterminer les profondeurs conjuguées et la longueur du bassin pour s'en servir au dimensionnement des blocs chicanes (Voir Annexe "C").

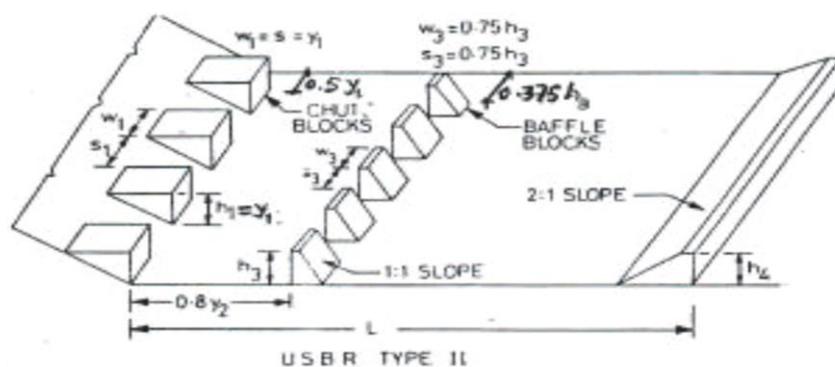


Figure.VI.6.le bassin de type II

Dimensionnement du bassin :

De l'abaque de l'Annexe "C" On a :

$$\frac{y_2}{y_1} = 7,75$$

Avec y_1 : tirant d'eau avant le ressaut en (m);

y_2 : tirant d'eau après le ressaut en (m).

AN: $y_2 = 7,75 \times 0,61$

$y_2 = 4,72 \text{ m}$

Longueur du bassin :

De l'abaque de l'Annexe "B" on a :

$$\frac{L_{\text{bas}}}{y_2} = 02,60$$

AN: $L_{\text{bas}} = 2,60 \times 4,72 .$

On prend $L_{\text{bas}} = 12,29 \text{ m.}$

Dimensionnement des blocs de chute :

$$h_1 = y_1 = e_1 = 0,61 \text{ m}$$

Avec h_1 : hauteur des blocs de chute à l'entrée;

e_1 : l'espacement entre les blocs de chute;

Le nombre des blocs de chutes est 6 blocs.

D'après l'abaque:

$$\frac{h_2}{y_1} = 1,62 \Rightarrow h_2 = 0,98 \text{ m}$$

$$\frac{h_4}{y_1} = 1,37 \Rightarrow h_4 = 0,83 \text{ m}$$

Avec h_2 : hauteur du bloc chicane;

h_4 : hauteur du seuil terminal.

Dimensionnement des blocs chicane:

$$l = 0,20 \times h_2 = 0,96 \text{ m.}$$

$$L = 0,75 \times h_2 = 0,73 \text{ m.}$$

Avec l : largeur du seuil;

L : espacement entre les blocs.

$$a = 0,80 * y_2 = 3,78 \text{ m.}$$

Avec a : distance entre les blocs de chutes et les blocs chicanes.

Le nombre des blocs chicanes est 3 blocs.

- Hauteur des murs à l'entrée du coursier :

La vitesse de l'eau au niveau de la section de contrôle est :

$$V = \frac{Q}{b.Y}$$

$$V = 13,93 \text{ m/s}$$

La revanche (R) est égale à : $R = 0,61 + 0,14 \cdot V^{1/3}$

$$R = 0,94 \text{ m}$$

D'où : la hauteur du mur H_m du chenal sera :

$$H_1 = H_c + R = 0,61 + 0,94 = 1,55 \text{ m}$$

On prend: $H_1 = 1,60 \text{ m}$.

- Hauteur des murs à la fin du coursier :

$$h_2 = h_f + r.$$

h_f : Hauteur d'eau à la fin du coursier en m.

$$h_f = 4,72 \text{ m.} \quad V = 1,80 \text{ m/s} \quad \text{et} \quad r = 0,96 \text{ m.}$$

D'où $H_2 = 4,89 \text{ m}$ On prend $h_{mbfc} = 4,9 \text{ m}$.

F) Canal de fuite :

Le canal de fuite fait suite au bassin de dissipation, il sert essentiellement, à conduire l'eau vers l'Oued.

Le canal de fuite projeté est de section trapézoïdale de largeur a la base $b=5\text{m}$, d'une longueur $L=66,29 \text{ m}$ et de pente $I_{cf}=0,10\%$.

-La hauteur critique :

Pour un canal trapézoïdal, la hauteur critique se calcule par la formule suivante :

$$h_{cr} = K \cdot H_{cr} \dots \dots \dots \text{ (VI. 22)}$$

$$\text{Avec : } H_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} = 1,67 \text{ m} \quad \text{Et} \quad \sigma_{cr} = \frac{H \times m}{b} = 0,33;$$

$$K = \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0,105(\sigma_{cr}^2)\right) = 0,87$$

m : Fruit des talus du canal de fuite $m=1$.

Ce qui donne $h_{cr} = 1,46 \text{ m}$

$h_{cr} = 1,46\text{m}$

La pente critique :

Elle est donnée par : $I_{cr} = \frac{g \times hc}{C^2 \times R_c}$ (VI. 23)

Avec :

I_{cr} : pente critique;

S_c : Section critique $S_c = m(hc)^2 + b \cdot hc = 9,43 \text{ m}^2$;

P_c : Périmètre critique $P_c = b + 2 \times hc \sqrt{1+m^2} = 9,13 \text{ m}$;

R_c : Rayon critique $R_c = S_c/P_c = 0,96 \text{ m}$;

$I_{cr} = 0,50\%$

C_c : Coefficient de Chézy $C_c = R^{1/6}/n = 77,33 \text{ m}$.

La pente critique est $I_{cr} = 0,0024 = 0,24\%$

- Profondeur normale dans le canal :

La formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy VI.07) est :

$$Q = S.C. \sqrt{RI}$$

Pour la hauteur normale on a :

$$P_n = b + 2hn \sqrt{1+m^2}$$

$$S_c = m \times (hn)^2 + b \times hn$$

$$R = S_n/P_n, \quad C_n = R^{1/6} / n$$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout avec la méthode itérative

$$Q = 1/n \times I^{1/2} \times (m \times hn^2 + b \times hn)^{5/3} \times (b + 2hn \sqrt{1+m^2})^{-2/3} \dots\dots (VI. 24)$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI-07 : Calcul de la profondeur normale

Hn(m)	$(m \times hn^2 + b \times hn)^{5/3}$	$(b + 2hn \sqrt{1+m^2})^{-2/3}$	Q(m ³ /s)
1,5	44,498	0,22706	24,57
1,6	50,828	0,22254	27,51
1,7	57,660	0,21824	30,60
1,8	65,008	0,21414	33,86
1,803	65,237	0,21402	33,96
1,804	65,313	0,21398	33,99
1,8044	65,344	0,21397	34,00

Le calcul par itération donne : $hn = 1,8 \text{ m}$

- Vitesse dans le canal :

$$V = \frac{Q}{S} \dots\dots\dots (VI. 25)$$

AN :

$$V = \frac{34}{1 \times 1,8^2 + 1,80 \times 5} = 2,77 \text{ m/s}$$

$V = 2,77 \text{ m/s}$

VI.2.Ouvrage de vidange

L'ouvrage de vidange est primordial pour un barrage, il a pour rôle :

1. D'assurer la vidange de la retenue en quelques jours en cas d'avarie grave constatée sur les ouvrages (Renards, glissement d'une partie de talus aval).

2. De vider la tranche morte en fin de saison d'utilisation des eaux stockées pour l'entretien de la retenue (curage éventuel des dépôts et des parties amont du collinaire (prise, parement amont de la digue).

3. De faire passer les eaux lors de la montée du remblai (évacuation de la crue de chantier).

VI.2.1.Dimensionnement de l'ouvrage de vidange

VI.2.1.1.Calcul du débit de vidange

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

Le débit évacué par la vidange de fond sera :

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r \dots\dots\dots (VI. 26)$$

Avec :

V_u : volume utile en $[m^3]$.

T : temps de vidange (10 jours).

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

$$\text{AN: } Q_{vf} = \frac{0,134 \times 10^6}{10 \times 87400} + \frac{0,331 \times 10^6}{31,53 \times 10^6} = 0,164 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{vf} = 0,164 \text{ m}^3/\text{s}$$

-Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre :

On a:

$$Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H} \dots\dots\dots (VI. 27)$$

$$D'où: S = \frac{Q_{vf}}{\mu \sqrt{2gH}}$$

Avec :

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

H : Charge disponible entre le niveau normal de la retenue et l'aval en [m]. (H=13m);

μ : Coefficient de débit : $\mu = 0,8$.

AN : $S=0,0128m^2$

$S=0,0128m^2$

Le diamètre de la conduite sera :

$$D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 0,0128}{\pi}} = 0,127m$$

$D=200mm$

Le diamètre normalisé est de 200mm

-Correction du coefficient de débit μ :

On a :
$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_I}} \dots\dots\dots (VI. 28)$$

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

Coefficients des pertes de charge linéaires:

$$\xi_{lin} = \frac{\lambda \cdot l}{D} \dots\dots\dots (VI. 29)$$

Avec :

λ : Coefficient de perte de charge; $\lambda = 0,02$

D : Diamètre de la conduite [D = 200mm];

l : longueur de la conduite de vidange en [m] (l = 81.6 m).

A.N:

$$\xi_{Lin} = 8,6$$

-Coefficient de pertes des charges singulières :

On a :

$$\xi_{\text{Entrée}} = 0,5 \quad , \quad \xi_{\text{vannes}} = (0,25 + 0,25) = 0,50$$

$$\xi_{\text{grille}} = 0,2 \quad \text{cône de réduction} \quad \xi_r = 0,2 \quad ; \text{rétrécissement} \quad \xi_{rt} = 0,37$$

Changement de direction $\xi_{cd} = 3$

$$\text{Donc : } \sum \xi_s = 4,77$$

AN :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + (8.6 + 1,4)}} = 0,685 ; S = \frac{0,164}{0,685 \times \sqrt{2.9,81.13}} = 0,0150 \text{m}^2.$$

$$\text{D'ou : } D_{vf} = \sqrt{\frac{4.0,0150}{\pi}} = 0,138 \text{m}$$

Dvf = 150mm

On prend un diamètre normalisé : Dvf = 150mm

La conduite étant en acier de diamètre 150mm.

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

$$V_s = \frac{Q_{vf}}{S_{con}} \dots\dots\dots \text{(VI. 30)}$$

$$\text{AN : } V_s = \frac{0,5}{0,12} = 4,1 \text{m/s}$$

VI.3 Dimensionnement de la prise d'eau

Le but de la conduite est le prélèvement d'un débit destiné à l'irrigation des régions situées à l'aval de notre retenue.

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est fonction de la demande aval (consommation maximale).

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

$$V_{\text{max}} = 0,063 \text{ Mm}^3.$$

$$\text{Donc : } Q = \frac{V_{\text{max}}}{T} \dots\dots\dots \text{(VI. 31)}$$

$$\text{En utilisant la formule (VI 31) } Q_{\text{max}} = \mu.S.\sqrt{2.g.H}$$

AN :

$$Q = \frac{63800}{10.30.3600} = 0,059 \text{m}^3/\text{s}$$

Q=0,13m³/s

T : Temps de prise (T = 10 heures/jour en 30jours);

μ : coefficient de débit : $\mu = 0,50$;

H : charge correspondante à la prise d'eau la plus basse.

A.N:

$$S = \frac{0,059}{0,50 \times \sqrt{2.9,81.7}} = 0,01007 \text{ m}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4.0,053}{\pi}} = 0,113 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé :

D = 150 mm

D = 150 mm

-Correction du coefficient de débit μ : on utilise la formule VI.32

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_I}}$$

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

Donc :

$$\sum \xi = 1,15 \cdot \frac{\lambda \cdot l}{D} \dots\dots\dots \text{(VI. 32)}$$

AN :

$$\sum \xi = 1,15 \cdot \frac{0,02 \times 81.6}{0,15} = 12,51$$

$$\text{Donc : } \mu = \frac{1}{\sqrt{1 + 12,51}} = 0,272$$

$$\text{A.N: } S = \frac{0,059}{0,27 \times \sqrt{2.9,81.7}} = 0,0186 \text{ m}^2$$

$$D = 0,22 \sqrt{\frac{4.0,0186}{\pi}} = 0,154 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé :

D = 150mm

D = 150 mm

-Calcul de la vitesse d'eau dans la conduite de prise d'eau :

$$V_{\text{con}} = \frac{Q_{\text{max}}}{s} \dots\dots\dots \text{(VI. 33)}$$

$$V_{\text{con}} = \frac{Q_{\text{max}}}{s} = \frac{0,059}{0,0186} = 3,17 \text{ m/s}$$

$V_{\text{con}} = 3,17 \text{ m/s}$

Conclusion

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

VII.1.Introduction

L'organisation d'un chantier est l'ensemble des dispositions envisagées pour l'exécution dans les meilleures conditions d'un projet ou d'un travail quelconque.

Donc la bonne connaissance du site et la conception judicieuse de l'ouvrage ne suffisent pas à garantir la qualité et la sécurité de l'ouvrage, il faut porter soin à l'exécution et les moyens qui y sont consacrés pour la réussite de l'opération.

Cette organisation consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux à exécuter.

Organiser un chantier revient donc à prendre toutes mesures pour que la réalisation du projet se fasse:

En conformité avec les plans établis;

- de bonne qualité;
- aux moindres délais;
- aux moindres coûts;
- sans accidents humains.

VII.2.Installations du chantier

Installations Destinées Au Personnel :

Ce sont généralement les dortoirs, vestiaires, réfectoires, installations sanitaires et les bureaux de chantier.

Installations Destinées Au Stockage Des Matériaux :

Pour les ciments nous utilisons soit des silos, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats sont stockés en plein air, seulement nous prévoyons un cloisonnement entre les différents types d'agrégats pour éviter leur mélange et de ce fait faciliter le dosage du béton.

Les aciers doivent être stockés dans des endroits lions de la forte humidité (baraquements, hangars...).

Installations Destinées A La Réparation Des Engins :

Les grosses réparations ne se font généralement pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

Installation Pour La Préfabrication :

Ce sont généralement des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes ...etc.

VII.3.Ordre d'exécution des travaux

- Installation du chantier;
- Implantation des axes des différents ouvrages;
- Coupure et dérivation de l'oued;
- Après l'achèvement des travaux dans la retenue proprement dit et en même temps nous achevons les travaux dans l'évacuateur de crues;
- Coupure finale et mise en eau.

VII.4.Succession des opérations du chantier

Travaux préparatoires :

- Aménagement des pistes de circulation des engins et des aires de stockage de matériaux de construction;
- Décapage de l'emprise de la digue et des installations du chantier;
 - Préparation des zones d'emprunt;
 - Déboisement et défrichage de la cuvette.

-Exécution de l'ouvrage :

- Remblaiement de la clé d'encrage et des fondations jusqu'au terrain naturel;
- Mise en place de la conduite de prise d'eau et celle de vidange de fond;
- Approvisionnement des matériaux filtrants;
- Exécution du remblai de la retenue;
- Génie civil des ouvrages de prise et de vidange de fond ;
- Génie civil de l'évacuateur de crues;
- Mise en place de revêtement des talus;
- Mise en place des équipements hydromécaniques;
- Travaux de finition, fermeture des zones d'emprunt, revêtement de la crête de la digue et de route d'accès....

VII.5.Besoins mécaniques des principaux travaux

Nous prévoyons une route d'accès à tous les ouvrages pendant la construction, les engins utilisés sont :

- Pour l'exécution des déblais et des remblais nous utilisons des bulldozers;
- Pour l'extraction des alluvions nous utilisons des pelles rétro;
- Pour le transport des terres nous utilisons des camions à benne;
- Pour les travaux de finition (régalage et compactage) nous utilisons des niveleuses et des compacteurs à pneus.

VII.5.1.Travaux de terrassement

Les travaux de terrassement sont exécutés avec le même matériel utilisé pour les voies d'accès (bulldozers, pelles retro, camions à benne, niveleuses, compacteurs à pneus...).

VII.5.2.Excavation de la fouille

L'excavation de la fouille (à ciel ouvert) se fait à l'aide de bulldozers et des pelles, la succession des travaux est comme suite:

- Creusage et déplacement des terres en utilisant un bulldozer;
- Chargement des terres dans des camions à benne à l'aide d'une pelle chargeuse ou en utilisant des chargeurs;
- Le transport des terres se fait à l'aide des camions à benne qui permettent aussi leur déchargement.

VII.5.3.Exécution de la digue

-Décapage de la couche de terre végétale :

- * Pour le creusage et le déplacement des terres nous utilisons des bulldozers;
- * Des chargeurs sont utilisés pour le chargement des terres;
- * Le transport des terres est assuré par des camions à bennes.

Exécution de la fouille du noyau :

- * Les terrains meubles seront excavés à l'aide des pelles;
- * Les terrains rocheux à l'aide d'explosifs.

Exécution du noyau de la digue :

- * Déchargement: se fait à l'aide des camions à bennes;
- * Régalage : se fait à l'aide de niveleuses;
- * Humectage : à l'aide des camions citernes;
- * Compactage : s'effectue en utilisant des compacteurs à pied de mouton jusqu'à atteindre la densité optimale.

VII.5.4.Exécution de l'évacuateur de crues

Il est nécessaire que les coffrages aient une raideur suffisante pour résister à la pression du béton, lors de sa mise en place et surtout au cours de la vibration. Les coffrages doivent être également suffisamment bien ajustés entre eux afin d'éviter les pertes de mortiers. Les fixations de coffrage intérieur au béton doivent être conçues de façon à ce que le démontage des coffrages puisse être effectué sans destruction du béton.

VII.6 Rendement des différents engins

Engin de prélèvement :

L'engin utilisé est la "chargeuse- pelleuse", munie d'une pelle rétro et d'un chargeur. Nous pourrions utiliser aussi l'excavateur; son rendement est estimé à:

$$R_{ex} = g.n. \frac{K_r \cdot K_u}{K_a}, \dots\dots\dots (VII-01)$$

- Avec n: nombre de cycles de l'excavateur (3600/T);
- T : durée d'un cycle f (distance et volume de la carrière);
- g : capacité du godet (2,15 ÷ 2,5)m³;
- K_r: coefficient de remplissage du godet (0,8 ÷ 0,9);
- K_u: coefficient d'utilisation (0,7 ÷ 0,9);
- K_a: coefficient d'ameublissement du sol (1,14 ÷ 1,25).

Engin de transport :

L'engin le plus souvent utilisé est le camion à benne, Son rendement est estimé à:

$$R_b = 60.Q. \frac{K_i \cdot K_u}{T}, \dots\dots\dots (VII.02)$$

- Avec : Q: capacité du camion benne ;
 - K_i: coefficient d'uniformité de présentation du camion de charge (0,9);
 - K_u: coefficient d'utilisation (0,85);
 - T : durée du cycle de travail f (chargement, transport, Déchargement, retour à vide).
- Le nombre de camions à benne qui doit être utilisé se déduit de la manière suivante:

$$n = \frac{R_{ex}}{R_b} \dots\dots\dots (VII.03)$$

-Engin de nivellement :

L'engin qui est utilisé souvent est la niveleuse, Son rendement est estimé à:

$$R_n = q * n * K_u * K_p \dots\dots\dots (VII.04)$$

- Avec Q: volume du sol devant la lame de niveleuse;
- n : nombre de cycle pour une opération complète;
- K_u: coefficient d'utilisation;
- K_p: coefficient de perte du sol.

Engin de compactage :

Les engins de compactage sont diversifiés et interviennent suivant la nature du sol à compacter et la profondeur, leur rendement est évalué suivant cette formule:

$$R = K. \frac{V.L.H}{N}, \dots\dots\dots (VII.05)$$

- Avec K: coefficient d'efficience;

- V: vitesse du compacteur;
- L: largeur traitée;
- H: épaisseur de la couche;
- N: nombre de passes.

VII.7.Planification

VII.7.1.Définition

C'est une méthode qui dispose le cadre pour rendre son travail efficace, elle consiste en:

- Installation des postes de travail;
- Observations instantanées;
- Analyse des tâches;
- Le chronométrage;
- Définition des objectifs et des attributions;
- Simplification des méthodes;
- Stabilisation des postes de travail.

VII.7.2.Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

VII.7.2.1.Méthodes basées sur le réseau

× Définition du réseau :

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

-Réseau à Flèches :

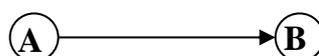
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération **A** précède l'opération **B**

-Réseau à nœuds :

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches



L'opération (**B**) ne peut commencer que si l'opération (**A**) est complètement achevée.

× Construction du réseau :

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

-Etablissement d'une liste des tâches :

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

-Détermination des tâches antérieures :

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

-Construction des graphes partiels

-Regroupement des graphes partiels

-Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage

-Construction du réseau.

*** Différentes méthodes basées sur le réseau :**

-Méthode C.P.M (méthode du chemin critique) :

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1^{ère} phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;

2^{ème} phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour par jour, selon l'unité de temps retenue ;

3^{ème} phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

-Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technic) :

C'est-à-dire technique d'ordonnement des tâches et contrôle des programmes, c'est une méthode consistant à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce à leur chronologie et leur dépendance concourent toutes à l'obtention d'un produit fini.

-Méthode P.D.M (Procedure Diagram Method)

C'est une méthode basée sur le réseau à nœuds et développe trois (3) relations à savoir :

- Commencement de l'opération (A) et (B);
- Finition de l'opération (A) et commencement de (B);
- Finition de l'opération (A) et finition de l'opération (B).

*** Méthodes basées sur le graphique :**

-Méthode linéaire (ligne of balance technic) :

Cette méthode est destinée à la planification des projets de construction dont les travaux son répétitifs.

-Méthode à barres :

Cette technique consiste à déterminer deux réseaux et un diagramme à barres (plan de travail)

VII.7.2.2. Les étapes de la planification

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend les étapes suivantes :

-Collection des informations :

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

-Décomposition du projet :

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières ; nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

-Relations entre les tâches :

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

VII.7.2.3. Choix de la méthode de calcul

Le choix de la méthode de calcul repose essentiellement sur le type d'ouvrage à construire.

Il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode C.P.M.

VII.7.3. Les paramètres de la méthode C.P.M

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

TR : temps de réalisation ;

DCP : date de commencement au plus tôt ;

DCPP : date de commencement au plus tard ;

DFP : date de finition au plus tôt ;

DFPP : date de finition au plus tard ;

MT : marge totale.

Et :
$$\begin{cases} \mathbf{DFP} = \mathbf{DCP} + \mathbf{TR} \\ \mathbf{DCPP} = \mathbf{DFPP} - \mathbf{TR} \end{cases}$$

VII.7.3.1. Chemin critique (CC)

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$CC \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{c,c} = D.T.P \end{cases}$$

VII.7.3.2. Attribution des durées de chaque opération

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- ✗ Le nombre de ressources (moyens humains et matériels); dimensions du projet.
- ✗ En utilisant les normes **C.N.A.T**, on pourra appliquer la formule suivante:

$$T = \frac{Q.N}{n}$$

Avec :

$$\begin{cases} Q = \text{quantité de travail} \\ N = \text{rendement} \\ n = \text{nombre d'équipes} \end{cases}$$

VII.7.4 Les plannings :

Il existe trois types de plan de travail

VII.7.4.1 Plan de travail au plus tôt

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

VII.7.4.2 Plan de travail au plus tard (ptpp)

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

VII.7.4.3. Plan De Travail Intermédiaire

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date au plus tôt et date au plus tard ; l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

VII.8. Délai de construction et programme des travaux

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation en bon escient la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer l'efficacité de l'action entreprise moyennant le respect de certaines exigences dont entre autres :

- Le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations ;
- Le respect des délais de réalisation pour chaque opération

-Faire le travail le plus économiquement possible.

Ainsi, cette rationalisation des travaux est tributaire de certaines conditions à savoir la mécanisation maximale des travaux, disponibilité d'un matériel de construction de haut rendement asservi par du personnel qualifié; bon état du réseau routier servant à l'exécution des opérations de transport; la combinaison dans le temps de différents travaux sur plusieurs fronts sans en pénaliser leur bonne réalisation.

VII.9.Symboles des différentes opérations

Tableau.VII.1.Symboles des opérations

Phases des Travaux	Opérations	Duré (mois)
<i>Phase 01</i> : Travaux de préparation, installation de chantier, développement du réseau routier assurant l'accès au chantier;	A	1
<i>Phase 02</i> : décapage et réalisation de la portion de tranchée d'ancrage au droit de la conduite de vidange ;	B	1
<i>Phase 03</i> : décapages généraux et ouverture de la tranchée d'ancrage ;	C	2
<i>Phase 04</i> : préparation des zones d'emprunt ;	D	2
<i>Phase 05</i> : déboisement de la cuvette ;	E	3
<i>Phase 06</i> : remblai de la tranche d'ancrage et des fondations	F	1
<i>Phase 07</i> : approvisionnement du filtre	G	2
<i>Phase 08</i> : mise en place un système de drainage	H	1
<i>Phase 09</i> : remblai compacté	I	4
<i>Phase 10</i> : excavations de l'évacuateur de crues	J	1
<i>Phase 11</i> : génie civil de l'évacuateur de crues	K	2
<i>Phase 12</i> : revêtements de talus	L	3
<i>Phase 13</i> : équipements hydraulique	M	1

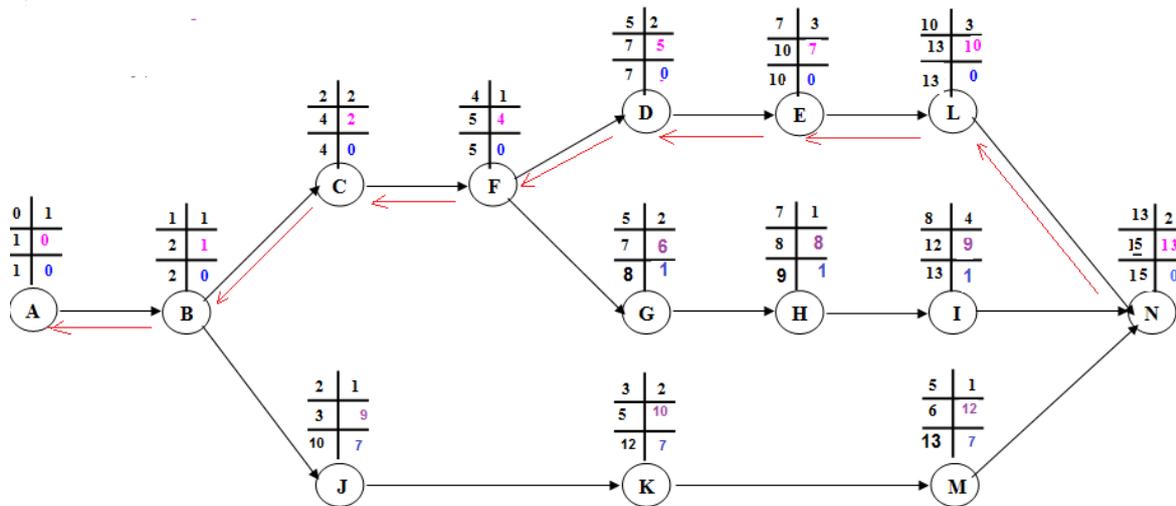


Figure.VII.1.Réseau à nœuds

VII.10 Détermination des chemins critiques

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Ainsi on obtient les résultats consignés dans le tableau suivant :

Tableau.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	1	0	1	0	1	0
B	1	1	2	1	2	0
C	2	2	4	2	4	0
D	2	5	7	5	7	0
E	3	7	10	7	10	0
F	1	4	5	4	5	0
G	2	5	7	6	8	1
H	1	7	8	8	9	1
I	4	8	12	9	13	1
J	1	2	3	9	10	7
K	2	3	5	10	12	7

L	3	10	13	10	13	0
M	1	5	6	12	13	7
N	2	13	15	13	15	0

D'après le chemin critique, le temps de réalisation de la retenue collinaire *Haouch EL Kebir* est égal à 15 mois.

Tableau VII.03: Programme des travaux pour la réalisation de la retenue collinaire Haouch EL Kebir

Phase de réalisation	Mois 01	Mois 02	Mois 03	Mois 04	Mois 05	Mois 06	Mois 07	Mois 08	Mois 09	Mois 10	Mois 11	Mois 12	Mois 13	Mois 15
Phase 01 : Travaux de préparation, installation de chantier, développement du réseau routier pour le chantier;	1													
Phase 02 : décapage et réalisation de la portion de tranchée d'ancrage au droit de la conduite de dérivation provisoire; vidange		1												
Phase 03 : décapages généraux et ouverture de la tranchée d'ancrage			2											
Phase 04 : préparation des zones d'emprunt						2								
Phase 05 : déboisement de la cuvette								3						
Phase 06 : remblai de la tranche d'ancrage et des fondations					1									
Phase 07 : approvisionnement du filtre						2								
Phase 08 : mise en place un système de drainage								1						
Phase 09 : remblai compacté									4					
Phase 10 : excavations de l'évacuateur de			1											

crue														
Phase 11 : génie civil de l'évacuateur de crues			2											
Phase 12 : revêtements de talus									2					
Phase 13 : équipements hydraulique					1									
Phase 14 : travaux des finitions												2		

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.

Conclusion générale :

L'avantage d'une étude de faisabilité d'un barrage est la pluridisciplinarité de ses activités : l'hydrologie, la géologie, l'hydraulique, le génie civil et le mangement; dont on tiré certaines remarques:

Un petit barrage doit rester un ouvrage de conception simple, de réalisation simple, d'entretien simple. Mais ce critère de simplicité doit toujours laisser le pas au critère de sécurité.

Le choix de la variante a été fait, en fonction de l'étude technico-économique, et des sols avoisinant, et on a opté pour une digue homogène en argile vu la disponibilité des matériaux de construction.

d'après les études géologique, géotechnique, hydrologiques, étude des variantes et l'étude des ouvrages annexes on peut dire que notre barrage est faisable de point de vue technique et économique.

L'agriculteur va enfin être desservi en eau d'irrigation et va réfléchir à aménager de nouveaux terrains et de nouvelles cultures (arboriculture, céréaliculture....)

BIBLIOGRAPHIE :

B. TOUAIBIA -2004. .Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida.

B. TOUAIBIA ET B. BENLAOUKLI-2004. Introduction au dimensionnement des retenues collinaires. ENSH Blida.

.(annexe II-1): Analyse granulométrique. le TABLEAU SUIVANT RECAPITULE LES RESULTAT OBTENUS :

ECH	DESIGNATION	CAILLOUX %	GRAVIERS %	GROS SABLE %	SABLE FIN %	LIMON %	ARGILE %
HAOUCH EL KEBIR	F1-Zone emprunt 2.9m	0	3	11	15	10	60
	F3 Zone emprunt	0	4	10	14	12	59
	2.5m- Zone emprunt	0	3	10	15	10	61
	F4-2.5m-Zone emprunt	0	5	9	13	12	60

ECH	DESIGNATION	WL	WP	IP	ACTIVITE ARGILEUSE %
HAOUCH EL KEBIR	F1-Zone emprunt 2.9m	44.35	19.77	24.58	0.41
	F3 Zone emprunt	42.66	18.62	24.04	0.407
	2.5m- Zone emprunt	44.28	19.35	24.93	0.409
	F4-2.5m-Zone emprunt	44.45	19.5	24.95	0.416

.(annexe II-2) ESSAIS DE LIMITES D'ATTERBERG ::le tableau suivant recapitule les résultat obtenus :

Essais de Proctor normal :

.(annexe II-3) Les valeurs sont donnée dans le tableau suivant

ECH	DESIGNATION	W%	Densite sèche maximal

HAOUCH EL KEBIR	F1-Zone emprunt 2.9m	4.8	1.78
	F3 Zone emprunt	4.9	1.75
	2.5m- Zone emprunt	4.3	1.76
	F4-2.5m-Zone emprunt	5.4	1.77

ESSAIS MECANIQUE :

1) Essais de cisaillement : (Annexe II-4)

ECH	DESIGNATION	Angle de frottement	Coefficient de cohésion
HAOUCH EL KEBIR	F1-Zone emprunt 2.9m	26.73	0.49
	F3 Zone emprunt	25.57	0.55
	2.5m- Zone emprunt	25.57	0.55
	F4-2.5m-Zone emprunt	24.68	0.6

Essais œdométriques : (Annexe II-5)

ECH	DESIGNATION	Indice de compression CC %	Indice de gonflement Cg %
HAOUCH EL KEBIR	F1-Zone emprunt 2.9m	14,16	07,07
	F3 Zone emprunt	13,82	07,00

	2.5m- Zone emprunt	14,16	06,93
	F4-2.5m-Zone emprunt	13,48	7,21

Essais de perméabilité : (Annexe II-6)

ECH	DESIGNATION	Coefficient de perméabilité K(m ² /s)	observation
HAOUCH EL	F1-Zone emprunt 2.9m	3 ,55 . 10-6	Semi-perméable
KEBIR	F3 Zone emprunt	7,05 . 10-6	Semi-perméable
	2.5m- Zone emprunt	6,89 . 10-6	Semi-perméable
	F4-2.5m-Zone emprunt	2,09 . 10-6	Semi-perméable

(annexIII-1):Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)

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

(annexIII-2)Pluies maximales journalières prise de la station 01-09-04

Pmax j	année
24,6	1987
37	1988
18,3	1989
101	1990
88,2	1991
62,8	1992
47	1993
85,9	1994
135,4	1995
118,1	1996
120,3	1997
69,1	1998
73,4	1999
90,1	2000
38,3	2001
64,5	2002
87,7	2003
52,4	2004
73,9	2005
70,2	2006
52,5	2007
108,2	2008

(AnnexIII-
l'hydrogramme de crue δ

3) : Coefficient de forme de
:

Description du cours d'eau	Valeur de δ
Petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables.	2,0 – 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.	3,0 – 4,0
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordements étendues.	4,0 – 7,0

AnnexIII-4) : Différentes valeurs de « α »

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

annexe III-5: Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm³)

Mois	A80%(hm ³)	U80%(Mm ³)	A-U(Mm ³)	Première consigne d'exploitation			Deuxième consigne d'exploitation		
				Vrf(Mm ³)	Vri(Mm ³)	S(Mm ³)	Vrfi(Mm ³)	Vri(Mm ³)	S(Mm ³)
				0,042354			-0,01029961	0,042354	0,05265361

Oct	0,03	0,011626	0,018374						
				0,060728	0,060728		0,008074		
Nov	0,038	0,003720	0,034280						
				0,095008	0,095008		-0,003471	0,042354	0,04582539
Dec	0,037	0,000000	0,037000						
				0,132008	0,132008		0,033529		
Jan	0,035	0,000000	0,035000						
				0,167008	0,158745	0,008263	0,068529		
Fev	0,033	0,000000	0,033000						
				0,191745	0,158745	0,033000	0,101529		
Mar	0,029	0,002325	0,026675						
				0,185420	0,158745	0,026675	0,128203		
Avr	0,039	0,015114	0,023886						
				0,182631	0,158745	0,023886	0,152090		
Mai	0,032	0,025345	0,006655						
				0,165400	0,158745	0,006655	0,158745		
Juin	0,011	0,038831	-0,027831						
				0,130914	0,130914		0,130914		
Juil	0,008	0,051155	-0,043155						
				0,087759	0,087759		0,087759		
Aout	0,013	0,048829	-0,035829						
				0,051930	0,051930		0,051930		
Sep	0,026	0,035576	-0,009576						
				0,042354	0,051930		0,042354	0,042354	
						0,098479			S=0,098479

.(**Annexe IV-1**) : Valeur de C

Pentes des talus	Valeur de C en fonction du poids spécifique		
	$\delta = 2,5$	$\delta = 2,65$	$\delta = 2,80$
1 :3	0,028	0,025	0,023

.(**Annexe IV-2**): Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.

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

(**AnnexeIV-3**): Valeurs indicatives des pentes des talus.

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

(**AnnexeIV-4**) : Valeur de Iadm en fonction du type d'ouvrage.

Type de sol :	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.5	1.5	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.70	0.80	0.90	1.00
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

(l'Annexe V-01: Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation

Type de sol de fondation	Classe des barrages			
	I	II	II	IV
	Hauteur de barrage(m)			
Sol rocheux	>100	70÷100	25÷70	<25
Sols sablonneux, pierreux, terrain argileux non plastique	75	35÷75	15÷35	<15
Terrain argileux plastique	>50	25÷50	15÷25	<15

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

Sol du corps du barrage.	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	1.0
Limon sableux	0.55	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75