

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPÉRIEUR DE L'HYDRAULIQUE- ARBAOUI ABDALLAH-

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'UN PETIT BARRAGE
SUR OUED FERGOUG
(W.MASCARA)**

Présenté par :

M^r : KERROUMI MOHAMED

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

	Nom et prénom	Garde	Qualité
M^r	B. BENLAOUKLI	M C .B	Président
M^r	A. ZEROUAL	M A .B	Examineur
M^{eme}	N. SAIL	M A .A	Examinatrice
M^{eme}	S. BERBACHE	M A .A	Examinatrice
M^{eme}	HADJ SADOK.N	M A .A	Promotrice

Le Juillet - 2012

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à tous ceux que j'aime mais surtout :

*A mes parents qui ont toujours été les étoiles de mon ciel et ont délimité mon
Chemin depuis ma naissance, je ne les remercierai jamais assez (ma mère et mon
père que Dieu me les garde);*

A mes frères : Kada, Abdelrahman;

A Ma fiancée ;

*A toutes mes amis(es): Bilel, Mourad, Adel, Cherif, Soumia, Amine,
nourdine, Ali, Taki, Tarek, Rokia;*

A mon collègue et ami Bilel Khoudja

A tout les enseignants de l'ENSH qui m'ont accompagné durant mes études ;

A tous mes collègues de L'ENSH surtout la promotion 2007;

A toute personne utilisant ce document pour un bon usage.

Mohamed

Remerciements

Je remercie Dieu le tout puissant, pour m'avoir donné la santé, le courage et la volonté d'étudier et pour m'avoir permis de réaliser ce modeste travail dans les meilleures conditions. J'aimerais exprimer ma gratitude pour la patience, le soutien et l'aide qu'a pu m'apporter ma promotrice M^{me} : Hadj Sadoû N ainsi que M^r: Hassane et M^r: Zerooual. A, pour ces orientations et son compréhension.

Mes remerciements également à :

Monsieur Boudjouad Mourad et M^{me} Aouali: ingénieurs en hydraulique pour leurs encouragements et leurs aides ;

Tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce travail ;

Tous les enseignants qui ont contribué à ma formation du primaire jusqu'au cycle universitaire ;

Aux membres du jury qui me feront l'honneur d'examiner mon travail.

Enfin un grand merci tout spécial à ma famille, à mes parents qui m'ont permis de poursuivre mes études, à mes frères, ainsi qu'à tous mes amis qui n'ont cessé de me soutenir et de m'encourager au cours de mes années d'études et de m'avoir plus d'une fois remonté le moral. Qu'ils trouvent ici l'expression de ma profonde reconnaissance.

Mohamed

تعتبر السدود من اكبر خزانات المياه التي تستعمل في مختلف الميادين لذلك قمنا في عملنا هذا بدراسة إمكانية إنجاز سد على واد فرقوق ببلدية المحمدية ولاية معس. باعتبار إنشاء هذا السد سيسمح بسقي الأراضي الفلاحية المجاورة والتي تقدر بـ 520 هكتار.

ومن أجل هذا يجب التحقق من الشروط الجيولوجية والهيدرولوجية والطبوغرافية، ثم نقوم باختيار وحساب النموذج الأنسب للسد وكذلك المنشآت الملحقة بهذا السد وذلك لضمان الاستغلال
فيما يتعلق بالإنجاز قمنا بشرح ق و دقيق يضم مختلف أطوار

Résumé

Les barrages sont les plus grands réservoirs d'accumulation des eaux qui sont utilisées dans les divers domaines. Dans ce travail nous avons étudié la possibilité de réaliser un barrage dans l'oued de FERGOUG sis dans la commune d'El-Mohammadia, W. Mascara. La réalisation de ce barrage va permettre d'irriguer une surface agricole avoisinante de presque 520 Ha.

Pour cela, il faut vérifier que les conditions géologiques, hydrologiques et topographiques sont favorables, puis nous choisissons et nous calculons le modèle de barrage le plus adéquat ainsi que le type et les détails des ouvrages annexes qui assureront une exploitation sécurisée et un bon fonctionnement pendant toute la vie de l'ouvrage. Pour la réalisation nous avons élaboré une note explicative contenant les différentes étapes de calcul.

Abstract

Dams are the big reserves of water which are used in different fields.

Our dissertation, we have studied the possibility of realizing a dam in the valley of FERGOUG situated in El-Mohammadia, (Mascara). The realization of this dam will allow us to irrigate a neighboring agricultural surface of about 520 Ha.

In order to do so, we should check that the geological, hydrological and topographical conditions are favorable, and then ancillaries choosy and calculating the most adequate dam model. Also the type and the details of annexes which insure safety exploitation and a good function all over the age of the dam. For the realisation this ain we gave an explanation supplements containing the various stages of calculation.

Sommaire

	Introduction générale.....	1
	Chapitre I : Etude topographique	
I-1	Introduction.....	2
I-2	Les critères de Choix du site.....	2
I-3	Situation géologique de la zone d'étude	2
I-4	Localisation des sites sur la carte d'état-major	3
I-5	choix de l'axe du barrage	4
I-6	Conclusion	5
	Chapitre II : Etude géologique et géotechnique	
II-1	Généralité.....	6
II-2	Etude géologique.....	6
II-2-1	Objectifs de l'étude géologique.....	6
II-2-2	Géologie régionale et tectonique	6
II-2-2-1	L'aléa sismique	6
II-2-2-2	Classification des zones sismiques	8
II-2-3	Géologie régionale	9
II-2-4	Géologie de site et de la cuvette	10
II-2-5	La coupe géologique.....	12
II-3	Etude géotechnique	13
II-3-1	Introduction.....	13
II-3-2	Zone d'emprunt des matériaux.....	14
II-3-3	Les Résultats des essais	15
II-4	Conclusion et Recommandations	17
	Chapitre III : Etude hydrologique	
	Introduction.....	18
III-1	Caractéristiques du bassin versant.....	18
III-1-1	Caractéristiques géométrique.....	18
III-1-2	Le relief	18
III-1-2-1	Courbe hypsométrique	18
III-1-2-2	Les altitudes caractéristiqueS	20
III-1-2-3	Les pentes	20
III-1-3	Caractéristiques hydrographiques	20
III-2	Caractéristiques climatique du bassin versant	22
III-2-1	L'évaporation	22
III-2-2	Données de la température	22

Sommaire

III-2-3	Données pluviométrique	23
III-3	Les pluies maximales journalières	25
III-3-1	Ajustement des pluies maximales journalières	25
III-3-1-1	la loi de GUMBEL	25
III-3-1-2	Pluie de courte durée	27
III-4	Etudes des apports	29
III-4-1	Apports liquides	29
III-4-1-1	Estimation de l'apport moyen annuel (A_0)	29
III-4-1-2	Caractéristiques de l'écoulement	30
III-4-1-3	Les apports fréquents	30
III-4-1-4	Répartition mensuelle de l'apport fréquentielle.....	31
III-4-2	Apport solide	31
III-4-2-1	Estimation des apports solides	31
III-5	Etude des crues	32
III-5-1	Estimation de débit de crue	32
III-5-2	Hydrogramme de crue	33
III-5-3	Choix de la crue de projet	36
III-6	Courbes capacité-hauteur et surface hauteur	36
III-7	Régularisation des débits	38
III-7-1	Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes	38
III-7-2	Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes	40
III-7-2-1	Estimation de l'erreur	41
III-8	Laminage des crues	43
III-8-1	Estimation du débit de crue laminée	43
III-8-2	Estimation de la charge au-dessus de déversoir	44
III-8-3	Etude d'optimisation	47
III-8-3-1	Calcul du cout approximatif de la digue	47
III-8-3-2	Calcule de la revanche	47
III-8-3-3	Calcul de la cote de la crête	48
III-8-3-4	Calcul de la largeur en crête	48
III-8-3-5	Longueur de la crête de la digue	49
III-8-3-6	Calcul du coût de la digue	49
III-8-3-7	Calcul du coût de l'évacuateur de crues	50
III-8-3-7-1	Coût du déversoir	50
III-8-3-7-2	Calcul du canal d'approche	51
III-9	Tableau récapitulatif	52

Sommaire

Chapitre IV : Etude des variantes de la digue

IV-1	Introduction.....	53
IV-2	Choix des variantes de la digue	54
IV-3	Construction de la section transversale du barrage	55
IV-3-1	Hauteur de barrage	55
IV-3-2	Calcul de la revanche	55
IV-3-3	Calcul de la cote de la crête	56
IV-3-4	Calcul de la largeur en crête	56
IV-3-5	Longueur en la crête de la digue	57
IV-3-6	Calcul des fruits de talus	57
IV-3-7	Les bermes	58
IV-3-8	Revêtement des talus	58
IV-3-9	Dimensionnement du noyau	60
IV-3-10	Drainage	61
IV-3-11	Protection de la crête	62
IV-4	Etude Technico-économique	62
IV-4-1	Estimation des volumes de travaux et de cout de différentes variantes.....	63
IV-4-2	Choix final du type de barrage	64
IV-5	Conclusion	65

Chapitre V : Etude de la variante retenue

V-1	Dimensionnement	66
V-1-1	noyau	66
V-1-2	Protection des talus	66
V-1-3	Clef d'étanchéité	68
V-1-4	Les filtres et les drains	68
V-1-4-1	Règles de dimensionnement	68
V-1-4-2	Calcul des filtres	68
V-1-4-3	Détermination de la courbe granulométrique des Filtres	69
V-1-4-4	Vérification de la nécessité de construire un filtre entre la digue et le drain.....	70
V-1-4-5	Calcul des drains	70
V-1-5	Protection de la crête	71
V-2	Calcul des infiltrations	72
V-2-1	La ligne de saturation	72
V-2-2	Calcul du débit de fuite à travers la digue	74
V-2-3	Calcul du débit de fuite a travers la fondation.....	74
V-3	Etude de stabilité	75
V-3-1	Calcul des forces appliquées à chaque tranche.....	77

Sommaire

V-3-2	Classement des forces	78
V-3-3	Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement.....	79
V-3-3-1	Calcul du K_s dans le cas d'une vidange rapide.....	79
V-4	Conclusion.....	81

Chapitre VI : Les ouvrages annexes

VI-1	Présentation générale	82
VI-2	Critères de dimensionnement	82
VI-3	L'évacuateur de crues	83
VI-3-1	Choix de l'évacuateur de crue	83
VI-3-2	Dimensionnement de l'évacuateur de crue	83
VI-3-2-1	Canal d'approche	84
VI-3-2-2	Le déversoir	85
VI-3-2-3	Canal d'écoulement	86
VI-3-2-4	Le convergent	87
VI-3-2-5	Le coursier	87
VI-3-2-6	Bassin d'amortissement	90
VI-3-2-7	Canal de fuite	92
VI-3-3	Conception de l'évacuateur de crues	94
VI-3-3-1	Hauteurs des murs bajoyers	94
VI-4	Vidange de fond	94
VI-4-1	Détermination du diamètre de la vidange de fond	95
VI-5	Prises d'eau	96
VI-6	Dérivation provisoire	97
VI-7	Batardeau	97

Chapitre VII : Organisation de chantier

VII-1	Introduction	98
VII-2	Travaux préparatoires	98
VII-3	Réalisation de la galerie de dérivation, la vidange de fond et la prise d'eau.....	98
VII-4	Réalisation de l'évacuateur de crue	99
VII-5	Réalisation du corps du barrage.....	99
VII-6	Planning.....	99
VII-7	Devis estimatif du barrage et ouvrages annexes	101
VII-6	Conclusion	102

Chapitre VIII : Protection et sécurité de travail

VIII-1	Introduction.....	103
VIII-2	Comite de sécurité	103
VIII-3	Instructions structurelles sur la sécurité	103
VIII-3-1	Instructions à donner aux travailleurs et aux visiteurs du chantier.....	103
VIII-3-2	Instructions à donner au Chef d'équipe.....	103
VIII-4	Contrôle et entretien du matériel	103
VIII-5	Organisation du service de la sécurité d'ouvrage.....	104

Sommaire

VIII-6	Principes fonctions du service de sécurité	104
VIII-7	Les causes des accidents de travail.....	105
VIII-7-1	Conditions dangereuses dans le chantier	105
VIII-7-2	Actions dangereuses	105
VIII-7-3	Mesures préventives	106
VIII-8	Conclusion	106
	Conclusion générale	107
	Références bibliographiques	108
	Annexes	

Liste des tableaux

Chapitre II : Etude géologique et géotechnique

Tableau II-1	Résultats des essais sur les échantillons	16
---------------------	---	----

Chapitre III : Etude hydrologique

Tableau III-1	Coordonnées de la courbe hypsométrique	18
Tableau III-2	les caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant	21
Tableau III-3	répartition mensuelle de l'évaporation	22
Tableau III-4	Variation annuelle de la température	23
Tableau III-5	Station pluviométrique disponible	24
Tableau III-6	Répartition mensuelle des pluies moyennes de la station de Mascara.....	24
Tableau III-7	Les paramètres statistiques de l'échantillon	25
Tableau III-8	Ajustement à la loi de GUMBEL	26
Tableau III-9	Pluie maximales journalières pour les différentes fréquences	27
Tableau III-10	Pluies de courtes durées et leur intensité	27
Tableau III-11	Estimation de l'apport moyen annuel	29
Tableau III-12	Caractéristiques de l'écoulement	30
Tableau III-13	Apports fréquents	30
Tableau III-14	Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%.....	31
Tableau III-15	débit de point des différentes fréquences	32
Tableau III-16	Les valeurs de débit de formules Giandotti	33
Tableau III-17	Courbes topographiques et volumétriques	37
Tableau III-18	Répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation	38
Tableau III-19	Régularisation saisonnière suivant la 1 ^{ère} consigne	39
Tableau III-20	Les volumes des pertes dans la retenue	40
Tableau III-21	Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)	41
Tableau III-22	Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes).....	42
Tableau III-23	calcul de la 1 ^{ère} étape	45
Tableau III-24	calcul de la 2 ^{ème} étape	45
Tableau III-25	calcul de la 3 ^{ème} étape	45
Tableau III-26	Récapitulatif des résultats	47
Tableau III-27	Calcul de la revanche par la formule de Davis	48
Tableau III-28	Calcul de la largeur en crête	49
Tableau III-29	récapitulatif des résultats	49
Tableau III-30	coût de la digue	49
Tableau III-31	.coût de déversoir	50
Tableau III-32	coût du canal d'approche	51
Tableau III-33	coût Totale du barrage	51
Tableau III-34	Récapitulatif des résultats	52

Chapitre IV : Etude des variantes de la digue

Tableau IV-1	Calcul de la revanche par la formule de Davis	56
Tableau IV-2	Calcul de la largeur en crête	57
Tableau IV-3	Les valeurs indicatives des fruits de talus	57
Tableau IV-4	Epaisseur de l'enrochement et D_{50} minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague.....	59
Tableau IV-5	gradient hydraulique admissible en fonction du type d'ouvrage	60
Tableau IV-6	volume de travaux et cout de la variante I	64
Tableau IV-7	volume de travaux et cout de la variante II	64
Tableau IV-8	volume de travaux et cout de la variante III	64

Chapitre V : Etude de la variante retenue

Tableau V-1	Coordonnées de la parabole de KOZENY	73
Tableau V-2	valeurs de k_1 et k_2	76
Tableau V-3	Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement	80

Chapitre VI : Les ouvrages annexes

Tableau VI-1	calcul des coordonnées de profil du déversoir	85
Tableau VI-2	donnée de départ	89
Tableau VI-3	Ligne d'eau à pas d'espace de 10m.....	89

Chapitre VII : Organisation de chantier

Tableau VII-1	Symboles et durée des opérations.....	100
Tableau VII-2	devis estimatif.....	101

Liste des figures

Chapitre I : Etude topographique

Fig. I-1	Carte du découpage administratif	3
Fig. I-2	Représentation des axes choisis	4

Chapitre II : Etude géologique et géotechnique

Fig. II-1	présentation de la zone sismique.....	7
Fig. II-2	carte de zonage sismique du territoire national (RPA, Version 2003).....	8
Fig. II-3	l'emplacement de l'axe de la digue sur la carte d'état major	12
Fig. II-4	Coupe géologique Sur l'axe de la digue	12
Fig. II-5	Situation géographique de la zone prospectée et la position des fouilles.....	13
Fig. II-6	vue de la zone d'emprunt N°01.....	14

Chapitre III : Etude hydrologique

Fig. III-1	Répartition en % des surfaces partielles et courbe hypsométrique.....	19
Fig. III-2	Bassin versant	19
Fig. III-3	Réseau hydrographique	20
Fig. III-4	Répartirions de l'évaporation mensuelle.....	22
Fig. III-5	Variation annuelle de la température.....	23
Fig. III-6	Carte de la pluviométrie de l'ANRH (1922-1990).....	24
Fig. III-7	Répartitions de la pluviométrie mensuelle.....	25
Fig. III-8	ajustement des pluies à la loi de Gumbel	26
Fig. III-9	Courbes des pluies de courtes durées	28
Fig. III-10	Courbes des intensités fréquentielles.....	28
Fig. III-11	Apports mensuels (%).....	31
Fig. III-12	Hydrogramme de crue pour différents périodes de retour.....	35
Fig. III-13	Courbes topographiques et volumétriques	37
Fig. III-14	courbe du débit en fonction du volume	46
Fig. III-15	Courbe du débit en fonction de la hauteur	46
Fig. III-16	Courbes d'optimisations	52

Chapitre IV : Les ouvrages annexes

Fig. IV-1	Dimensions du déversoir	85
Fig. IV-2	Linge d'eau dans le coursier	90

Chapitre VII : Organisation de chantier

Fig. VII-1	réseau des différentes opérations.....	100
------------	--	-----

Liste des planches

- Planche N°01 : Vue en plan de l'aménagement.
- Planche N°01 : Profile type des différentes variantes.
- Planche N°01 : Différentes coupes de la digue.
- Planche N°01 : Schéma de calcul de la stabilité.
- Planche N°01 : Vue en plan et coupes de l'évacuateur de crue.
- Planche N°01 : Profil en long de la vidange de fond.
- Planche N°01 : Diagramme de GANT.

Liste des annexes

- A : Courbe granulométrique du matériau.
- B.1 : Précipitations annuelles et P_{jmax} de la station d'Ain –Fares(11409).
- B.2 : Tableau de l'hydraugramme de crue pour la différente période de retour.
- C.1 : Abaque de CASAGRANDE.
- C.2 : Résultat de calcul de stabilité.
- D : Abaque de dimensionnement du Bassin d'amortissement type II.

Introduction générale

L'eau douce, est un élément indispensable pour la vie. Aussi nécessaire pour tout développement que ce soit agricole ou industriel.

Le développement de notre pays suppose la maîtrise des ressources en eau, parmi lesquelles les eaux de surface qui ont une importance vitale pour toute entreprise agricole ou pastorale entre autres. Depuis la dernière décennie, l'édification des barrages a été une solution très largement utilisée pour résoudre les délicats problèmes de mobilisation des ressources en eau.

La majorité des barrages d'Algérie ont été atteint par le problème d'envasement, parmi ces derniers il y a le barrage de FERGOUG qui se trouve dans la wilaya de Mascara avec une capacité de plus de 18 Mm³ et qui n'est que de 600 000 m³ actuellement.

Afin d'y remédier, on se propose d'étudier un petit barrage dans l'Oued de Fergoug (à côté de l'ancien) dans le but découvrir le manque cumulé par le barrage de Fergoug dû au problème de l'envasement.

L'objectif de ce projet est de confirmer ou d'écarter la possibilité de construction d'un petit barrage sur oued Fergoug, le type de futur barrage est conditionné par le type et la quantité des matériaux disponible au voisin du site choisi, après sa construction l'eau retenue par le barrage sera destiné à l'irrigation au premier lieu du fait que la région est agricole et qu'elle s'oppose aux graves problèmes liés au manque d'eau. D'autant plus que ce barrage participera à l'approvisionnement en eau potable.

I. Etude topographique :

I-1 Introduction:

Le but principal de l'étude topographique est d'établir les documents nécessaires pour les avants projets (plans, cartes, documents...) qui permettront aussi en premier lieu de se prononcer sur l'aptitude topographique du site et de positionner au mieux le barrage et ses ouvrages annexes.

Afin de rependre aux conditions économiques, plusieurs variantes de choix des axes du barrage vont faire l'objet d'une étude comparatif, pour choisir la meilleure solution de point de vue économique et technique.

I-2 Les critères de choix du site :

Parmi les critères déterminants du choix d'un site d'un petit barrage, on distingue les différents points suivants :

- Garantir la quantité d'eau qui sera piégée dans la retenue.
- Bonne Géologie pour l'emplacement de la digue et de la retenue.
- Un resserrement de la gorge liant les deux rives, soit une vallée étroite, d'où le volume de la digue sera minimum.
- Choisir l'emplacement rapproché des zones d'accès existantes facile afin d'éviter la création d'autres voies importantes pour les engins et la main d'œuvre.
- Un site convenable à l'emplacement des ouvrages annexes.

I-3 Situation géographique de la zone d'étude :

Les communes de MOHAMMADIA et FRAGUIG dépendent administrativement de la wilaya de MASCARA, leurs territoires délimités comme suit :

Au Nord : Commune de Sidi Abdelmoumene

Au Sud : Commune de Hacine et Mamounia

A l'Ouest : Commune de Bouhenni et Moctadouz

A l'Est : Commune de Ain Fares et Sedjerara

La figure suivante représente le découpage administratif de la zone étudiée.

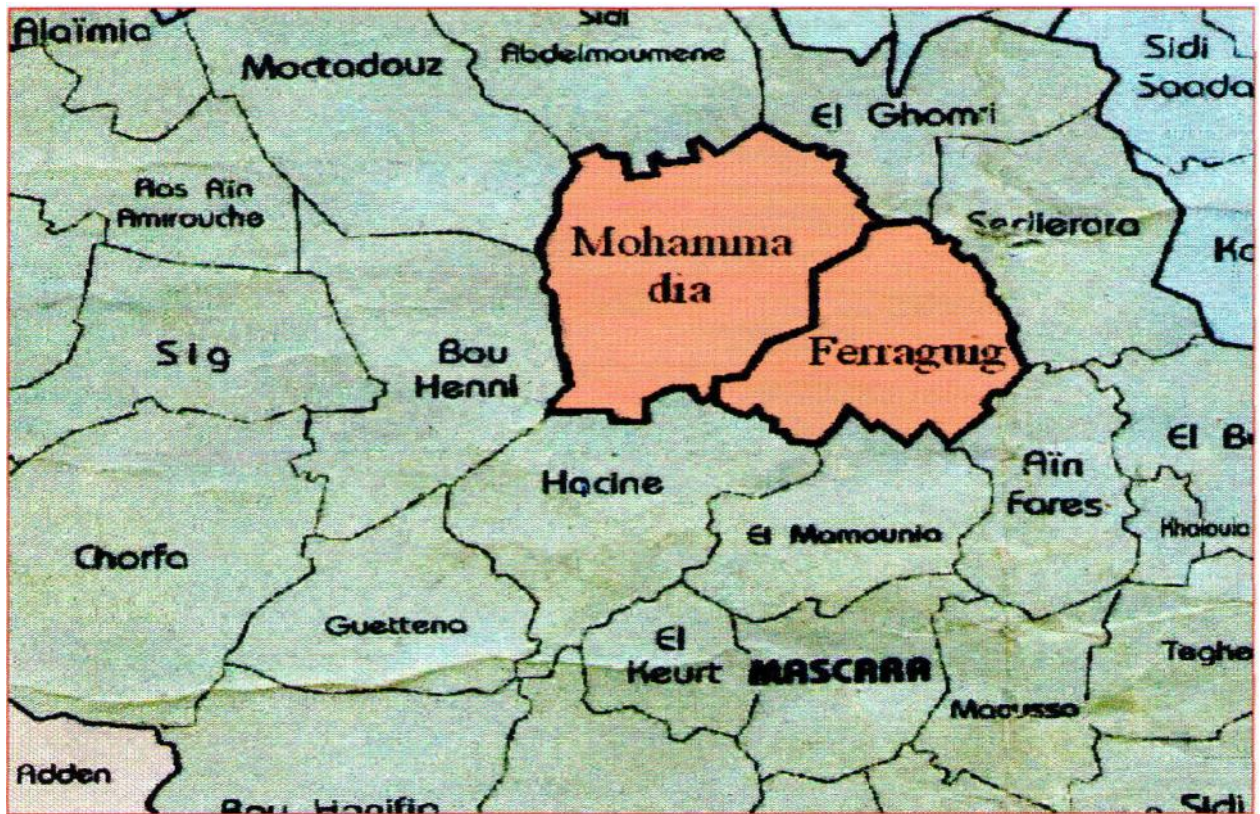


Figure. I.1. Carte du découpage administratif

I-4 Localisation des sites sur la carte d'état-major :

Nous avons envisagé trois sites sur Oued Fergoug :

- 1^{er} site dont les coordonnées U.T.M sont :

X = 234,277 Y = 3934,400 Z = 100,00

Et les coordonnées Lambert sont :

X = 261,600 Y = 250,100 Z = 100,00

- 2^{ème} site dont les coordonnées U.T.M. sont :

X = 244,700 Y = 3932,200 Z = 350,00

Et les coordonnées Lambert sont :

X = 272, 100 Y = 247,900 Z = 350, 00

- 3^{ème} site dont les coordonnées U.T.M sont :

X = 246, 100 Y = 3930, 100 Z = 420,00

Et les coordonnées Lambert sont :

X = 274, 200 Y = 245, 800 Z = 420,00

Le site n° 01 de la retenue se situe à environ 2 km à l'Est du barrage Fergoug, l'accès au site est impraticable qui nécessite une ouverture de piste sur un linéaire de 1,5 Km.

Le site n° 02 et n° 03 sont situés dans l'amont de la cuvette du bassin versant n° 01 dans l'accès aux sites est très difficile.

I.5.choix de l'axe du barrage :

Sur le site du futur barrage, trois axes ont été choisis, afin de retenir la meilleure solution de point de vue économique et technique, cette solution est celle résidu de l'étude comparative. La figure I.2 ci-après montre les axes choisis :

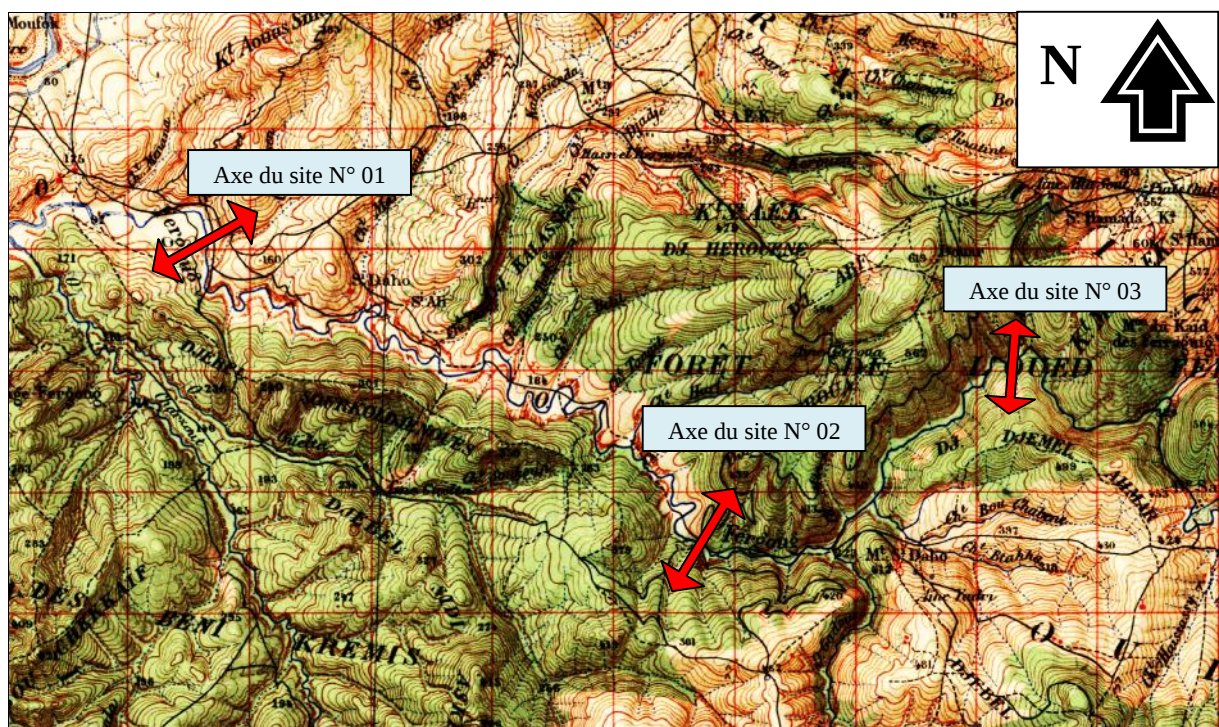


Figure.I.2. Représentation des axes choisis sur la carte N°183 à l'échelle 1/50.000
On définit le paramètre R, tel que :

$$R = v_s / v_r$$

Ou : v_s : volume stocker par le barrage.

v_r : volume du remblai utilisé pour la construction de la digue.

D'après la figure I.2 il est bien évident que le volume d'eau stocké est plus grand pour un barrage construit sur l'axe n°01 que pour les deux autres axes, car la cuvette est plus grande.



Image I.1 : Vue de la rive droite



Image I.2 : Vue de la rive gauche

I.6- Conclusion :

Le site retenue possède un axe qui constitue un topographie acceptable et intéressant, il s'agit d'un site peu large, très accessible, avec une longueur en crête de la digue est d'environ 300m, la hauteur de la digue est 20 m. Les pentes des deux rives sont peu différentes, c'est une vallée asymétrique.

II-1 Généralité:

Pour valider le choix d'un site, on doit vérifier un certain nombre de critères d'ordre géotechnique et géologique préalablement à l'établissement du projet proprement dit.

En particulier, il est important pour la mise en point du projet d'avoir une connaissance détaillée sur les fondations du barrage. Des études approfondies doivent être effectuées avant le début des travaux ; dans le cas d'une géologie complexe, des fouilles de reconnaissances sur toute l'emprise des fondations du barrage seront exécutées, ces fouilles seront descendues aux profondeurs que les experts jugeront nécessaires pour obtenir une information aussi complète que possible.

II-2 Etude géologique

II-2-1 Objectifs de l'étude géologique

- Le barrage et son réservoir influe la géologie régionale.
- Un bon site est usuellement dû à la bonne condition géologique.
- Les barrages en terre sont couramment construits par des matériaux locaux.
- La performance du barrage est fortement influencée par sa fondation.

II-2-2 Géologie régionale et tectonique :

II-2-2-1 L'aléa sismique :

L'activité tectonique actuelle est la conséquence des mouvements de convergence entre les plaques africaine et eurasiennne (Mc Kenzie, 1972). Cela se traduit par des plissements, des failles et une intense activité sismique dans la région du Nord-Ouest selon un axe Oran-Tipaza.

La carte de sismicité historique montre que la région a connu plusieurs séismes dont certains ont été catastrophiques : Oran en 1792, Mascara en Aout 1994 (magnitude VII) et Ain Témouchent en décembre 1999 (magnitude VII).

Un séisme dans la région d'étude est survenu la nuit d'un mois d'Aout 1994, a été largement ressenti. L'intensité VII a été atteinte à Hacine et Shadli, où d'importants dégâts ont été occasionnés, des destructions ont été observées dans les villages avoisinants et ceci sur un rayon de 15 Km autour de Hacine.

La survenue d'un séisme majeur implique de graves dommages, autant en pertes en vies humaines que de dégâts matériels et socio-économiques, et le manque de prise en compte des expertises concernant l'instabilité du sol et le type de construction à préconiser aggrave ce risque.

La figure suivante représente les zones sismiques.

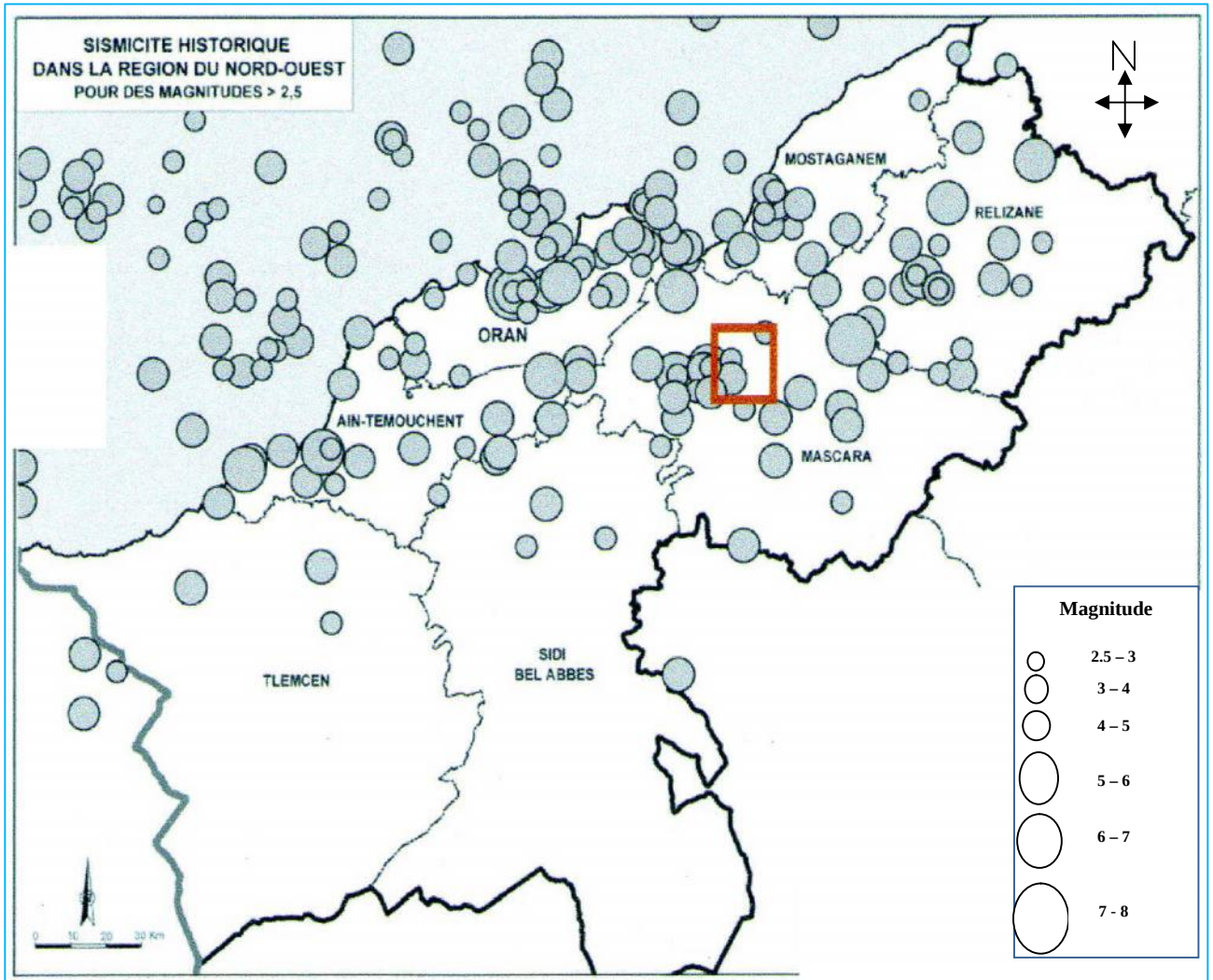


Figure II.1 : présentation de la zone sismique

Zone d'étude

II-2-2-2 Classification des zones sismiques :

Critères de classification :

Le territoire national est divisé en cinq (5) zones de sismicité croissante, soit :

Zone 0 : sismicité négligeable

Zone I : sismicité faible

Zone IIa et IIb : sismicité moyenne

Zone III : sismicité élevée

La figure suivante représente la répartition des zones sismiques au niveau de territoire national

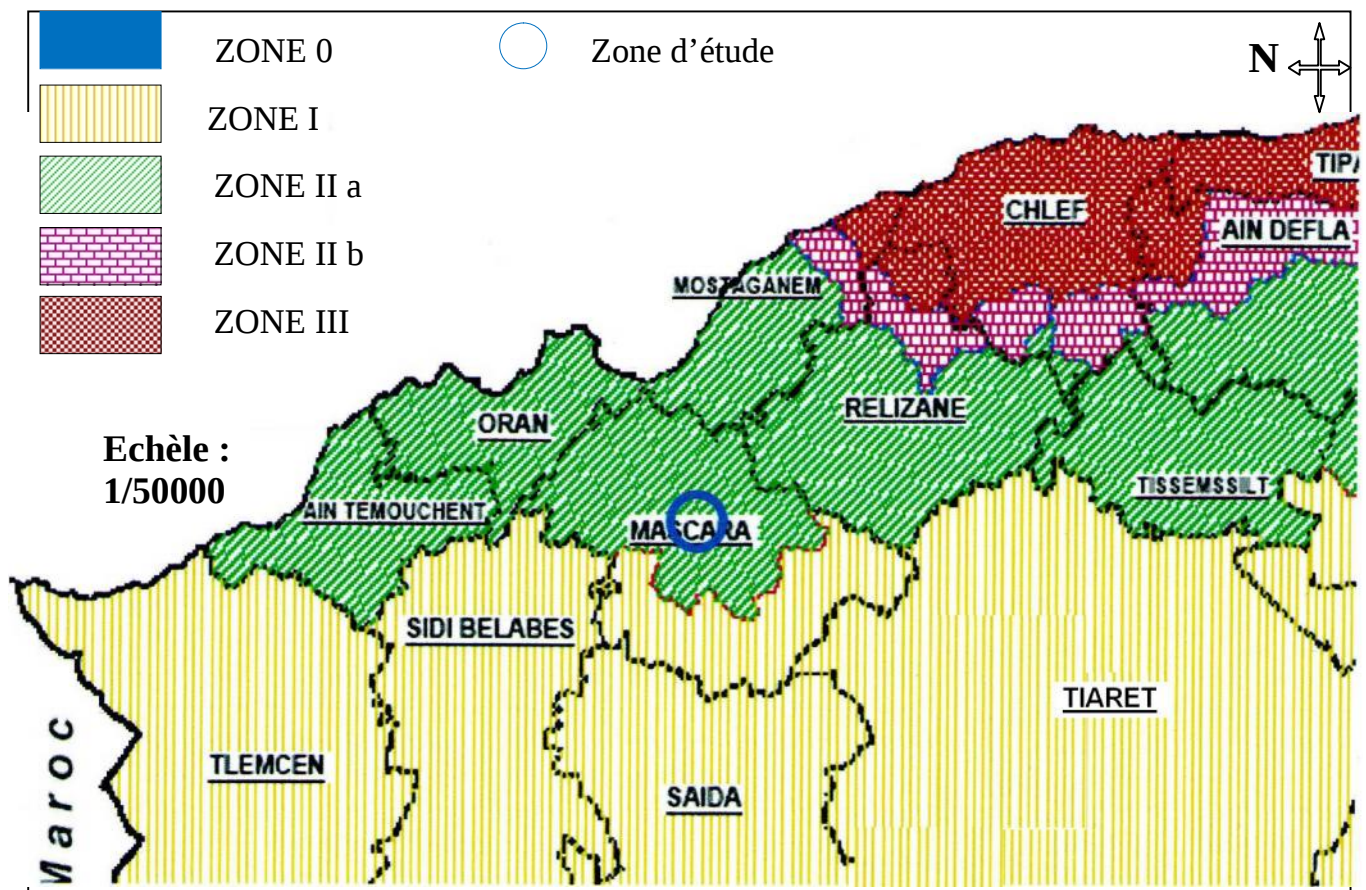


Figure.II.2. carte de zonage sismique du territoire national (RPA, Version 2003)

D'après la classification des zones sismiques de l'Algérie, Les communes de Mohammadia et Fraguig sont caractérisée par une sismicité moyenne.

II-2-3 Géologie régionale :

Sur la base de la carte géologique N° 183 de Mohammadia à l'échelle 1/50.000 de la zone d'étude ainsi que sa notice explicative de la description détaillée de la géologie (travaux fournis par Pomel, Curie, Flamand, Brives) ; une géologie régionale va être présentée dans cette partie :

Les hauteurs qui limitent la vallée de l'oued El Hammam et celles qui la séparent de la plaine de Ghriss, prolongent vers le sud-ouest de la zone montagneuse des Beni Chougrane. C'est toujours l'enchevêtrement confusion des reliefs du tell oranais ou la complexité de structure se traduit dans l'allure indécise et l'irrégularité de la topographie d'autre part, les terrains les plus divers, du trias au Nummulitique y sont souvent formés de roches très analogues, parmi lesquelles affleurent surtout des marnes plus au moins argileuses, constituant des chaînons juxtaposés dont l'aspect est très monotone, aux pentes adoucies, sans caractères cependant quelques horizons calcaires donnent lieu à des ravins assez abrupts. Sur ces reliefs usés, les plateaux miocènes qui couronnent le crétacé ou le nummulitique, isolés par l'érosion apparaissent comme des bastions naturels.

On présente une description sommaire des unités stratigraphiques rencontrées dans la zone d'étude :

a² : Alluvions récentes limoneuses : (niveau supérieur) ne prennent une importance dans notre zone d'étude, se trouvant en aval du barrage de Fergoug donnant de bons terrains de culture sur les deux rives de l'oued El Hammam. Elles sont plus au moins étendues sur les berges des oueds et constituant en totalité l'immense de l'Habra ; elles sont en majeure partie limoneuses avec des lentilles de graviers.

q1 : Alluvions anciennes : (niveau inférieur), s'étageant à deux niveaux dans la vallée de l'oued El Hammam, dans la zone d'études, on signale l'affleurement de terrasse caillouteuse avec lits de graviers et de sable souvent recouverte de carapace calcaire. Ce sont des dépôts caillouteux de l'ancien cours d'eau de l'oued El Hammam et de ces affluents de grande importance tel que l'oued Fergoug. Sa profondeur atteint jusqu'à une vingtaine de mètres.

m³⁻² b : Formations constituants de Marnes Tortoniennes et Agiles Helvétiques ;

- Les marnes Tortoniennes délitescentes et jaunâtres à la surface, massives et bleuâtres en profondeur, s'étalent amplement au niveau du bassin versant au niveau de Koudiat Auas Smane près du barrage Fergoug et dans la majeure partie dans la zone d'Oued Saïd.

- Les argiles Helvétiques grises, délitescentes, très boueuses après les pluies, fortement crevassées en été, supportent les marnes du Tortonien et sont d'ordinaire très puissantes, sauf dans le soubassement du plateau, où les deux formations sont difficiles à séparer.

m² a : Helvétien «Poudingues et grés » : Apparaissent au niveau de la zone de Fraguig Formant partout l'assise inférieure du Miocène moyen, largement transgressifs sur le Crétacé ou le nummulitique et parfois très épais. Aux conglomérats de base succèdent des grés grossiers, à ciment calcaires, piquetés de glauconie et alternant avec des lits argileux grisâtres.

m¹ c : Marnes cartenniennes : Elles sont de couleur grises ou rougeâtres, souvent sableuses ; elles ne sont guère développées que dans la zone de BENI KHRMIS en amont du bassin versant, d'où elles passent sur celle d'Ain Fares.

m¹ ab : Poudingues et grés cartenniennes : Représentant partout ailleurs le premier étage miocène. Aux bancs de galets roulés s'associent des roux ou brunâtres, parfois aussi bigarrés, rouges, lie de vin et généralement glauconieux. Apparaissent sur la rive gauche d'Oued El Hammam au niveau du barrage Fergoug.

m, Aquitanien : Cette formation qui prolonge à l'ouest celle des bini Chougrane d'El Bordj, comprend surtout des poudingues, grés et limons rougeâtres, avec intercalations de lits gypseux.

C⁹ : Maestrichtien : Calcaires bien réglés, souvent ferrugineux, avec bancs marneux, constituant la longue croupe boisée du Djebel Sourkoldjenoues, à l'Est

II-2-4-Géologie de site et de la cuvette :

De manière générale le site du petit barrage sur oued Fergoug repose essentiellement sur des formations géologiques au niveau de ses appuis à savoir des formations constituantes de Marnes et d'Argiles sur la rive droite de l'oued ; et les

calcaires, souvent ferrugineux, avec bancs marneux, sur la rive gauche de oued Fergoug.

Le site proposé de la retenue repose essentiellement sur des marnes argileuses dont la cuvette s'étend dans sa totalité dans la même formation.

- Cette variante représente la partie aval du bassin versant de oued Fergoug qui est très ouverte vu la forme de la vallée étalées sur une largeur d'environ 600m, qui représente l'embouchure avec l'oued El Hammam.

- Ce site est accessible en empruntant une piste accessible sur une longueur de 4km jusqu'au douar Ouled Bouhelel puis en empruntant a pieds le chemin sur le lit d'oued jusqu'au site sur 1200 ml.

- Ce site se présente sur un étranglement des berges d'environ un linéaire d'une centaine de mètres .Le lit d'oued formé d'alluvions important de limons argileux et caractérisé par une pente assez importante. La cuvette est importante mais couverte par une végétation intense.

- le site au niveau de la digue est caractérisé par deux formations géologiques distinctes :

La rive droite est une formation argileuse qui affleure sur une profondeur assez importante quant la rive gauche est d'une formation marno-calcaire. Les rives de droite que de gauche sont friables, et d'une pente assez importante.

Le lit de l'oued est de formation appelée alluvions de l'oued, représenté par des limons argileux et de quantité insignifiante des galets arrondis. Ces limons argileux qui deviennent boueuses en temps pluvial et est couverte par une végétation sauvage intense.

II-2-5 La coupe géologique

La figure suivante représente l'emplacement de l'axe de la digue sur une carte d'état major.

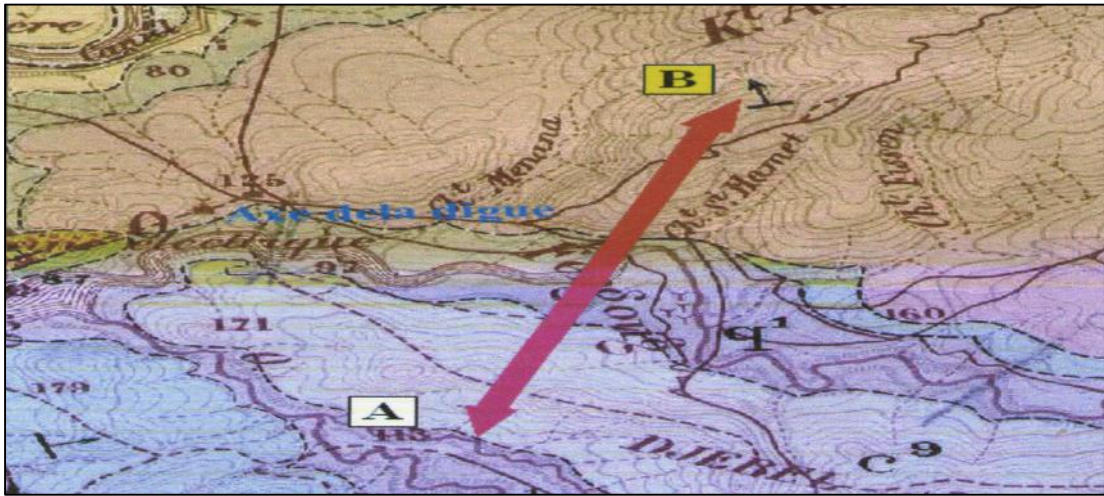


Figure.II.3. l'emplacement de l'axe de la digue sur la carte d'état major N°183 à l'échelle 1/50.000

La figure suivante représente la coupe géologique de l'axe de la digue.

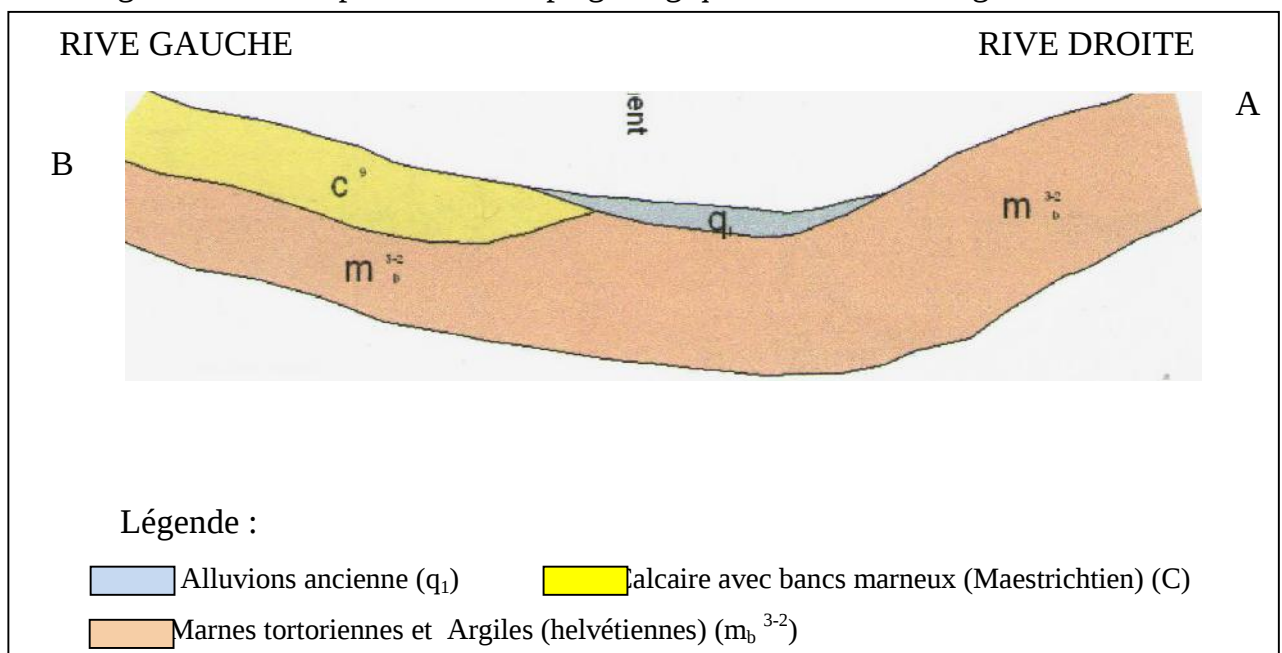


Figure II.4 : Coupe géologique Sur l'axe de la digue

D'une manière générale la géologie des trois sondages effectués au niveau de l'axe de la digue et le sondage de la cuvette des profondeurs variant entre 12.4 à 16.3m, la formation géologique du site de petit barrage est favorable vu l'existence d'une couche formé d'un ensemble d'alluvion, Sable et mélange argile sableux. Donc le site

nécessite un décapage de la couche perméable citée ci-dessus (4m), au niveau de l'axe de la digue pour atteindre la couche imperméable.

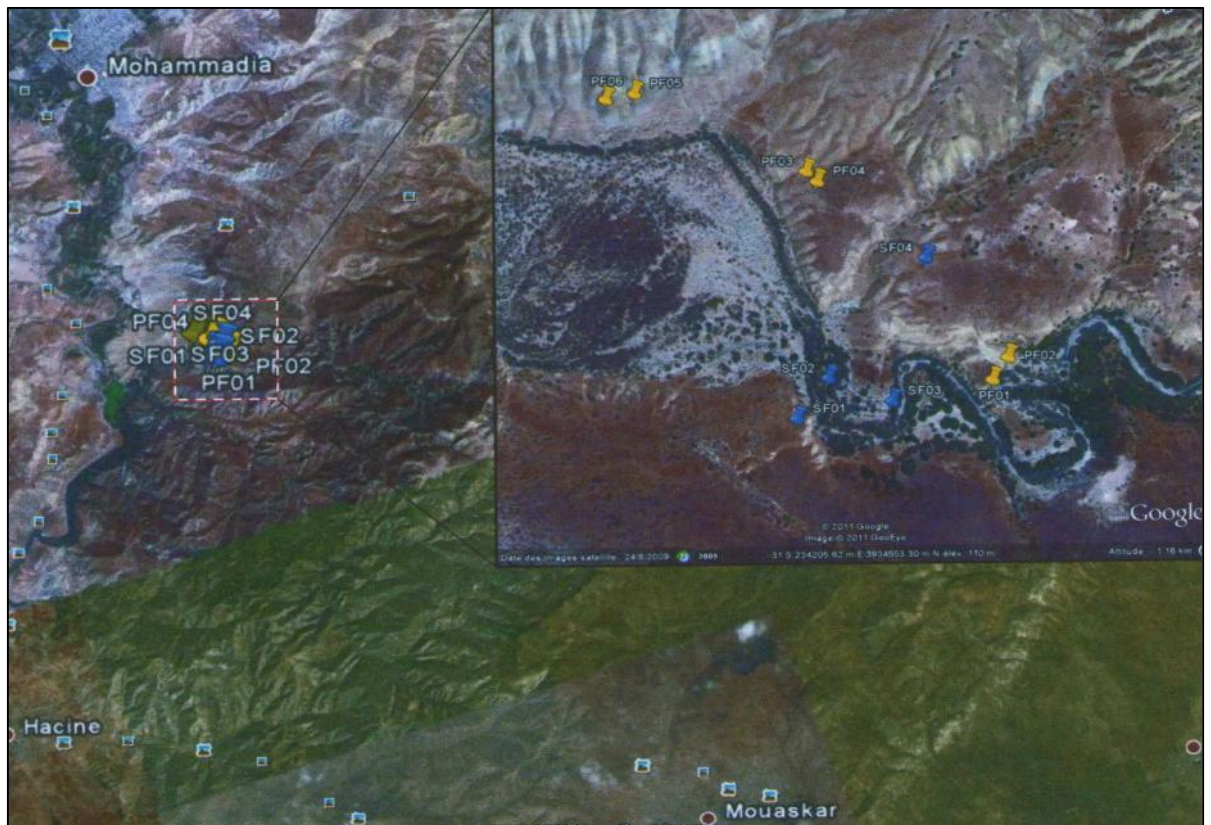
Avec : $K = 2,7 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$

II-3 Etude géotechnique :

II-3-1- Introduction

L'étude géotechnique de notre petit barrage est basée essentiellement sur les visites de reconnaissance de terrain au cours desquelles on a le programme suivant a été établi comme suit :

- 04 sondages carottés de 10 ml de profondeur, l'un en rive droite, l'autre en rive gauche et un dans le lit de l'oued et le dernier dans la cuvette.
- Six (6) puits d'une profondeur au plus égale à 04 mètres seront réalisés dans ou hors de la cuvette, susceptible d'être la zone d'emprunt des matériaux de



construction.

La figure suivante représente les différentes fouilles dans la zone prospectée.

Figure. II.5. Situation géographique de la zone prospectée et la position des fouilles

II-3-2- Zone d'emprunt des matériaux

Le site est contient 03 zones d'emprunts :

Zone d'emprunt N°01 : (fouille 1 et 02)

Cette zone est située vers l'amont de la future digue. Elle a été choisie suivant la position vis -à- vis la digue ainsi que l'exploitation de cette zone pourrait fournir un espace complémentaire à la cuvette puisque elle se situe dans l'oued.

Zone d'emprunt N°02 : (fouille 03 et 04)

Cette zone a été sélectionnée selon la nature lithologique et la qualité (selon le constat visuel) ainsi que la disponibilité du matériau.

Zone d'emprunt N°03 : (fouille 05 et 06)

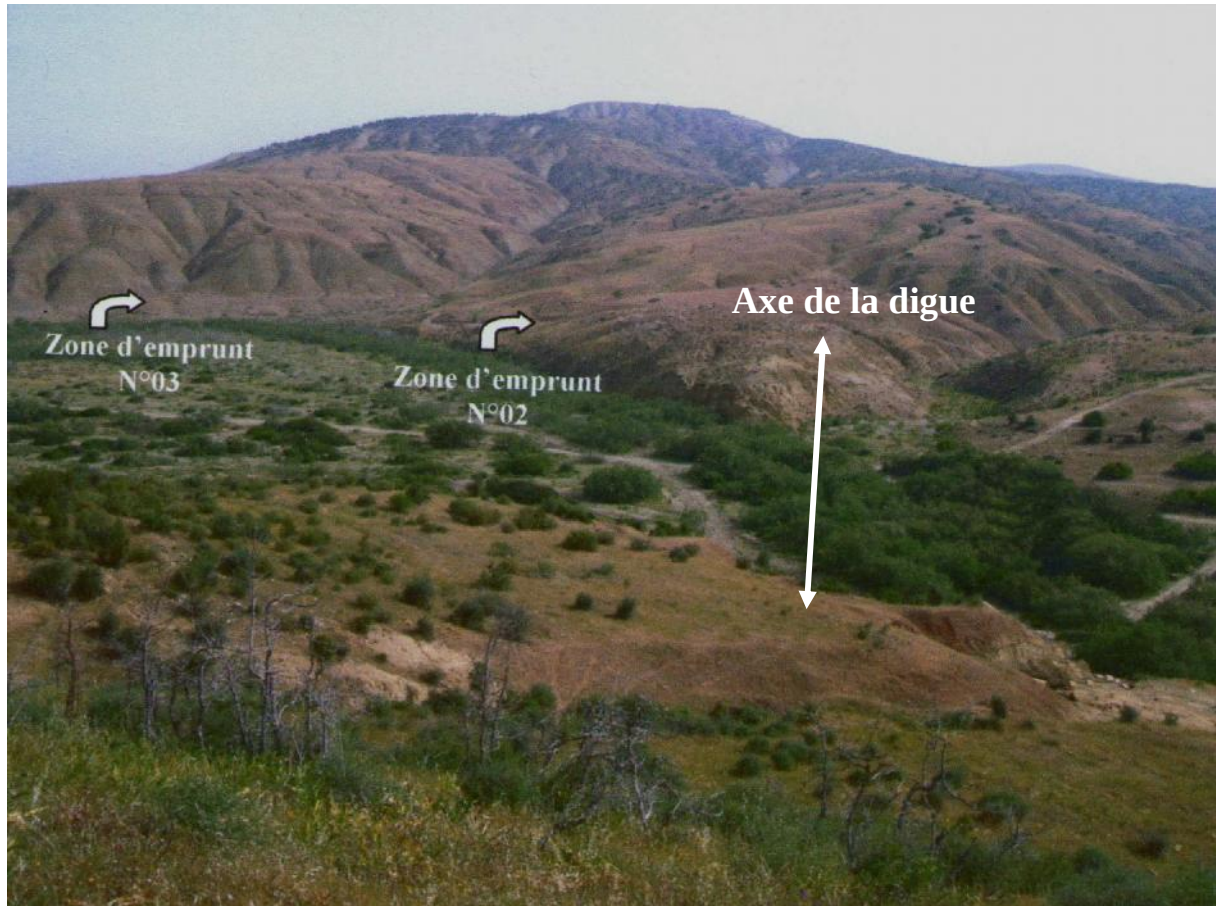
La troisième zone d'emprunt située vers l'aval de la digue, elle a été choisie suivant la qualité et la disponibilité du matériau situé dans un massif puissant.

La figure suivante représente la zone d'emprunt N°01.



Figure II.6 : vue de la zone d'emprunt N°01

La figure suivante représente la zone d'emprunt N°02 et N°03.

**Figure II.7** : Vue de la Zone d'emprunt N°02 et la zone d'emprunt N°03

II-3-3-Les résultats des essais

On résume les résultats des essais dans le tableau suivant :

Tableau.II.1 : Les résultats des essais sur les échantillons

ECH.N°	W%	MO(%)	So(%)	CaCo3 (%)	Limites consistance			Tamisage Sedim.			Proctor		Perméabilité m/s	CLASS
					LL(%)	LP(%)	IP(%)	G(%)	S(%)	F(%)	γ _d (gr/cm ³)	W _{opt} (%)		
Fouille 01/02	-	3,5	-	24,90	41,19	24,08	17,11	0,67	4,7	94,63	1,97	13,1	$1,6 \times 10^{-7}$	AP
Fouille 03	13,69	6,85	-	14,94	37,28	24,46	12,82	0	8,96	91,04	1,82	15,17	$1,5 \times 10^{-8}$	LP
Fouille 04	18,24	2,9	-	20,75	70,51	23,08	47,43	0,59	2,94	96,37	1,72	19,4	$1,5 \times 10^{-8}$	AT
Fouille 05	-	3,65	4,53	19,09	50,7	24,28	26,42	0,96	7,04	92,0	1,75	18,9	$1,2 \times 10^{-9}$	AT
Fouille 06	22,60	1,7	14,82	13,28	65,64	27,62	38,02	1,96	3,69	94,35	1,7	18,3	$1,05 \times 10^{-7}$	AT

II-3-4-Essai de cisaillement :

Un essai de cisaillement a été effectué sur un échantillon compacté à l'optimum proctor. Les résultats ont donné les valeurs suivantes :

$$C = 0.67 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Phi = 14.49^\circ$$

Ce matériaux est classé **AT**.

II-3 Conclusion et Recommandations :

Les matériaux analysés présentent des caractéristiques géotechniques satisfaisantes pour une utilisation comme matériau pour le corps de la digue (zone d'emprunt).

Il s'agit de sols, contenant de fortes proportions des particules fines (80%) d'élément $< 80 \text{ um}$), et sauf cas particulier une très faible proportion de gros éléments.

Ils sont pratiquement imperméables.

Une propriété importante est l'indice de plasticité IP qui caractérise la susceptibilité des matériaux à leur teneur en eau. L'indice de plasticité est idéalement compris entre 12 et 38%.

Le choix du matériel de compactage est primordial pour une bonne exécution des travaux.

Lors des travaux de chantier, il est nécessaire de maîtriser les variations de la teneur en eau. Une planche d'essai est à prévoir, pour le réglage et le choix du type d'engin de compactage.

Introduction :

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

III-1 Caractéristiques du bassin versant:

Les travaux sous cités sont effectués sur des cartes d'état major de Perregaux N° 183 à l'échelle 1/50.000 ; cette cartes ont permis de délimiter le bassin versant de l'oued FERGOUG en passant par les lignes de partage des eaux et les crêtes.

III-1-1 Caractéristiques Géométrique :

Les résultats du : Surface du bassin versant, son périmètre, longueur du talweg principal, l'indice de compacité, le coefficient d'allongement et la longueur et largeur du rectangle équivalent sont représentés dans le tableau III-2. [6]

III.1.2-Le relief**III.1.2.1- Courbe hypsométrique :**

L'influence du relief sur l'écoulement se conçoit aisément, car de nombreux paramètres hydrométéorologiques varient avec l'altitude (précipitation, températures...etc.) et la morphologie du bassin. En outre, la pente influe sur la vitesse d'écoulement. Le relief se détermine lui aussi au moyen d'indices ou de caractéristiques suivants. [6]

Tableau III-1: Coordonnées de la courbe hypsométrique

Altitude (m)	S_i (km ²)	S_i (%)	S_i cum (%)
871-800	2,6	2,12	2,12
800-700	18,14	14,85	17
700-600	26,18	21,43	38,43
600-500	22,1	18,09	56,52
500-400	23,12	18,92	75,44
400-350	8,91	7,29	82,73
350-300	7	5,73	88,46
300-250	5,23	4,28	92,74
250-200	4,6	3,76	96,5
200-150	3,12	2,55	99,06
150-100	1,15	0,94	100 ,00

Les courbes hypsométriques sont représentées dans la figure suivante :

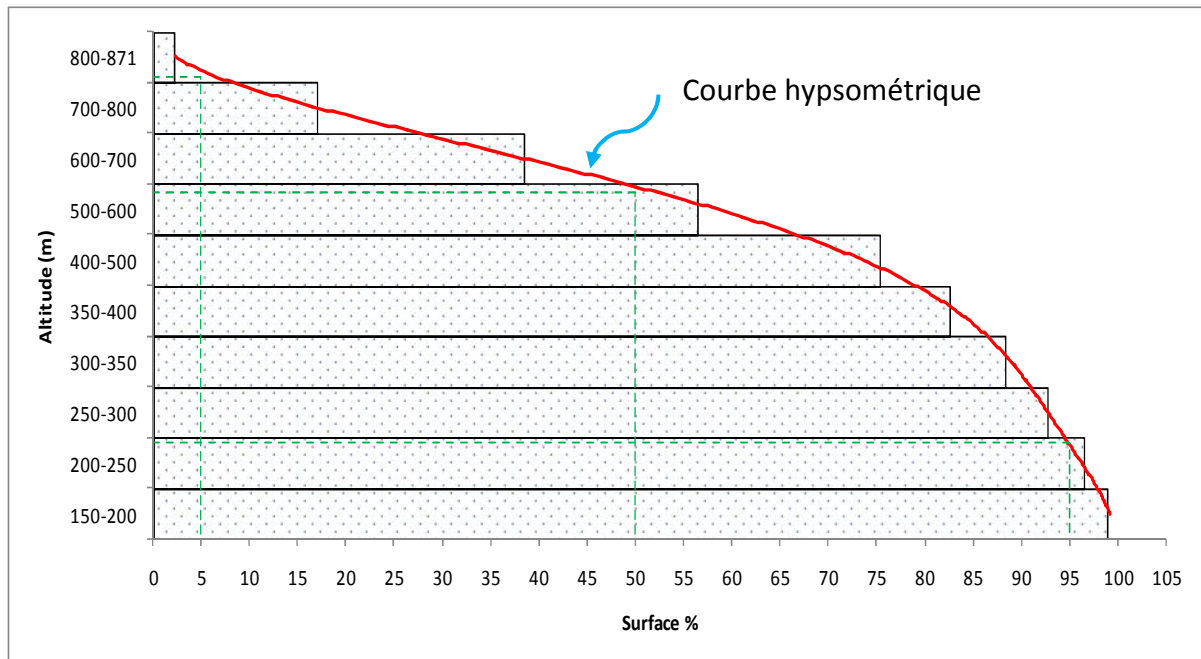


Figure.III.1. Répartition en % des surfaces partielles et courbe hypsométrique

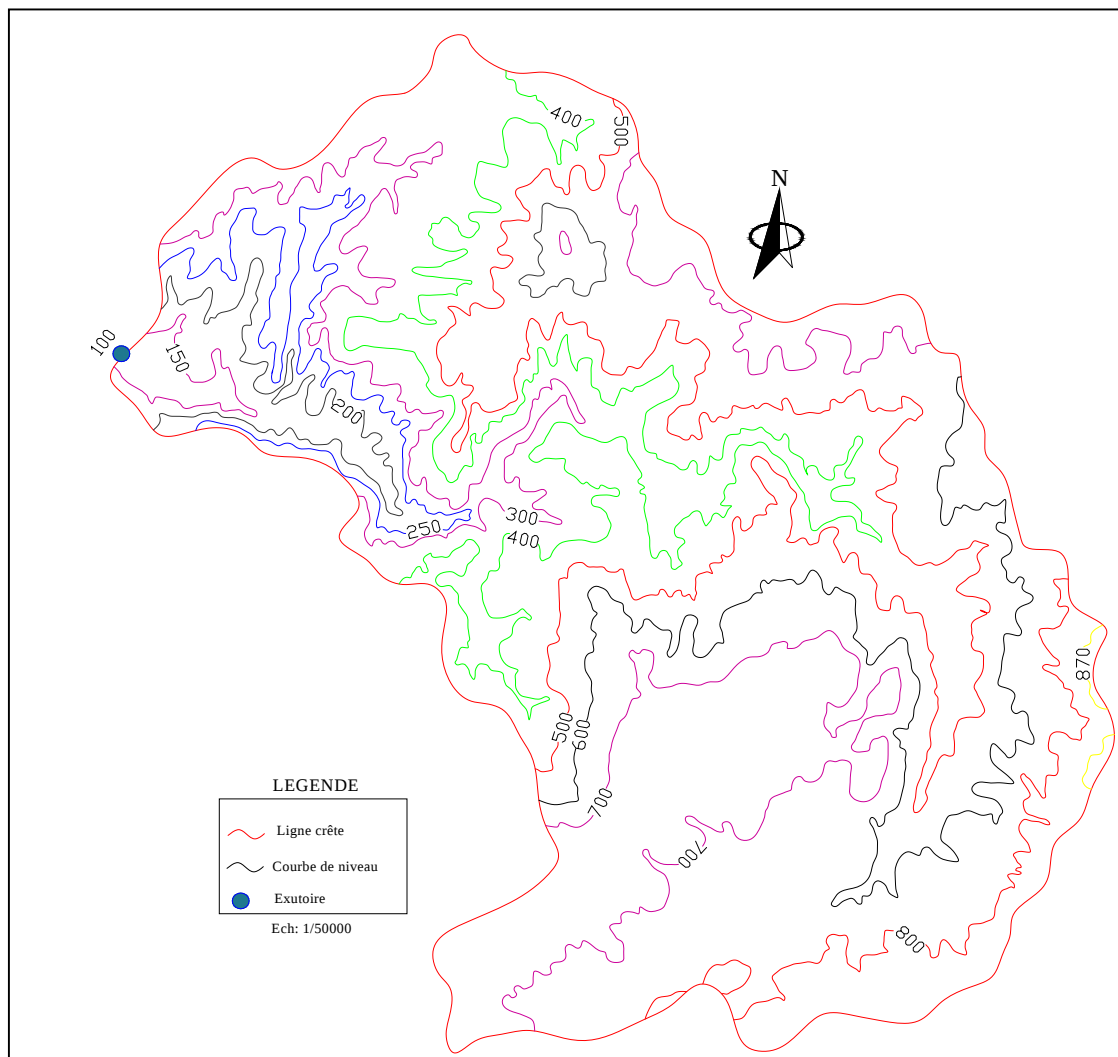


Figure.III.2. Bassin versant

Enclavé entre deux chaînes de montagnes (Djebel FERGOUG à l'Ouest et Djebel Maoussa à l'Est), le bassin étudié, relativement petit, couvre une superficie estimée à 122.15 Km². L'altitude moyenne est évaluée à près de 535m. Les lignes de crêtes, situées entre 750 et 850 m, forment des petits chaînons montagneux, très arrosés en hiver. Par conséquent, les affluents des affluents, assez importants, drainent de manière énergique la partie latérale des versants montagneux.

III.1.2.2- Les altitudes caractéristique :

Les altitudes moyenne, maximale, minimale et médiane sont représentées dans le tableau III-2. [6]

III.1.2.3- Les pentes :

Les indices de pentes globale I_g , moyenne I_{pm} , ROCHE I_p , dénivelée spécifique D_s et pente moyenne du bassin versant I_{moy} sont représentés dans le tableau III-2.

III.1.3- Caractéristiques hydrographiques:

- le réseau hydrographique :

Le réseau hydrographique est constitué de l'ensemble des chenaux qui drainent les eaux de surface vers l'exutoire du bassin versant.

Pour procéder au calcul de la densité de drainage, il faut classer les cours d'eau, il existe plusieurs classifications dont 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 02 cours d'eau d'ordre (x) ».

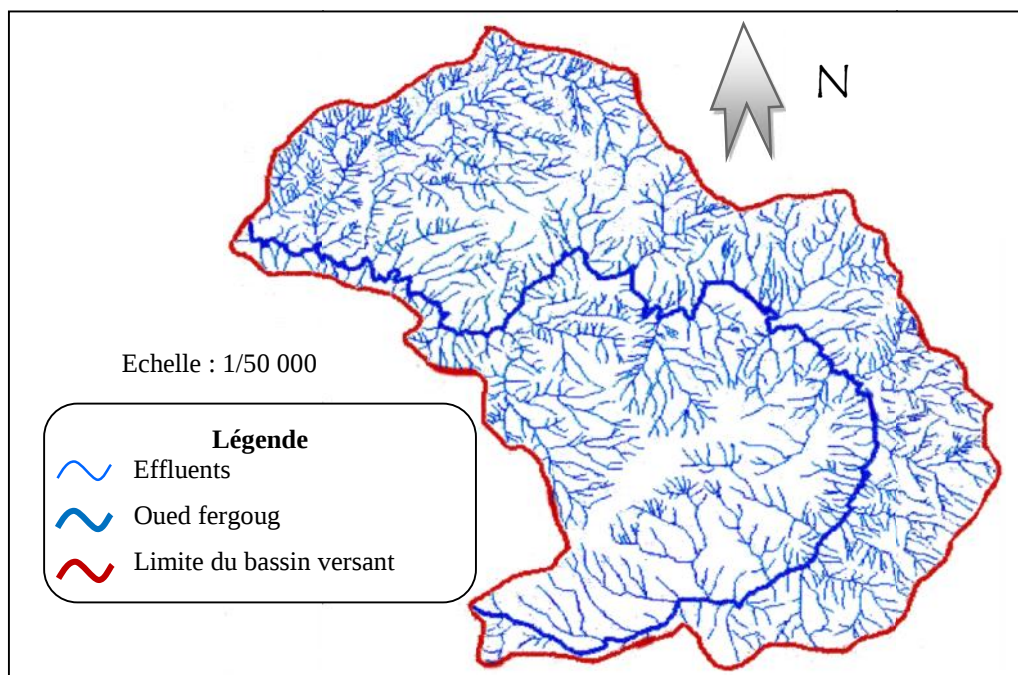


Figure III.3 : Réseau hydrographique

Les résultats de densité de drainage, coefficient de torrentialité, le temps de concentration (avec les formules de GIANDOTTI, KIRPICH et CALIFORNIA) et la vitesse moyenne de ruissellement sont représentés dans le tableau III-2

Commentaire :

Sur la base de ces résultats, et la considération du talweg principal, nous nous proposons d'adopter la valeur **Tc=3,49 heures**, GIANDOTTI qui est d'emploi fréquent en Algérie parce que la formule de GIANDOTTI tient compte tous les paramètres géométriques du bassin.

$$T_c = 3,49 \text{ heures}$$

Tableau.III.2.les caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant

Désignation		Symboles	Les formules	Unités	Valeur
Superficies		S	AutoCAD 2008	km ²	122,15
Périmètre		P	AutoCAD 2008	km	55,27
Longueur du thalweg principal		L _p	-	km	8,54
Indice de compacité		K _C	$K_{\text{C}} = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}}$	-	1.4
Coefficient d'allongement		Ca	Ca = L ² / S	-	0,6
Rectangle équivalent	longueur	L _r	$L = K_{\text{C}} \frac{\sqrt{S}}{1.128} \left[\sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_{\text{c}}} \right)^2} + 1 \right]$	km	21,84
	largeur	l _r	$l = \frac{P}{2} - L$	Km	5,79
Altitudes	maximale	H _{max}	La courbe hypsométrique	m	871
	moyenne	H _{moy}	$H_{\text{moy}} = \frac{\sum S_i H_i}{S}$	m	525,06
	médiane	H _{med}	La courbe hypsométrique	m	535
	minimale	H _{min}	La courbe hypsométrique	m	108
	5% oued	H _{5%}	La courbe hypsométrique	m	827,45
	95% oued	H _{95%}	La courbe hypsométrique	m	218,40
Pente moyenne de B.V		I _{moy}	$I_{\text{moy}} = \frac{\Delta H (0.5L_1 + L_2 + L_3 + + 0.5L_n)}{S}$	m/km	77.32
Indice de pente globale		I _g	$I_g = \frac{D}{L}$	%	2,78
Indice de pente moyenne		I _{pm}	$I_{\text{pm}} = \frac{\Delta}{L} = \frac{H_{\text{max}} - H_{\text{min}}}{L}$	%	3, 49
Indice de pente Roche		Ip	$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{A_i Di}$	%	1, 79

Dénivelée spécifique	Ds	$D_s = I_g \sqrt{S}$	-	30,72
Densité de drainage	D _d	$D_d = \frac{\sum L_i}{S}$	Km/Km ²	5,50
Coefficient de torrentialité	C _t	$C_t = D_d \cdot F_1$	-	90,75
Temps de concentration	T _c	GIANDOTTI $T_c = \frac{L_i + 1.5}{0.8 \sqrt{H_{moy} - H_{min}}}$ KIRPICH $T_c = \frac{0.6615 L_i^{0.385}}{(H_{max} - H_{min})^{0.17}}$ CALIFORNIA $T_c = \frac{0.87 L_i^{0.385}}{(H_{max} - H_{min})^{0.17}}$	h	3,49
Vitesse de ruissellement	V _r	$V_r = \frac{L_p}{T_c}$	Km/H	2,44

III.2- Caractéristiques climatique du bassin versant :

III.2.1- L'évaporation:

L'évaporation est de processus physique à la cours du quel un liquide se transforme en vapeur.

Tableau III-3 répartition mensuelle de l'évaporation

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juill	Aout	Année
Ev (mm)	133	87	57	41	42	57	88	109	124	164	181	162	1245
Ev(%)	10.68	6.98	4.57	3.29	3.37	4.57	7.06	8.75	9.95	13.17	14.53	13.01	100

Source ANRH

La répartition mensuelle de l'évaporation représente dans la figure III.04

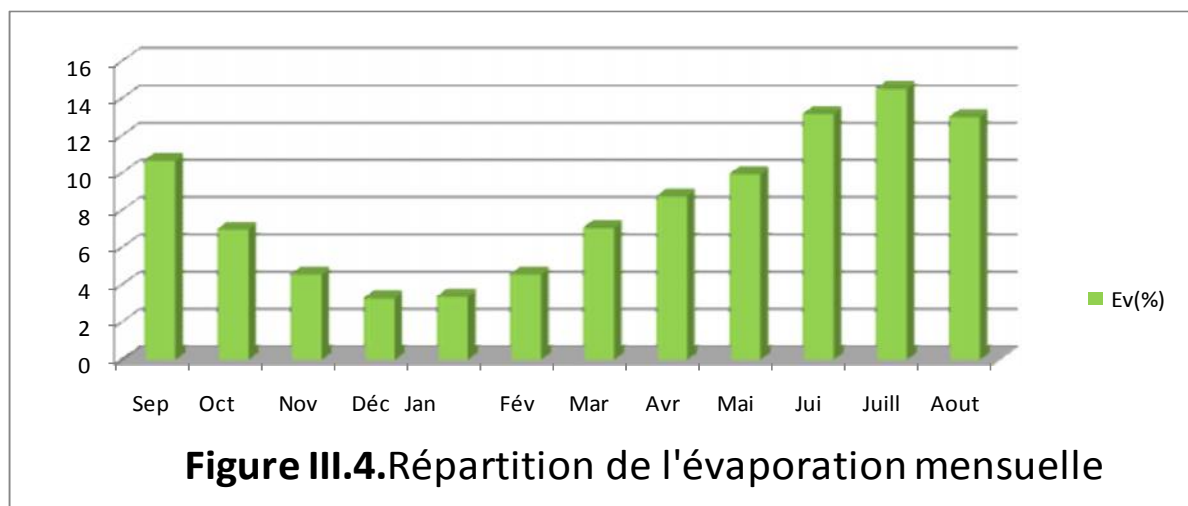


Figure III.4. Répartition de l'évaporation mensuelle

III.2.2- Données de la température :

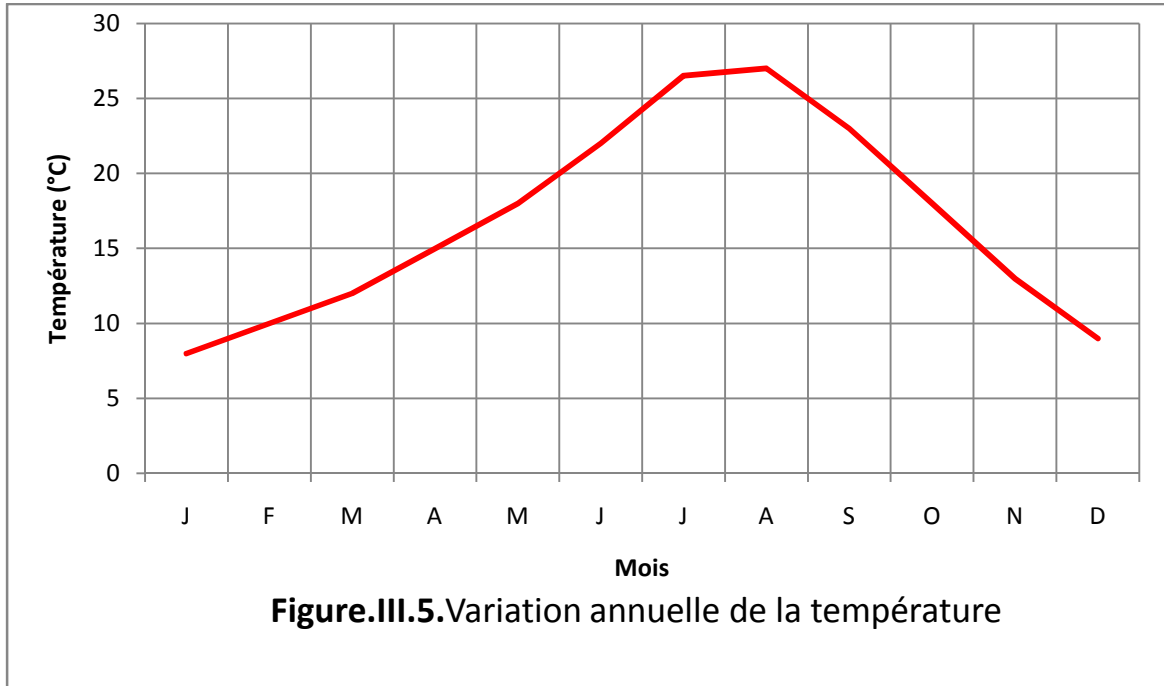
Le site du futur barrage est situé dans une région de climat semi-aride, le tableau III.4 donne la variation de la température durant l'année de la région d'étude :

Tableau.III.4. Variation annuelle de la température de station d'Ain Fares

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moy
T _{moy} (°C)	23	18	13	9	8	10	12	15	18	22	26,5	27	17

Source ANRH

La variation annuelle de la température représente dans la figure suivant :

**Figure.III.5.** Variation annuelle de la température

La figure III.5 montre que les températures moyennes mensuelles maximales sont atteintes en juillet et aout, elles varient entre 26,5 °C et 27 °C. Alors que les températures moyennes mensuelles minimales s'observent en janvier qui atteigne parfois 8°C.

III.2.3- Données pluviométrique :

Dans le bassin versant concerner par l'étude il existe deux station pluviométriques, La station de Mascara, elle est homogène du point de vue statistique et elle est complète par la station de Ain Fares, qu'elle est située dans le bassin versant du projet.

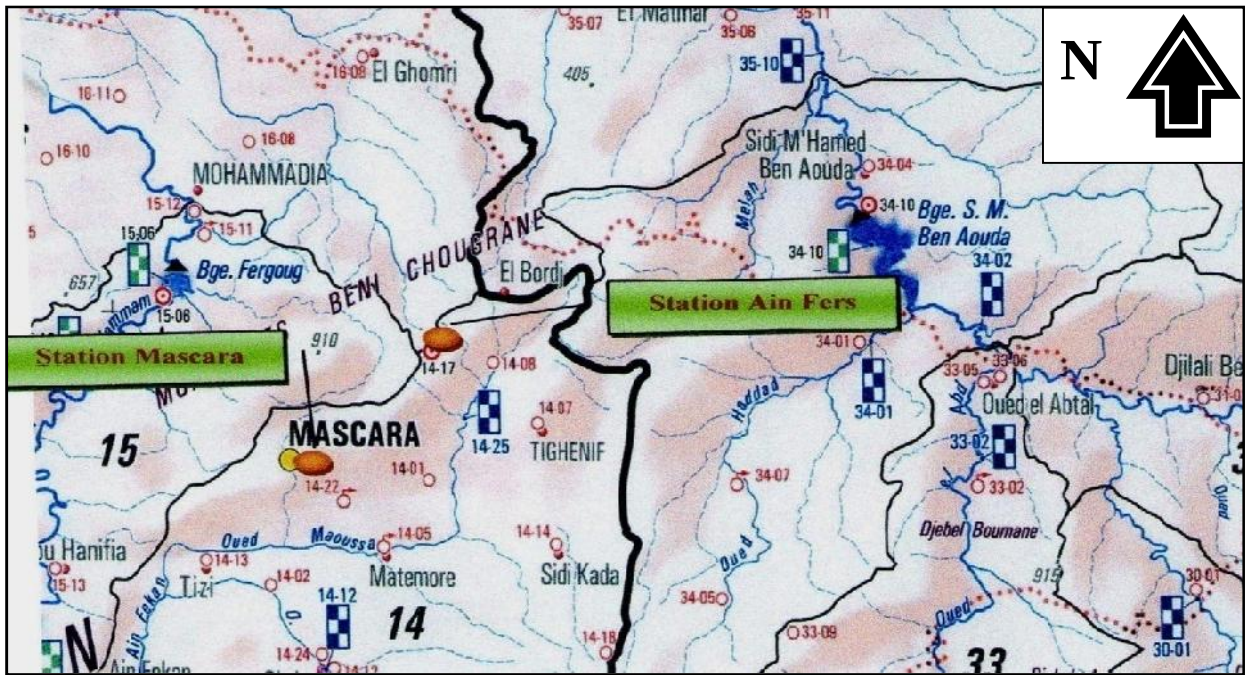


Figure.III.6. Carte de la pluviométrie de l'ANRH (1922-1990)

Tableau.III.5. Station pluviométrique disponible

N° de station	Nom	Code	Cordonnées			Période
			X	Y	Z	
01	MASCARA	110603	268.1	235.7	520	1976-2007
02	AIN FARES	111409	237.75	215	424	1953-2009

Tableau.III.6. Répartition mensuelle des pluies moyennes de la station de Mascara

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juan	Juill	Aout	Total
P (mm)	19	42	66	58	62	50	55	54	32	6	1,5	4	450
P (%)	4,22	9,33	14,67	12,89	13,78	11,11	12,22	12	7,11	1,33	0,33	0,88	100

Source l'ANRH

A travers le tableau III-06, on déduit que la saison pluvieuse s'étale d'Octobre à Mai, par contre la saison sèche s'étale de Juin à Septembre. Ces résultats sont donnés sous forme d'histogramme dans la Figure.III.7

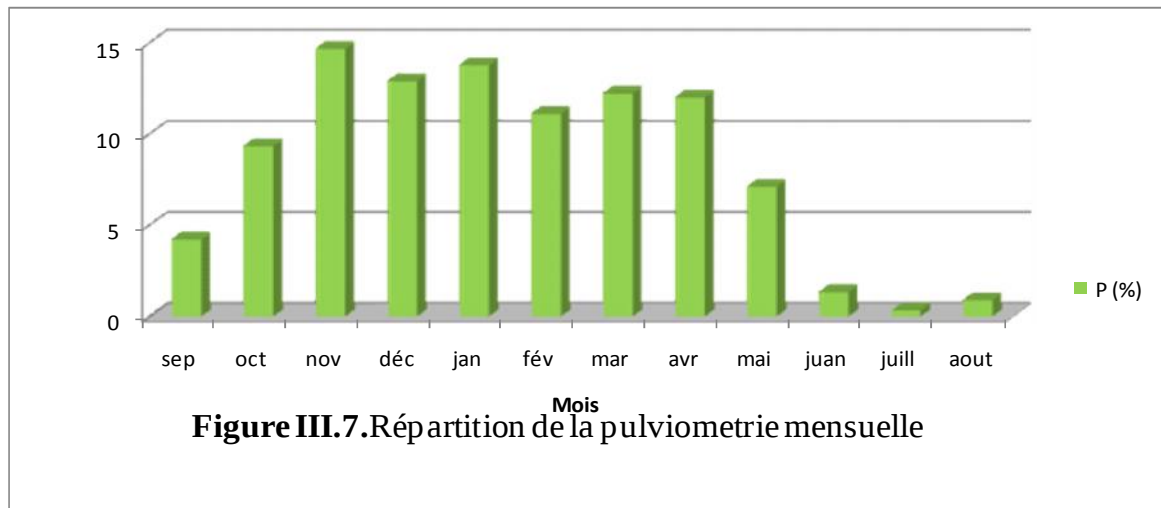


Figure III.7. Répartition de la pluviométrie mensuelle

III.3- Les pluies maximales journalières:

Les pluies maximales journalières sont souvent génératrices de crues exceptionnelles. Pour cela, il est important d'effectuer un ajustement statistique d'une loi de probabilité à la série d'observation afin de déterminer les précipitations maximales journalières fréquentielles.

On choisit la station d'Ain Fares parce qu'elle plus proche à notre site d'une part, et elle est considérée avec une série d'observation de 57 années (1953-2007)

Tableau III-7 : Les paramètres statistiques de l'échantillon

Nombre d'observations	57
Moyenne	42,5
Ecart-type	24,7
Médiane	33
Coefficient de variation	0,582
Coefficient d'asymétrie	1.73

III.3.1-Ajustement des pluies maximales journalières:

L'ajustement a été effectué à l'aide du logiciel "HYFRAN", en utilisant :

III.3.1.1-la loi de GUMBEL:

L'équation de la droite de GUMBEL: $P_{\max j} = \frac{1}{a} y + x_0 \dots \dots \dots$ (III-1)

Avec :

y: variable de la droite de GUMBEL:

$y = -[\ln (-\ln (F(x)))] \dots \dots \dots$ (III-2)

$$F(x) = \frac{m-0.5}{N} \dots\dots\dots (III-3)$$

Où :

m: l'ordre de classement;

n: taille de l'échantillon;

$\frac{1}{a}, x_0$: sont déterminé par la méthode des moindres carrées.

La droite de GUMBEL est donnée par la figure (III.8). Les résultats de calcul des fréquences expérimentales et des valeurs théoriques sont présentées dans le tableau suivant:

Tableau III-8 : Ajustement à la loi de GUMBEL

Période de retour	q	précipitation	Intervalle de confiances
T (ans)			95 %
1000	0.999	164	127 – 201
200	0.995	133	104 – 162
100	0.99	120	94,7 – 145
50	0.98	106	84,8 – 128
20	0.95	88,4	71,5 – 105
10	0.9	74,6	61,2 – 88
5	0.8	60,2	50,3 – 70,1
2	0.5	38,4	32,5 – 44,2

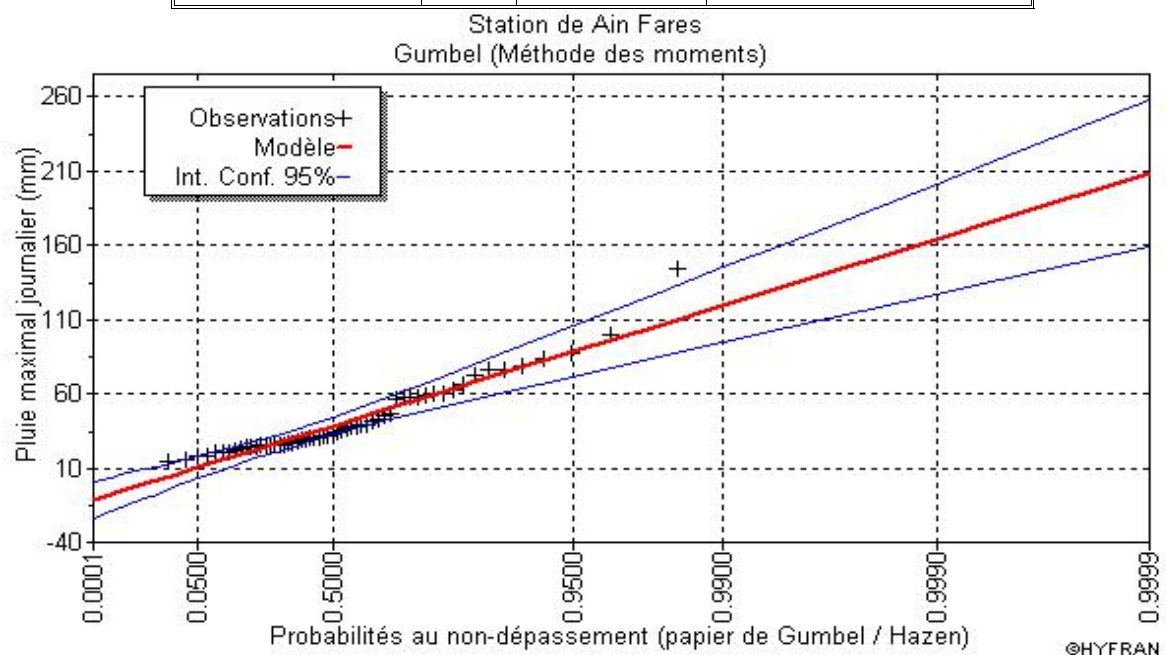


Figure III.8 : ajustement des pluies à la loi de Gumbel

Comparaison des résultats

D'après les résultats obtenue on remarque qu'à partir les différents méthodes que la méthode de Gumbel est la méthode la plus précise et parmi les calculs c'est beaucoup des paramètres et plus longue, mais la méthode de la loi log normal c'est une méthode classique n'est pas données plusieurs caractéristiques de la série.

Tableau III.9 : Pluie maximales journalières pour les différentes fréquences

Fréquence(%)	0,1	1	2	5	10	20	50
Période de retour (ans)	1000	100	50	20	10	5	2
Précipitations (mm)	164	120	106	88,4	74,6	60,2	38,4

III.3.1.2- Pluie de courte durée :

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

$$P_{tc} = P_{maxj} \left(\frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots (III-4)$$

P_{tc} : pluies de courte durée (mm) de fréquence égale à celle de P_{maxj} .

P_{maxj} : pluies maximales fréquentielles.

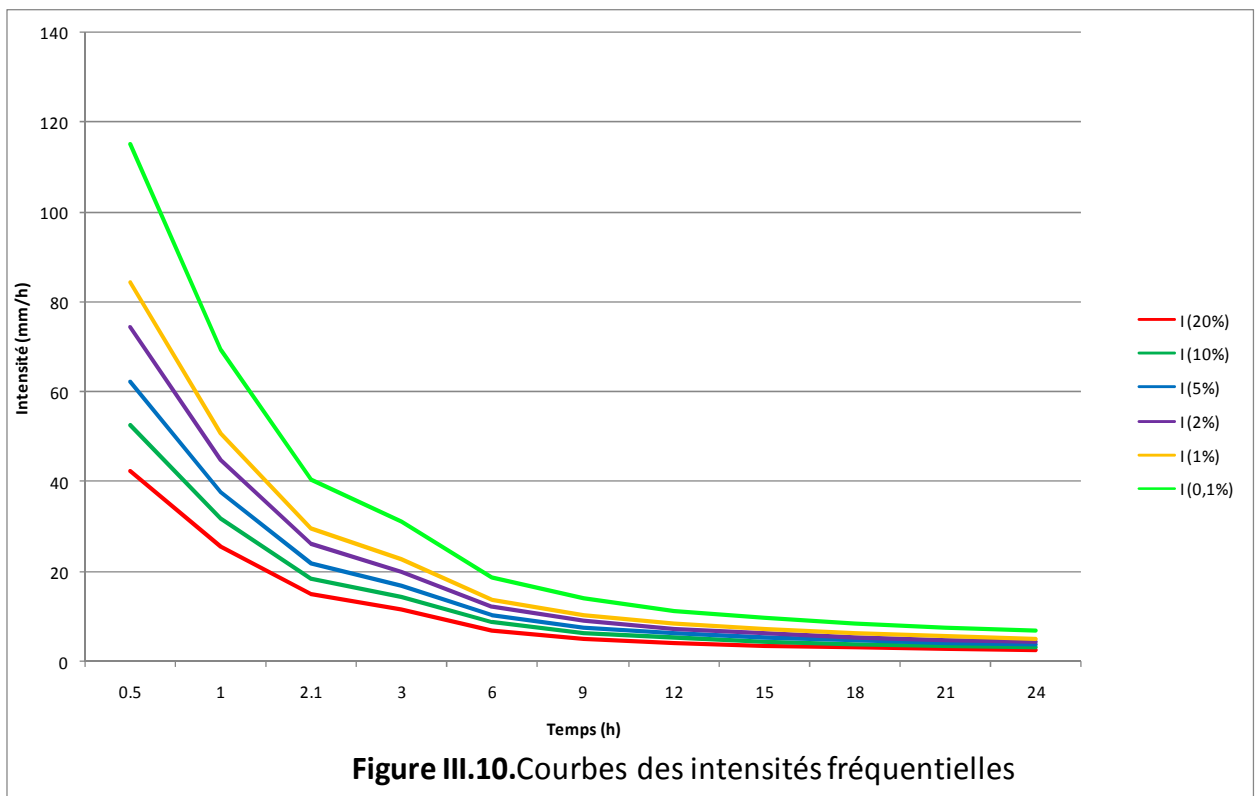
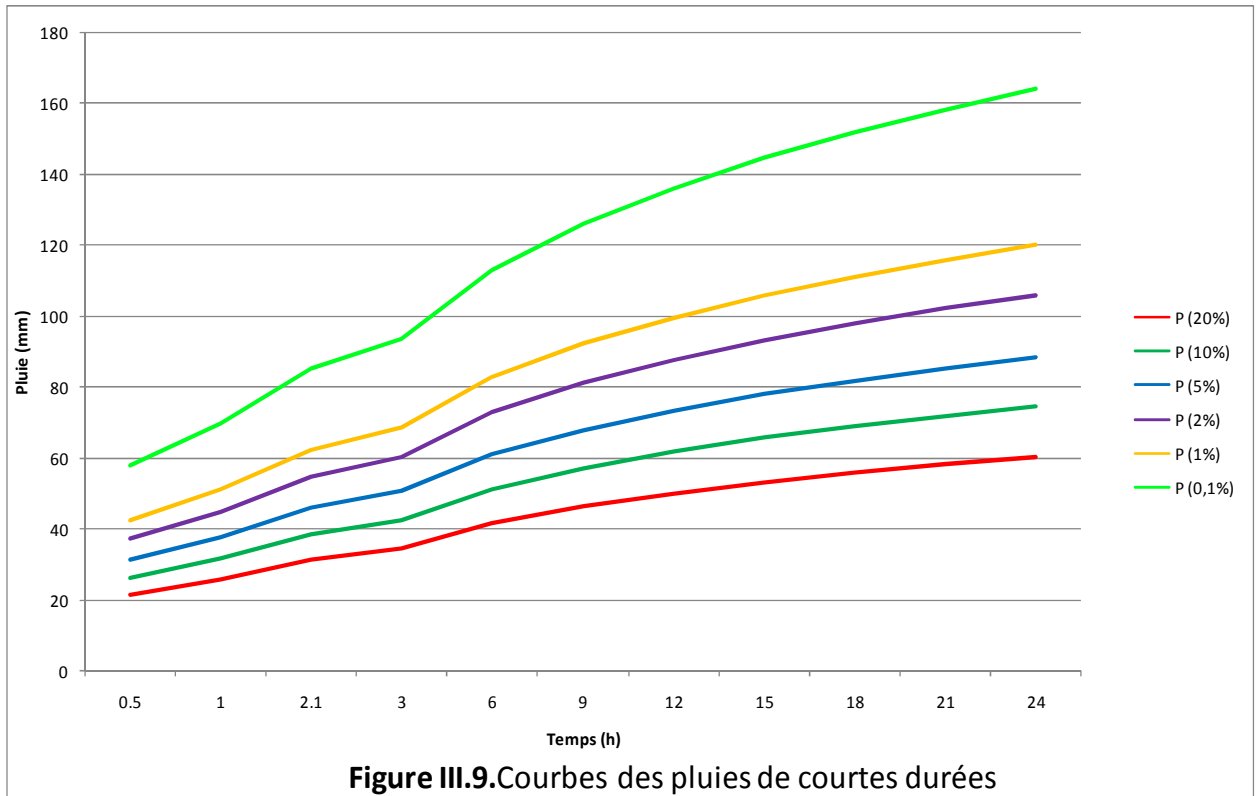
b : exposant climatique ($b = 0.27$).

L'intensité de pluies est donnée par la formule suivante: $I_t = \frac{P_{ct}}{t} \dots\dots (III-5)$

Les résultats de calcul sont exposés dans le tableau III-10 et les figures III.9 et III.10

Tableau III-10 Pluies de courtes durées et leur intensité

fréquence (%) temps (h)	5		10		20		50		100		1000	
	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It	Pct	It
0.50	21.17	42.33	26.23	52.46	31.08	62.17	37.27	74.54	42.19	84.39	57.66	115.33
1.00	25.52	25.52	31.63	31.63	37.48	37.48	44.94	44.94	50.88	50.88	69.53	69.53
2.10	31.18	14.85	38.64	18.40	45.79	21.81	54.91	26.15	62.16	29.60	84.95	40.45
3.00	34.34	11.45	42.55	14.18	50.42	16.81	60.46	20.15	68.45	22.82	93.54	31.18
6.00	41.40	6.90	51.31	8.55	60.80	10.13	72.90	12.15	82.53	13.76	112.79	18.80
9.00	46.19	5.13	57.24	6.36	67.83	7.54	81.34	9.04	92.08	10.23	125.84	13.98
12.00	49.93	4.16	61.87	5.16	73.31	6.11	87.91	7.33	99.52	8.29	136.01	11.33
15.00	53.03	3.54	65.71	4.38	77.86	5.19	93.37	6.22	105.70	7.05	144.45	9.63
18.00	55.70	3.09	69.02	3.83	81.79	4.54	98.08	5.45	111.03	6.17	151.74	8.43
21.00	58.07	2.77	71.96	3.43	85.27	4.06	102.25	4.87	115.75	5.51	158.19	7.53
24.00	60.20	2.51	74.60	3.11	88.40	3.68	106.00	4.42	120.00	5.00	164.00	6.83



III.4- Etudes des apports

III.4.1- Apports liquides :

III.4.1.1- Estimation de l'apport moyen annuel (A_0) :

Apports annuels c'est l'ensemble de l'écoulement superficiel passant par l'exutoire d'un bassin versant durant une année.

Les résultats sont portés sur le tableau suivant:

Tableau.III.11 Estimation de l'apport moyen annuel

Auteurs	Les formules	Apport moyen A (hm ³)
SAMIE	$Le = \frac{2.2 \sqrt{P_{moy}}}{293} S$ $A = Le \cdot S$ Avec : L_e : lame d'eau écoulée (mm), P_{moy} : précipitation moyenne (m); S: la superficie en Km² du bassin versant ; A: apport moyen interannuel (en hm³)	6.77
DERY II	$A = 0.13 \cdot P \cdot S$ Avec : D_d : Densité de drainage	6.62
CHAUMONT	$C_e = 0.1 \cdot (1 - \frac{D_d}{10})$ $Le = P \cdot C_e$ $A = Le \cdot S$ Avec : C_e : Coefficient de ruissellement	7.64
COUTAGNE	$D = P - \lambda P^2$ $Le = P - D$ $A = Le \cdot S$ Avec: T0: température moyenne dans la zone d'étude; D : déficit découlent	4.52
TURC	$L = \frac{300 + 25 \cdot \frac{P}{T_0}}{1 + 0.05 \cdot \frac{P}{T_0}}$ $Le = P - \frac{P^2}{\sqrt{0.9 + L^2}}$ $A = Le \cdot S$ Avec : L : la lame d'eau stocké	6.20
ANRH	$A_0 = 0.915 \cdot \frac{P^2}{P - 2.684 - 0.842 \cdot S}$	6.03

Après l'analyse des résultats obtenus par les différentes méthodes on a jugé utile d'écarter la valeur de la formule de l'GOUTAGNE parce qu'elle est faible, les valeurs de SAMIE et DERY II sont à peu près égaux. La valeur retenue est celle de SAMIE.

D'où $A_0 = 6.77 \text{ Hm}^3$

$L_e = 54.40 \text{ mm}$

III.4.1.2- Caractéristiques de l'écoulement :

Le coefficient de variation moyen calculé à base des formules empiriques sera donc égal à 0.54. On prend le plus proche de la moyenne : $C_v = 0.57$

Tableau III-12 Caractéristiques de l'écoulement

Désignation	Les formules		Unités	Les valeurs
Module de l'écoulement	$M_e = A_0 / T$		l/s	214.67
Module de l'écoulement relatif	$M_0 = M_e / S$		l/s.km ²	1.76
Lame d'eau écoulée	$L_e = A_0 / S$		mm	55.40
Coefficient de l'écoulement	$C_e = L_e / P_{moy}$		-	0.117
Coefficient de variation	Sokolovsky-Chevelev	$C_v = 5.78 - 0.291 \log(M_0) - 0.063 \log(S + 1)$	-	0.57
	Ugiprovodkhoz	$C_v = \frac{5.7}{M_0^{0.125}}$		
	Antonov	$C_v = \frac{0.78}{(S + 1000)^{0.097}}$		

III.4.1.3- Les apports fréquentiels:

Donc la distribution des apports fréquentiels sera régie par l'équation:

$$A_{(\%)} = \frac{A_0}{(C_v^2 + 1)^{1/2}} \cdot e^{U(\log(C_v + 1))^{1/2}} \dots\dots\dots (III-6)$$

$A_{\%}$: apport de fréquence donnée.

U: variable réduite de Gauss.

Les calculs des apports fréquentiels sont résumés au tableau III-13

Tableau.III.13 Apports fréquentiels

Période de retour (ans)	Fréquence (%)	Variable de Gauss	Apport A (hm3)
4/5	80	0,8428-	4.22
10	10	1,285	11.66
100	1	2.327	20.29
1000	0.1	3.091	24,72

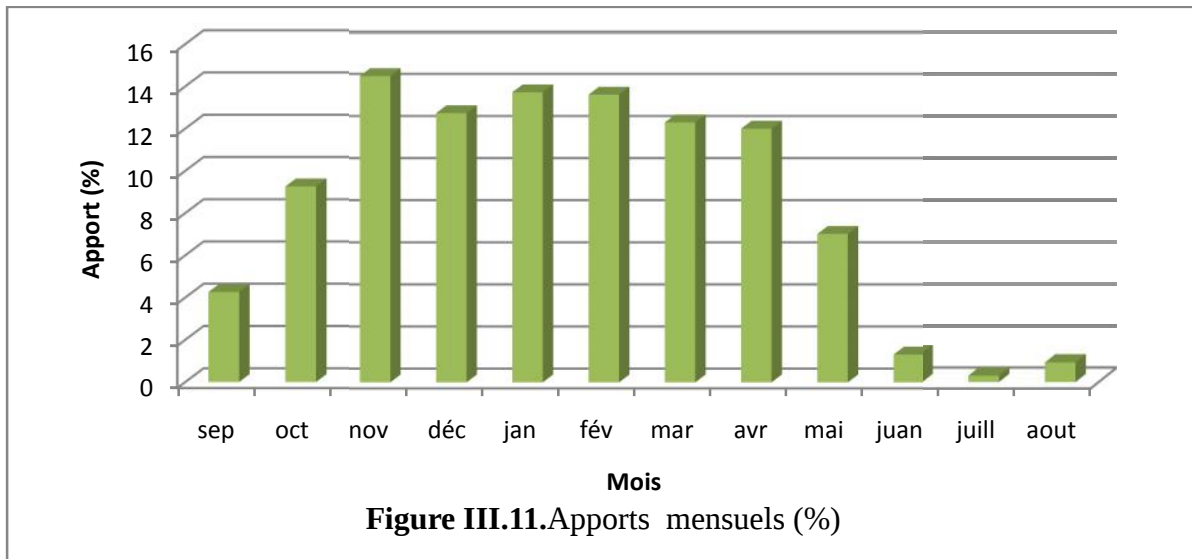
III.3.1.4-Répartition mensuelle de l'apport fréquentielle :

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle de la précipitation, le tableau III.14 donne la répartition de l'apport mensuel de fréquence 80%.

Tableau.III.14. Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aout	Total
P (mm)	19	42	66	58	62	50	55	54	32	6	1,5	4	450
$A_{80\%}$ (H_{m3})	0.29	0.63	0.99	0.87	0.93	0.78	0.84	0.82	0.48	0.09	0.02	0.06	4.22
$A_{80\%}$ (%)	4.26	9.26	14.55	12.79	13,78	13.67	12.35	12.05	7.05	1.32	0.29	0,88	100

La répartition de l'apport mensuel représente dans la figure III.11 :



III.4.2-Apport solide:

Les apports solides dépendent de l'étendue et du relief du bassin versant, la nature géologique des sols et de leur résistance à l'érosion ou elle est liée elle-même à la couverture végétale, aux régimes des pluies et des températures.

III.4.2.1- Estimation des apports solides:

a). Formule de Tixeront:

Cette formule donne l'apport solide moyen annuel en suspension (en t/Km²/An), elle est exprimée par:

$$E_s = a . L_e^{0.15} \dots\dots\dots (III-07)$$

Ou:

E_s : apport solide moyen annuel en suspension (t/Km²/An).

L_e : lame d'eau écoulée. ($L_e = 55.4 \text{ mm}$)

α : paramètre caractérisant la perméabilité du b.v ($\alpha = 350$).

$$Q_s = E_s \cdot S \dots\dots\dots (III-08)$$

Q_s : Débit solide (m^3/s).

S : superficie du bassin versant en Km^2 .

$E_s = 637.39 \text{ (t/Km}^2/\text{An)}$.

$Q_s = 77857.66 \text{ t/An}$.

Le volume mort est égal à:

$$V_m = Q_s \cdot T / g_s \dots\dots\dots (III-09)$$

T : Temps de service, 10 ans.

Pendant 1 an : $V_m = 48661.03 \text{ m}^3/\text{An}$.

Pendant 20 ans : $V_m = 973220.06 \text{ m}^3/\text{An}$.

Les valeurs finalement adoptées sont celle obtenue par la formule de **Tixeront** Correspondant à un volume mort de **$0.973 H_m^3$** pour une durée d'exploitation de **20 ans**.

III.5- Etude des crues:

III.5.1- Estimation de débit de crue :

L'étude des crues a pour but l'estimation des débits de pointe fréquentiels et la définition de la forme de l'hydrogramme.

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

Tableau.III.15.débit de point des différentes fréquences

Formules		Période de retour					
		5	10	20	50	100	1000
Giandotti	$Q_{max\%} = \frac{170 \cdot S \cdot H_{moy} - H_{min}^{1/2}}{4(S)^{1/2} + 1.5L}$	62.3	99.4	145.2	209.8	273.2	458.60
Sokolovsky	$Q_{max\%} = \frac{0.28 \cdot S \cdot \alpha \cdot L}{T \cdot f}$	49.3	83.8	126.3	184.7	243.9	391.8
Mallet-Gautier	$Q_{max\%} = 2k \cdot \log \left(1 + \frac{S}{AP} \right) \cdot \sqrt{1 + 4 \log \frac{og}{T-1} \cdot S}$	67.4	113.1	164.4	228.8	290.5	413.6
Turazza	$Q_{max\%} = \frac{\sqrt{S}}{3.8 \cdot T \cdot c}$	47.7	88.7	141.3	216.1	292.6	505.6
Moyenne		56.67	96.25	144.3	209.85	275.05	442.4

Après analyse comparatif des résultats (voir tableau III.15) on constate que les valeurs des débits des formules de Giandotti et Mallet-Gauthier sont approché pour les fréquences centennales, Alors $Q_{0.1\%} = 275,05 \text{ m}^3/\text{s}$

Tableau.III.16. Les valeurs de débit de formules Giandotti

Période de retour	5	10	20	50	100	1000
Fréquence (%)	20	10	2	5	1	0.1
Q_{max} (m³/s)	62.3	99.4	145.2	209.8	273.2	458.6

III.5.2-Hydrogramme de crue:

L'hydrogramme de crue est un graphique de variation du débit en fonction du temps durant une crue.

Parmi les modèles courants, on utilise celui de SOKOLOVSKY qui considère l'hydrogramme comme un triangle parabolique formé par deux branches.

➤ La branche de la phase montée est exprimée par l'expression suivante :

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

➤ La branche de la phase décrue est exprimée par l'expression :

$$Q_t = Q_{\max \%} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^m \dots\dots\dots (III-10)$$

$Q_{\max (\%)}$: débit maximum de fréquence donnée.

Q_t : débit instantané au moment (t).

t_m, t_d : temps de montée et de décrue.

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

Temps de base:

$$t_b = t_m + t_d$$

On considère généralement que: $t_d = 2 t_m$, et $t_m = t_c$ (pour des petits bassins).

On a donc:

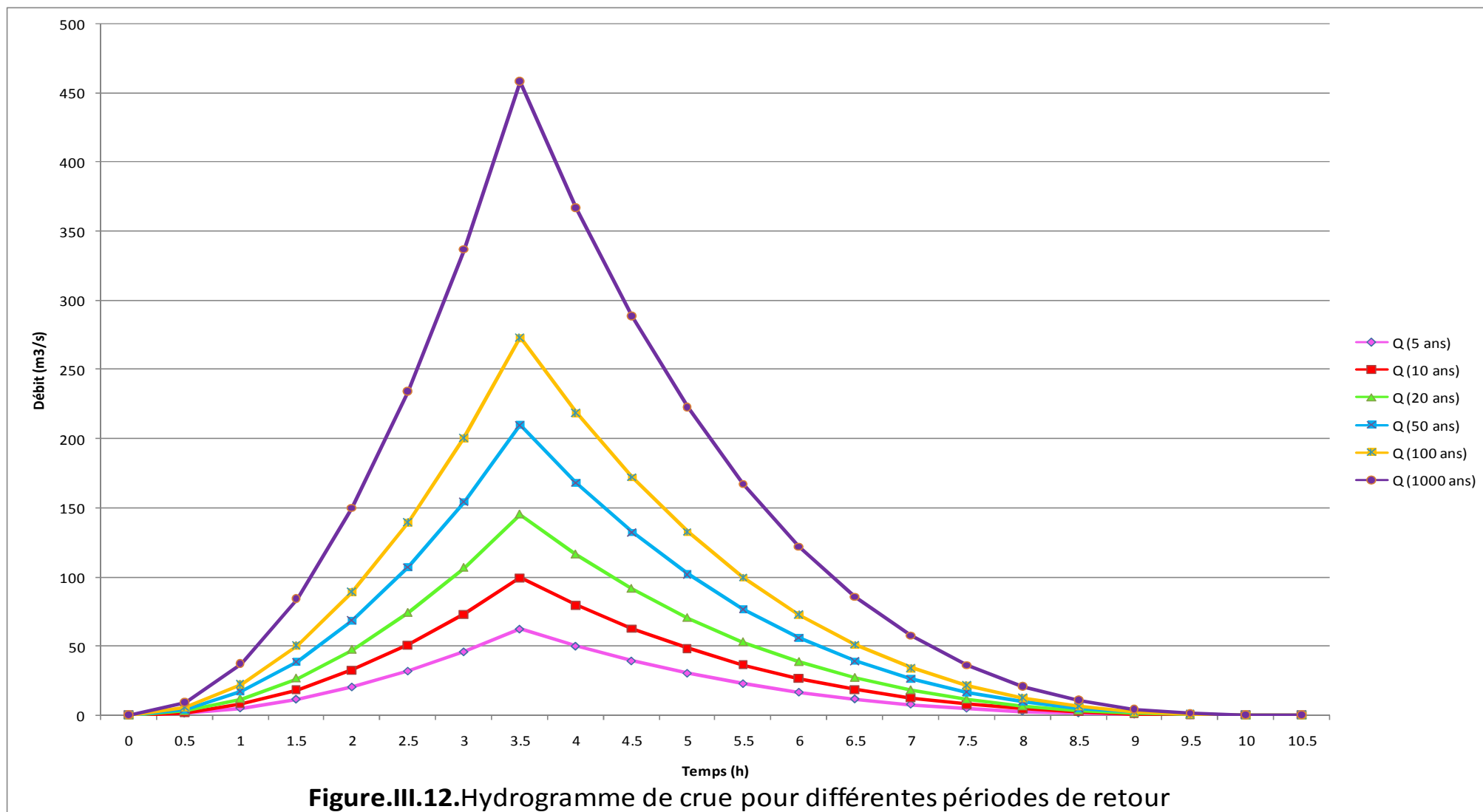
$$t_m = t_c = 3.5 h$$

$$t_d = 2 t_m = 7 h$$

$$t_b = t_m + t_d = 6.3 h$$

pour construire l'hydrogramme des crues de oued Fergoug, on a utilisé les valeurs des débits de crues de fréquence 20%, 10% ,5% ,2% ,1% ,0.1%,les résultats obtenue sont exposes dans l'annexe.

Et l'hydrogramme des crues représenter dans la figure III.12 :



III.5.3- Choix de la crue de projet:

La crue de projet d'un barrage est la crue dans l'importance et la probabilité sont choisies de manière à assurer la sécurité du barrage vis-à-vis d'une rupture par submersion et de ces conséquences. Elle est considérée comme la crue de plus faible fréquence entrant dans la retenue. Elle est prise en compte pour déterminer le niveau des plus hautes eaux (PHE). Donc la hauteur du barrage, et pour le dimensionnement de l'évacuateur de crues, en intégrant les possibilités du laminage. [1]

A partir de la connaissance des crues de différentes probabilités, il convient ensuite de choisir celle qui sera adoptée comme une crue de projet. Ce choix dépend de nombreux facteurs, on cite notamment :

➤ **Type de barrage :**

La nature du barrage et la taille de la retenue sont des éléments pouvant intervenir dans le choix de la crue de projet. On sera d'autant plus prudent dans ce choix que le barrage sera sensible à un risque de submersion. La vulnérabilité de l'ouvrage aux crues est en effet différente selon qu'il est en béton, en enrochement ou en béton.

➤ **Type d'évacuateur :**

Le type d'évacuateur intervient sur la sécurité du barrage et également sur son coût, l'évacuateur doit non seulement assurer l'évacuation de la crue de projet, mais également ne pas être endommagé par son passage au point d'entraîner une perte de la capacité du réservoir.

Au niveau de cette étude le projet de l'évacuateur a été effectué en admettant la pointe de crue suivante : $Q_{\text{crue de projet}} = 273.2 \text{ m}^3/\text{s}$

III.6- Courbes capacité-hauteur et surface hauteur :

La cote minimale relevée sur l'axe du barrage est 100m et la cote maximale est 120 m, soit une hauteur de 19.00m.

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H$$

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 .

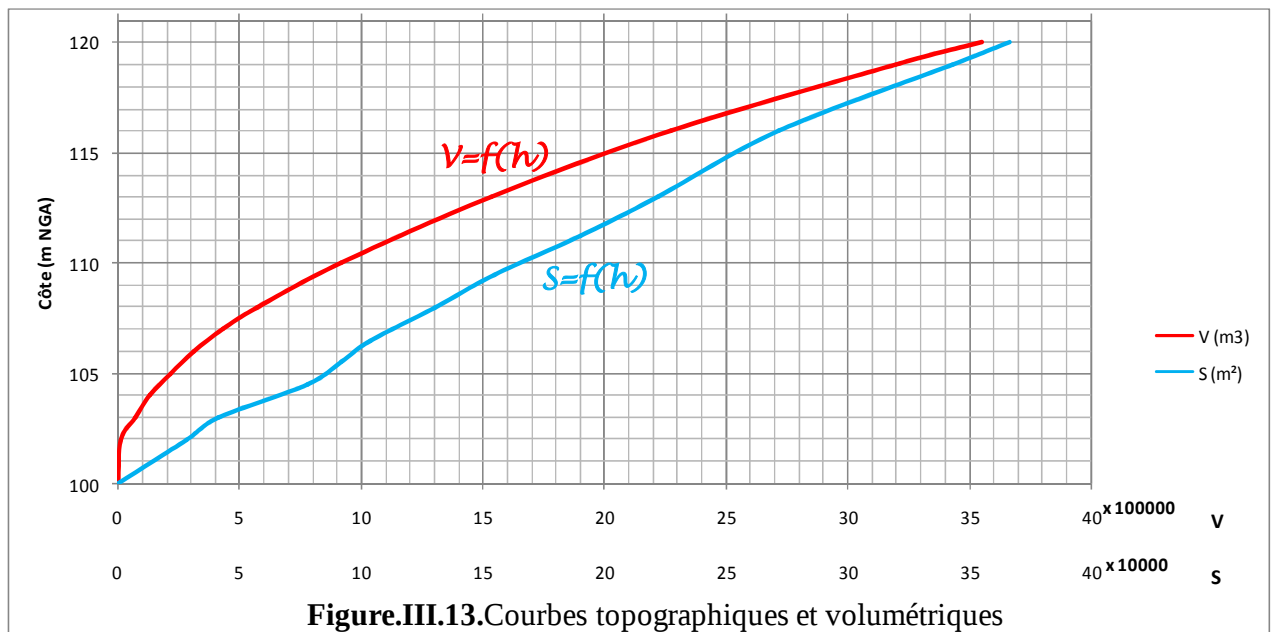
ΔH : différence d'altitude entre les deux courbes de niveaux successives.

ΔV : volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives en m^3 .

Tableau.III.17.Courbes topographiques et volumétriques

côte (m)	S (m ²)	S moy (m ²)	ΔH (m)	ΔV (m ³)	Vh (m ³)
100	0	14100	0	0	0
102	28200				0
		34950	2	69900	
103	41700				69900
		60000	1	60000	
104	78300				129900
		85200	1	85200	
105	92100				215100
		97850	1	97850	
106	103600				312950
		116900	1	116900	
107	130200				429850
		142550	1	142550	
108	154900				572400
		172600	2	345200	
110	190300				917600
		206000	3	618000	
113	221700				1535600
		246600	3	739800	
116	271500				2275400
		307400	3	922200	
119	343300				3197600
		354950	1	354950	
120	366600				3552550

Les courbes sont représentées dans la figure.III.13



Les courbes ci-dessus nous permettent de connaître le volume de la retenue et la surface inondé, tout on connaitre seulement le niveau du plan d'eau dans la retenue.

III.7- Régularisation des débits :

La régularisation des permet de déterminer la meilleure façon de la restitution des eaux stockées. Le but est donc de satisfaire la demande en aval, soit en eau potable, soit en eau pour l'irrigation. [7]

Différents types de régularisation sont utilisés :

- La régularisation saisonnière.
- La régularisation interannuelle.

Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont utilisés:

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

Tableau.III.18.Répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation

Besoins en eau	sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Jua	Jui	Aout	Année
m3/ha	210	102	6	0	0	0	240	576	960	1080	1476	1350	6000
Bes-Irr ($10^3 m^3$)	104	41.2	0.0	0.0	0.0	6.4	93.2	242	415	620	859	739	3119.8

DHW-service d'hydraulique agricole (W.Mascara)

La surface irrigable, estimée à 520 ha.

La répartition mensuelle des apports est donnée dans le tableau III-14

On opte une régularisation saisonnière puisque l'apport est supérieur à la demande.

III.7.1- Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes :

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

- Détermination de la période à bonne hydraulicité.
- Calcul des volumes excédentaires et déficitaires « Vs » et « Vd ».
- Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile.
- Détermine des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique.

La période à bonne hydraulicité est celle du mois de septembre jusqu'au mois de mars.

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le tableau III.27 :

Tableau.III.19.Régularisation saisonnière suivant la 1^{ère} consigne

Mois	A 80% (10 ³ m ³)	U80% (10 ³ m ³)	A – U (10 ³ m ³)	1 ^{ère} consigne d'exploitation		
				V _{rf} (10 ³ m ³)	V _{ri} (10 ³ m ³)	S (Hm ³)
Jan	930	0	+930	973.22	973.22	/
				1903.22	/	/
Fév	780	6.4	+ 773.6	2676.82	/	/
				3423.62	3021	402.62
Mar	840	93.2	+ 746.8	4001.62	3021	980.62
				4066.62	3021	1045.62
Avr	820	242	+578	3536.62	3021	515.62
				2697.62	/	/
Mai	480	415	+65	2018.62	/	/
				2204.62	/	/
Jui	90	620	- 530	2793.42	/	/
				3663.42	3021	642.42
Aou	60	739	- 679	4653.42	3021	1632.42
Sep	290	104	+186			
Oct	630	41.2	+588.8			
Nov	870	0	+870			
Déc	990	0	+990			

Ainsi:

$$V_s = 5728.2 \cdot 10^3 \text{ m}^3$$

$$V_d = 2048 \cdot 10^3 \text{ m}^3$$

La retenue fonctionne à un temps: $V_d < V_s$, $V_u = V_d$

Donc : $V_u = 2.048 \text{ Hm}^3$ Avec: $V_{NNR} = V_M + V_u$

D'où : $V_{NNR} = 3.021 \text{ Hm}^3$

NNR = 120, 00 NGA.

III.7.2 - Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes:

a. Pertes par évaporation:

Une partie de l'eau qui tombe passe de la phase liquide à la phase vapeur, il s'agit de l'évaporation.

$$V_{EV} = E_S \times S_{moy} \dots\dots\dots (III.11)$$

E_S : Evaporation mensuelle (mm).

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

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

Le tableau (II.21) nous donne les résultats de calcul.

b- Pertes par infiltration:

Une partie pénètre dans les couches superficielles du sol, il s'agit de l'infiltration.

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par:

$$V_{Inf} = \frac{\delta \times V_{moy}}{100} \dots\dots\dots (III.12)$$

δ : Coefficient dépendant des conditions hydrogéologiques, ($0.5 < \delta < 1$).

Tableau.III.20. Les volumes des pertes dans la retenue

Mois	$V_{moy}(\text{Mm}^3)$	$S_{moy}(\text{Km}^2)$	$E_s (\text{mm})$	$V_{ev}(\text{Mm}^3)$	$V_{inf} (10^3 \text{m}^3)$	$P(\text{Mm}^3)$
Jan	2,89	0,66	42	0,027	0,028	0,055
Fév	3,304	0,72	57	0,041	0,033	0,074
Mars	3,734	0,776	88	0,068	0,037	0,105
Avr	4,046	0,811	109	0,088	0,040	0,128
Mai	3,971	0,803	124	0,099	0,039	0,138
Juan	3,474	0,743	164	0,122	0,034	0,156
Jui	2,711	0,631	181	0,114	0,027	0,141
Aout	1,748	0,457	162	0,074	0,017	0,091
Sept	1,094	0,318	133	0,043	0,010	0,053
Oct	1,329	0,370	87	0,032	0,013	0,045
Nov	1,859	0,479	57	0,027	0,018	0,045
Déc	2,354	0,571	41	0,023	0,023	0,046

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

Tableau.III.21. Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)

Mois	A _{80%} (Mm ³)	U(Mm ³)	P(Mm ³)	A – U - P (Mm ³)	1 ^{ère} consigne d'exploitation		
					V _{rf} (Hm ³)	V _{ri} (Hm ³)	S(Hm ³)
Jan	0,93	0,0	0,055	+0,875	0,973	0,973	/
					1,848	/	/
Fév	0,78	0,006	0,074	+0,70	2,548	/	/
Mar	0,84	0,093	0,105	+0,642	3,19	3,021	0,169
Avr	0,82	0,24	0,128	+0,452	3,642	3,021	0,62
Mai	0,48	0,415	0,138	-0,073	3,57	3,021	0,55
Jua	0,09	0,62	0,156	-0,686	2,883	/	/
Jui	0,02	0,86	0,141	-0,981	1,902	/	/
Aou	0,06	0,73	0,091	-0,761	1,141	/	/
Sep	0,29	0,1	0,053	+0,137	1,278	/	/
Oct	0,63	0,041	0,045	+0,544	1,822	/	/
Nov	0,87	0,0	0,045	+0,825	2,647	/	/
Déc	0,99	0,0	0,046	+0,944	3,591	3,021	0,57

Ainsi :

$$V'_s = 5,119 \text{ Mm}^3$$

$$V'_d = 2,501 \text{ Mm}^3$$

La retenue fonction à un seul temps et comme $V'_d < V'_s$ alors, $V'_u = V'_d$

$$\text{Donc: } V'_u = 2,501 \text{ Mm}^3$$

III.7.2.1- Estimation de l'erreur:

Les volumes des pertes sont considérés comme une consommation pour ces calculs on doit vérifier la condition suivante : $1\% < E < 2\%$ avec :

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

Ou : V_u : Volume utile sans tenir compte des pertes.

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

Si la condition ($1\% < E < 2\%$) n'est pas vérifiée on doit faire des itérations.

Donc : E = 22,12

Donc on fait des itérations, après la 4^{ème} itération on trouve que la condition est vérifiée.

Le tableau III.25 donne les résultants du calcul de régularisation :

Tableau.III.22. Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)

Mois	$A_{80\%}$ (Mm ³)	U(Mm ³)	P(Mm ³)	A – U - P (Mm ³)	1 ^{ère} consigne d'exploitation		
					Vrf(Hm ³)	Vri(Hm ³)	S(Hm ³)
Jan	0,93	0,0	0,064	+0,866	0,973	0,973	/
					1,839	/	/
Fév	0,78	0,006	0,084	+0,69	2,529	/	/
Mar	0,84	0,093	0,107	+0,64	3,169	/	/
Avr	0,82	0,24	0,141	+0,439	3,608	3,55	0,058
Mai	0,48	0,415	0,154	-0,089	3,519	/	/
Jua	0,09	0,62	0,173	-0,703	2,816	/	/
Jui	0,02	0,86	0,163	-1,003	1,813	/	/
Aou	0,06	0,73	0,112	-0,782	1,031	/	/
Sep	0,29	0,1	0,069	+0,121	1,152	/	/
Oct	0,63	0,041	0,059	+0,53	1,682	/	/
Nov	0,87	0,0	0,057	+0,813	2,495	/	/
Déc	0,99	0,0	0,056	+0,934	3,429	/	/

Donc :

$$V'_s = 5,033 \text{ Mm}^3$$

$$V'_d = 2,577 \text{ Mm}^3$$

La retenue fonction à un seul temps et comme $V'_d < V'_s$, $V'_u = V'_d$

Donc $V_u = 2,577 \text{ Mm}^3$

Et $V_{NNR} = 3,55 \text{ Mm}^3$

La capacité de la retenue est fixée à 3 550 000 m³, et le volume utilisable est de 2 577 000m³. H.normale=19,00m

III.8- Laminage des crues :

Le laminage des crues est l'amortissement d'une crue qui dépasse le N.N.R dans la retenue par un étalement dans le temps de l'hydrogramme de crue. Le calcul de laminage, permet de réduire les dimensions et le cout de l'ouvrage d'évacuation sans affecter la sécurité de l'aménagement.

Le laminage est d'autant plus important que le volume entre le NNR et NPHE représente une part significative du volume totale de la crue.

Le fonctionnement hydraulique global d'une retenue relevée de l'arithmétique simple: **ce qui reste est égale à ce qui rentre moins ce qui sort.** Cette relation s'écrit aussi trivialement :

$$Q.dt = q.dt + S.dh \dots \dots \dots (III.13)$$

Ou:

Q: le débit entrant de la crue.

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

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

Le débit cumule à l'instant **t** est : $Q - q = S.dh/dt$

Ou : dh/dt : La vitesse de remplissage ou de montée de la retenue

Il existe plusieurs procédés de laminage mais nous retenons la méthode de KOTCHERINE car elle donne des résultants précis et fiables.

III.8.1- Estimation du débit de crue laminée :

Le volume en charge pour la crue est exprimé selon la relation :

$$V_{ch} = V_{Cr} \cdot \left(1 - \frac{q_{lam}}{Q_{\%}} \right)$$

Où

V_{ch} : le volume d'eau en charge,

V_{Cr} : le volume de la crue,

$Q_{\%}$: le débit de la crue,

q_{lam} : le débit laminé.

De cette relation se déduit le débit de crue laminée :

$$q_{lam} = Q_{\%} \cdot \left(1 - \frac{V_{ch}}{V_{Cr}} \right)$$

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

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

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

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

Où :

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

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

L : la largeur de déversoir,

H : la charge sur le déversoir (on fait varier de 0,5 à 3.5 m),

Connaissant ce débit et parce qu'aussi:

$$q = S \cdot V_{\text{moy}} \dots\dots\dots \text{(III.14)}$$

$$\text{Et:} \quad S = L \cdot (H + P) \dots\dots\dots \text{(III.15)}$$

D'où:

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

$$H_o = H + \frac{a \cdot V_{\text{moy}}^2}{2g}$$

H_o : est la charge globale;

$aV_{\text{moy}}^2/2g$: La charge dynamique liée à la vitesse d'écoulement.

On calcule le débit (par formule III.47), en faisant varier la largeur déversant ($25 < L < 43$)

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

Le débit laminée est calculé pour différentes charges " H " et différentes largeurs de l'évacuateur de crue " b ".

Les calculs donnés dans les tableaux suivants:

Tableau.III.23.calcul de la 1^{ère} étape

Données		Largeur	Hauteur	Débit	Surface	Vitesse
g	9.81	25	0.5	18.79	50	0.375
a	1.00	30	1	63.77	75	0.850
2g	19.62	35	1.5	136.69	105	1.301
(2. g) ^{0.5}	4.429	40	2	240.52	140	1.718
Q1%	273.2	45	2.5	378.15	180	2.100
V _{cr} 1%	5432636.3	50	3	522.33	225	2.321
m	0.48	55	3.5	765.61	275	2.784

Tableau.III.24.calcul de la 2^{ème} étape

Hauteur m	Vitesse m ³ /s	Hauteur H ₀ m	Débit m ³ /s						
			b=25	b=30	b=35	b=40	b=45	b=50	b=55
0.5	0.375	0.515	19.642	23.571	27.499	31.428	35.356	39.28	43.213
1	0.850	1.037	56.124	67.349	78.574	89.799	101.02	112.24	123.47
1.5	1.301	1.586	106.15	127.38	148.61	169.84	191.07	212.31	233.54
2	1.718	2.150	167.55	201.06	234.57	268.08	301.59	335.10	368.61
2.5	2.100	2.724	238.94	286.73	334.52	382.31	430.10	477.88	525.67
3	2.321	3.274	314.85	377.82	440.79	503.76	566.73	629.70	692.67
3.5	2.784	3.895	408.55	490.26	571.97	653.68	735.39	817.10	898.81

Tableau.III.25.calcul de la 3^{ème} étape

Hauteur m	V _{ch} m ³	q _{lam} (m ³ /s)	Débit m ³ /s						
			b=25	b=30	b=35	b=40	b=45	b=50	b=55
0.5	157922.27	265.25	19.642	23.571	27.499	31.428	35.356	39.28	43.213
1	422504.14	251.95	56.124	67.349	78.574	89.799	101.02	112.24	123.47
1.5	678713.89	239.06	106.15	127.38	148.61	169.84	191.07	212.31	233.54
2	853782.88	230.26	167.55	201.06	234.57	268.08	301.59	335.10	368.61
2.5	1109182	217.42	238.94	286.73	334.52	382.31	430.10	477.88	525.67
3	1369700	204.32	314.85	377.82	440.79	503.76	566.73	629.70	692.67
3.5	1629900	191.23	408.55	490.26	571.97	653.68	735.39	817.10	898.81

La détermination de la largeur de déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après la réalisation du graphe $q = f(h)$ comme montre la figure III.14 et III.15.

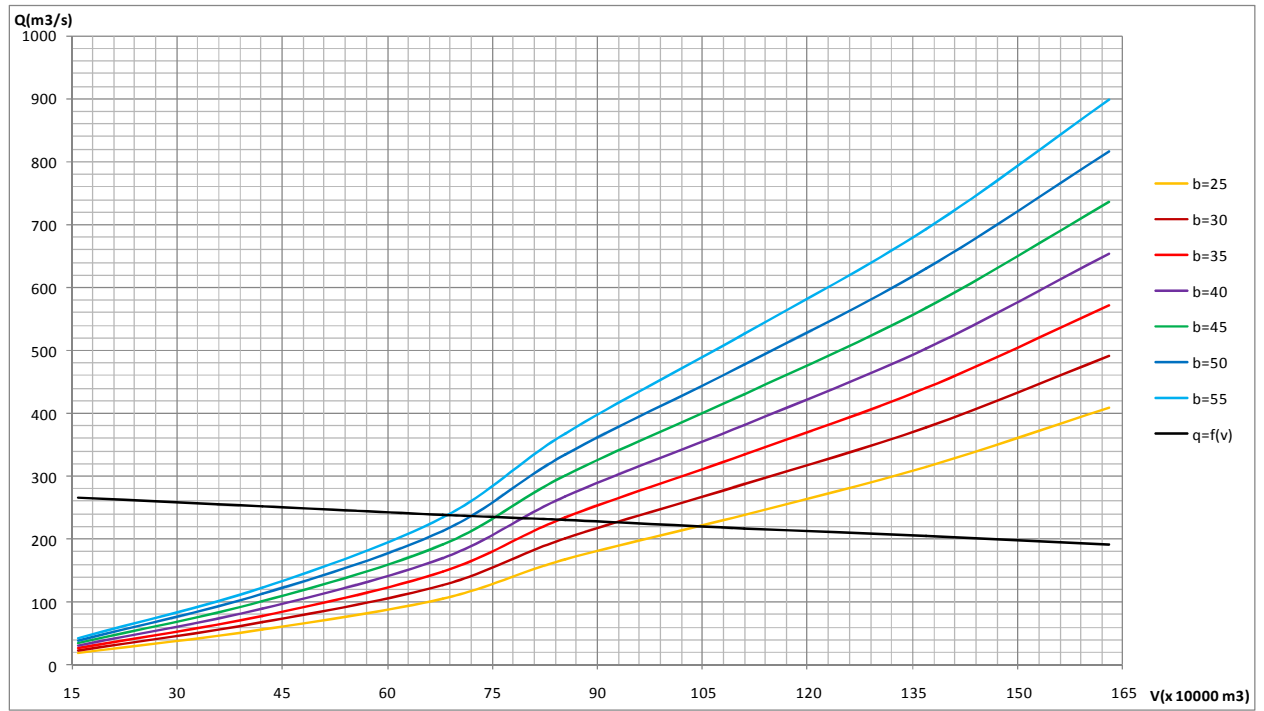


Figure III.14 : courbe du débit en fonction du volume

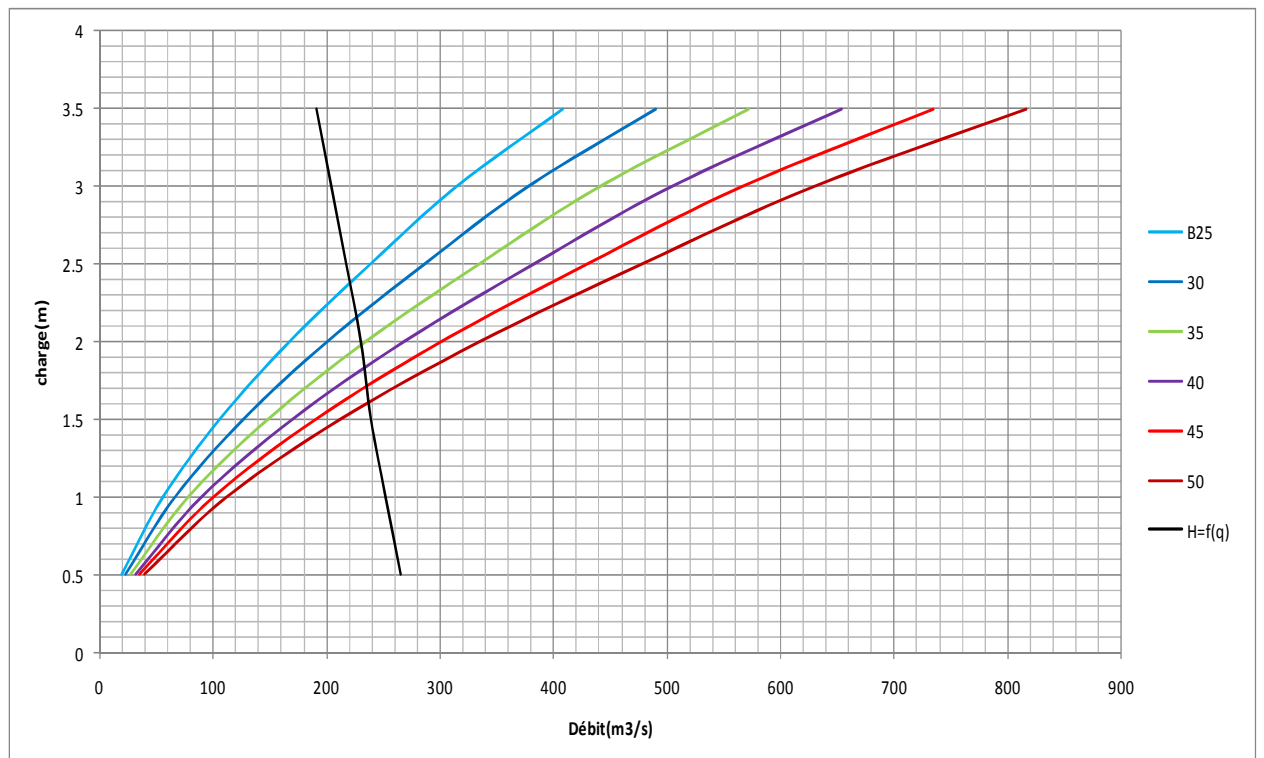


Figure III.15 : Courbe du débit en fonction de la hauteur

Tableau.III.26. Récapitulatif des résultats

Largeur (m)	q_{lam} (m ³ /s)	V_{ch} (Hm ³)	H(m)	Cote (m NGA)
25	220.42	1.044	2.58	122.58
30	226.24	0.928	2.32	122.32
35	230.22	0.847	2.12	122.12
40	233.23	0.794	1.96	121.96
45	235.10	0.754	1.82	121.82
50	236.85	0.721	1.70	121.70

III.8.3- 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 déversâtes correspondantes aux différentes hauteurs de la digue.

III.8.3.1- Calcul du cout approximatif de la digue :

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

$$V_B = \sum V_i \quad \text{Avec} \quad V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot L$$

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 $\left[S_i = \frac{b + B_i}{2} \cdot H_i \right]$.

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

m_1, m_2 : Les fruits des talus .

b : Largeur en crête (m).

H_i : Hauteur de la tranche au point i $[H_i = \text{NNR} - C_f + R + h_{\text{dév}}]$.

R : Revanche en (m).

III.8.3.2. Calcul de la revanche :

La revanche est une tranche comprise entre la cote de plus hautes eaux et la crête du barrage.

Il existe des formules empiriques qui permettent d'évaluer la hauteur des vagues en fonction de la longueur du plan d'eau ou « Fetch $F = 1,70 \text{ Km}$ » et de la vitesse du vent :

Tableau III.37. Calcul de la revanche par la formule de Davis

Formules		a	b
Mallet et Paquant	$\frac{H_v}{F} = 0.50 + 0.33\sqrt{F}$	0.896	0.930
Stevenson	$\frac{H_v}{F} = 0.75 + 0.34\sqrt{\frac{3.33\sqrt{F}}{F - 0.2}}$		
Gaillard	$\frac{5}{V_v} = 1.5 + 2\frac{3.33\sqrt{F}}{H_v}$	3.292	3.360
Davis	$\frac{V_v}{R} = 0.75\sqrt{\frac{F}{H_v + \frac{V_v^2}{2g}}}$	1.224	1.23
Formule simplifiée	$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F}$	1.391	

De ce fait, l'Algérie est un pays de climat irrégulier, et par raison de sécurité, on va prendre la valeur la plus pessimiste entre les formule a, b et la formule simplifiée.

D'où : R = 1,3 m

III.8.3.3. Calcul de la cote de la crête :

La cote de la crête est peut estimée par la relation IV.7 ci-dessous :

$$C_r = NPHE + R + h_s \dots\dots\dots (IV.16)$$

Ou : C_r : cote de la crête (m NGA) ;

NPHE : cote au niveau des plus hauts eaux (m NGA) ;

R : revanche (m) ;

H_s : hauteur de sécurité (m) ;

A.N : $C_r = 123.8$ m NGA

D'où : $H_b = 23.8$ m

III.8.3.4. Calcul de la largeur en crête :

Le niveau de la crête définit la hauteur maximale qu'atteint le barrage. La largeur en crête d'un barrage en terre doit alors permettre la circulation des engins pour la construction de l'ouvrage et ultérieurement pour son entretien.

Pratiquement la largeur en crête d'un barrage en terre n'est jamais inférieure à 3 m. pour les ouvrages de hauteur supérieurs à 9 m on adopte souvent une largeur égale au 1/3 de la hauteur de la digue. La largeur en crête peut être calculée par les formules dans le tableau ci-après :

Tableau.III.28. Calcul de la largeur en crête

Formules	Knapent	E-F-Preece	Simplifiée
	$b_{cr} = \frac{1.65 \sqrt{Hb}}{\sqrt{Hb}}$	$b_{cr} = \frac{1.1 \sqrt{Hb}}{(1.1 \sqrt{Hb}) + 3}$	$b_{cr} = \frac{3.60 \sqrt{Hb}}{\sqrt{Hb}} - 3$
b_{cr} (m)	8.05	6.36	7.35

Donc, on opte une largeur en crête de 7m.

III.8.3.5. Longueur de la crête de la digue :

D'après le plan de situation général échelle 1/1000^{ème}, la longueur en crête est prise égale à : $L_{crête} = 370 \text{ m}$

III.8.3.6 Calcul du coût de la digue :

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

Tableau.III.29. récapitulatif des résultats

b (m)	Qe (m3/s)	H (m)	NPHE	Hb (m)
25	220.42	2.58	122.58	23.88
30	226.24	2.32	122.32	23.62
35	230.22	2.12	122.12	23.42
40	233.23	1.96	121.96	23.26
45	235.10	1.82	121.82	23.12
50	236.85	1.70	121.70	23

Tableau.III.30.coût de la digue

Largeur déversant (m)	volume de la digue (m ³)	Coût de la digue (millions de DA)
25	105901.03	52.950515
30	103965.99	51.982995
35	102457.31	51.228655
40	101208.56	50.604280
45	100132.79	50.066395
50	99637.91	49.818955

Pour les fruits des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 3 et 2,5, et pour Le prix du mètre cube du remblai est estimé à 500 DA.

III.8.3.7. Calcul du coût de l'évacuateur de crues :

III.8.3.7.1. 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 à la suite l'instabilité de l'ouvrage. Le coefficient de débit est $m = 0.44$

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 :

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

Ou :

H : Charge sur le seuil (m).

Y : Ordonnée du profil (m).

X : Abscisse du profil (m).

Le volume du déversoir sera donc :

$$V_{\text{dév}} = S \cdot L$$

S : Section transversale (m²).

L : Largeur déversante (m).

En fixant le mètre cube du béton à vingt et un mille dinars Algériens 40000 DA, le coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes sera :

Tableau.III.31. coût de déversoir

largeur déversant (m)	volume du béton (m ³)	Coût du déversoir (millions de DA)
25	47.94	1.917600
30	58.46	2.338400
35	63.98	2.559200
40	67.95	2.718000
45	81.32	3.252800
50	89.41	3.576400

III.8.3.7.2.Calcul du canal d'approche :

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charges et de guider calmement la crue vers le seuil déversant. Il est de forme rectangulaire avec une charge d'eau « H » est une hauteur de pelle égale à 1,5 m.

D'où la hauteur totale du mur : $H_{ca}=P+H+R$ (III.17)

Avec P : hauteur de pelle ;

H : la lame déversante ;

R : la revanche.

La longueur du canal d'approche « L » est déterminée d'après la topographie est égal à 80m

L'épaisseur du mur « e » est prise égal à (0,3m).

D'où le volume du canal d'approche est estimé par

$V= S.e = L. H_{ca}. e$ (III.18)

Tableau.III.32.coût du canal d'approche

Largeur déversants (m)	volume du béton (m ³)	Coût de canal d'approche (millions de DA)
25	40.35	1.614000
30	46.08	1.843200
35	51.66	2.066400
40	57.12	2.284800
45	62.37	2.494800
50	67.5	2.700000

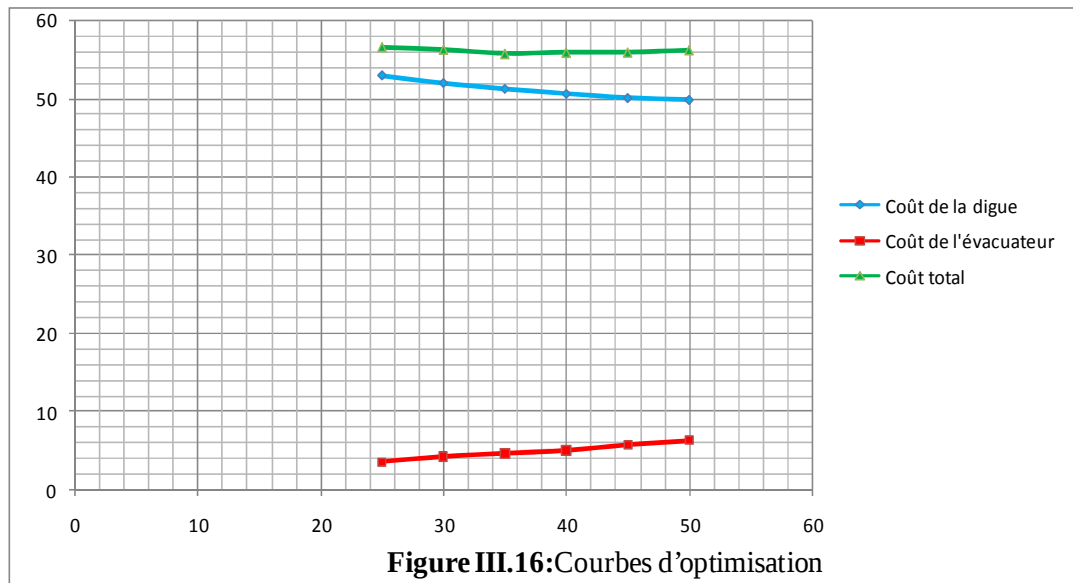
III.8.4) le coût total du barrage :

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

Tableau.III.33. coût Totale du barrage

largeurs déversants (m)	coût de la digue (millions de DA)	coût de l'évacuateur de crue (millions de DA)			coût total (millions deDA)
		déversoir	Canal d'approche	Total	
25	52.950515	1.917600	1.614000	3.531600	56.482115
30	51.982995	2.338400	1.843200	4.181600	56.164595
35	51.228655	2.559200	2.066400	4.625600	55.654255
40	50.604280	2.718000	2.284800	5.002800	55.807080
45	50.066395	3.252800	2.494800	5.747600	55.813995
50	49.818955	3.576400	2.700000	6.276400	56.095355

D'après la courbe d'optimisation représentée par la Figure (III.16), la largeur du déversoir donnant le coût minimum est 35 m.



Pour des raisons économiques et de sécurité on adopte un déversoir de largeur $b=35$ m

Correspondant à un débit laminé de $230.22 \text{ m}^3/\text{s}$ et une hauteur déversant égale à 2.12 m.

III.8- Tableau récapitulatif :

Les caractéristiques de la retenue trouvée au vu de cette étude sont présentées dans le tableau III.34:

Tableau.III.34.Récapitulatif des résultats

Dénomination	Unités	Valeurs
Cote NVM	m NGA	110.2
Cote NNR	m NGA	120
Cote NPHE	m NGA	122.12
Cote du fond	m NGA	100
Volume utile	Hm^3	3.55
Volume mort	Hm^3	0.973

IV.1-Introduction

Simultanément à la recherche d'un site, on doit réfléchir aux différents types d'ouvrages envisageables, à la vue des conditions et contraintes locales.

En fait, quelques critères succincts permettent de classer les barrages en deux catégories :

- Les barrages rigides, en béton ou en maçonnerie.
- Les barrages souples, en enrochement ou en terre.

➤ Barrages poids

Par leur poids et par leur section trapézoïdale, ils résistent à la poussée de l'eau. Tout comme les barrages en maçonnerie.

➤ Barrages voutes

Ils résistent à la poussée de l'eau par leur forme qui leur permet de répercuter la poussée hydrostatique sur la fondation par des arcs travaillant en compression. La voute des ouvrages de faible hauteur peut être très mince et présente une simple courbure.

➤ Barrages à contreforts

Ils sont composés d'un voile en béton armé et d'une série de contreforts destinés à reprendre la poussée de l'eau et à la transmettre à la fondation.

➤ Barrages en terre homogène

Ce sont des barrages constitués d'un seul matériau qui garantit l'imperméabilité, accompagnée de dispositifs de drainage contre l'infiltration. Le remblai est constitué de matériaux du type argile, argile sableuse, limons, sable limoneux, etc. Il peut y avoir d'autres matériaux qui ne contribuent pas dans la stabilité du barrage (enrochement et protection du talus et de la crête).

➤ Barrage en terre zonés

Un barrage en remblai zonés est composé de deux ou plusieurs matériaux, l'un imperméable pour assurer la fonction d'étanchéité et les autres résistants pour garantir la stabilité de l'ouvrage, séparés par des couches de transition. Ces derniers peuvent être classés en terre avec écran, en terre avec noyau, etc.

➤ Barrage en enrochement

Ce type d'ouvrage est constitué d'un tas de cailloux (enrochement) à grand échelle. Le matériau constituant le corps de barrage n'a pas de propriété particulière d'imperméabilité. La fonction de rétention de la structure est obtenue par un masque mince et étanche construit sur le parement amont.

IV.2- Choix des variantes de la digue :

Les principaux paramètres à prendre en compte dans le choix du type de barrage sont les suivants :

- Forme de la vallée
- Matériaux de construction
- Géologie et géotechnique
- Risque sismique
- Crues à maîtriser

Les barrages en béton sont des ouvrages rigides et en conséquence leur conception sera aussi conditionnée par la qualité des fondations. La nature des terrains de fondation impose d'écarter le choix d'un barrage en béton.

La disponibilité des matériaux argileux et enrochement aux environs du site et à l'intérieur même de la cuvette nous conduit à choisir trois types de digue qui font l'objet d'une étude comparative technico-économique, il s'agit de :

a)- Barrage en terre homogène avec un drain verticale :

Pour la construction de la digue, la qualité et la quantité des matériaux situés aux alentours de l'ouvrage sont celles qui déterminent souvent le type d'ouvrage. Dans notre cas et d'après le rapport géotechnique, la quantité d'argile est largement suffisante pour la construction d'une digue homogène ainsi que la qualité des ces argiles dont les caractéristiques physiques et mécaniques sont favorables.

b)- Barrage en terre hétérogène à noyaux d'argile :

C'est une digue composée d'un massif en plusieurs zones, dont chacune est constituée d'un matériau différent, suivant le rôle que doit jouer

c)- Barrage en enrochement avec un masque amont en béton :

Ce type est constitué d'enrochements avec un masque amont qui est fait en béton, cette technique est récemment utilisée en Algérie que dans le monde car c'est une technique nouvelle, l'inconvénient dans ce type de barrage est la stabilité des

enrochements est assez difficile à assurer ainsi que la conception de la digue est très difficile.

IV.3- Construction de la section transversale du barrage [2] :

IV.3.1- Hauteur de barrage :

$$H_b = C_r - C_f \dots\dots\dots(IV.1)$$

Ou : H_b : hauteur du barrage (m) ;

C_r : cote de la crête (m NGA) ;

C_f : cote de fondation (mNGA) ;

IV.3.2- Calcule de la revanche :

La revanche est une tranche comprise entre la cote la plus haute des eaux et la crête du barrage.

Il existe des formules empiriques qui permettent d'évaluer la hauteur des vagues en fonction de la longueur du plan d'eau ou « Fetch » et de la vitesse du vent.

Formule de Davis (reprise par Post et Londe) :

La revanche est mesurée au-dessus du niveau des plus hautes eaux correspondant à la crue maximum. Elle est donnée par la formule IV.1 :

$$R = 0,75 H_v + V_v^2/2g \dots\dots\dots(IV.2)$$

Ou : R : la revanche (m) ;

H_v : hauteur des vagues (m) ;

V_v : vitesse des vagues (m/s) ;

La hauteur des vagues est estimée par des formules empiriques :

a. Formule de Stevenson :

Pour $F < 18$ Km :

$$H_v = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{F} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots(IV.3)$$

Ou : F : Longueur du fetch, $F = 1,70$ Km

b. Formule de Mallet et Paquant :

$$H_v = 0,50 + 0,33 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots(IV.5)$$

La vitesse des vagues est donnée par la formule de Gaillard :

$$V_v = 1,5 + 2H_v \dots\dots\dots(IV.6)$$

Après remplacement de chaque valeur dans les formules citées au-dessus, on trouve les résultats représentés dans le tableau IV.1 :

Tableau IV.1 : Calcul de la revanche par la formule de Davis

Formules	a	b
H_V (m)	0.896	0.930
V_V (m/s)	3.292	3.360
R (m)	1.224	1.23

1. Formule simplifiée :

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots (IV.7)$$

A.N : **R = 1.391m**

De ce fait, l'Algérie est un pays de climat irrégulier, et par raison de sécurité, on va prendre la valeur la plus pessimiste entre les formule a, b et la formule simplifiée.

D'où : **R = 1,3 m**

IV.3.3- Calcul de la cote de la crête :

La cote de la crête est peut estimée par la relation IV.7 ci-dessous :

$$C_r = NPHE + R + h_s \dots\dots\dots (IV.8)$$

Ou : C_r : cote de la crête (m NGA) ;

NPHE : cote au niveau des plus hauts eaux (m NGA) ;

R : revanche (m) ;

H_s : hauteur de sécurité (m) ;

A.N : $C_r = 123.8$ m NGA

D'où : **$H_b = 24$ m**

IV. 3.4- Calcul de la largeur en crête :

Le niveau de la crête définit la hauteur maximale qu'atteint le barrage. La largeur en crête d'un barrage en terre doit alors permettre la circulation des engins pour la construction de l'ouvrage et ultérieurement pour son entretien.

Pratiquement la largeur en crête d'un barrage en terre n'est jamais inférieure à 3 m. pour les ouvrages de hauteur supérieurs à 9 m, on adopte souvent une largeur égale au 1/3 de la hauteur de la digue. La largeur en crête peut être calculée par les formules ci-après :

1. Formule de Knappen :

$$b_{cr} = 1.65 \sqrt{H_b} \dots\dots\dots (IV.9)$$

2. Formule de E-F-Preece :

$$b_{cr} = \left(1,1 \sqrt[3]{H_b}\right) + 1 \dots\dots\dots(IV.10)$$

3. Formules simplifiée :

$$b_{cr} = 3,60 \sqrt[3]{H_b} - 3 \dots\dots\dots(IV.11)$$

Ou : b_{cr} : largeur en crête (m) ;

H_b : hauteur du barrage (m) ;

Le tableau IV.2 ci-après nous donne les résultats de calcul :

Tableau IV.2 : Calcul de la largeur en crête

Formules	Formule de Knapent	Formule de E-F-Preece	Formules simplifiée
b_{cr} (m)	8.05	6.36	7.35

Donc, on opte une largeur en crête de 7m.

IV.3.5- Longueur en la crête de la digue :

D'après le plan de situation général échelle 1/1000^{ème}, la longueur en crête est prise égale à : $L_{crête} = 370 \text{ m}$

IV.3.6- Calcul des fruits de talus :

La pente des talus doit assurer la stabilité statique de ces talus, c'est-à-dire que les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations.

Les fruits de talus varient suivant la hauteur du barrage, mais aussi en fonction de son type (matériau de construction), le tableau IV.3 donne des valeurs indicatives des fruits de talus :

Tableau IV.3 : Les valeurs indicatives des fruits de talus

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

Donc, Hauteur du barrage : $H_b = 24$ m, on choisit pour les calculs les pentes suivantes:

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

Ces valeurs devront être vérifiées par le calcul de stabilité.

IV.3.7- Les bermes :

Elles permettent la réalisation et la réparation des revêtements de talus. En outre, elles donnent la stabilité aux digues et réduisent la vitesse des eaux qui glissent sur les surfaces de talus aval, en contribuant à éviter l'érosion. elles servent aussi d'appui aux revêtements des talus en amont. Les bermes sont exécutées pour des hauteurs de 10-15 m, leur largeur varie entre 2 et 3,5m, avec des pentes de l'ordre de 3%.

On prévoit des bermes sur les deux talus amont et aval dont la largeur sera de 3m pour faciliter les travaux de compactage.

Les cotes du berme amont et aval sont :

$$C_{Bam} = 114 \text{ m NGA.}$$

$$C_{Bav} = 114 \text{ m NGA.}$$

IV.3.8- Revêtement des talus :

La protection des talus dans les barrages en terre est utilisée pour éviter l'érosion par l'action des vagues d'une part et par les pluies d'une autre part.

Pour le cas des petits barrages, les revêtements les plus utilisées sont :

- Enrochement sur les couches des filtres.
- Couche de terre végétale.

Le type de revêtement doit être défini à partir d'une évaluation technico-économique, en tenant compte de l'utilisation maximale des engins et des matériaux locaux existants, du caractère du sol, du corps de la digue, de l'agressivité de l'eau et de la durabilité du revêtement selon les conditions d'exploitation.

L'épaisseur de l'enrochement doit être approuvée en tenant compte des possibilités de l'érosion de la surface du talus hors de l'enrochement sous l'influence du mouvement des vagues, le déplacement des grands blocs rocheux, un certain matériel du revêtement, ainsi que l'expérience dans l'exploitation de revêtement semblables.

Talus aval

On doit concevoir le revêtement pour éviter la possible érosion à cause des pluies et s'il existe un niveau permanent d'eau.

Pour sa protection, l'utilisation d'une terre végétale avec des épaisseurs entre 0,20 et 0,3m est très commune.

Talus amont

L'emplacement du revêtement s'étend depuis la crête de la digue jusqu'à une profondeur au –dessous du niveau minimal d'exploitation, égale à la hauteur maximale de la vague mais pas moins de 2,0m. Pour cela, on utilise communément un enrochement sur la couche de filtre dont l'épaisseur peut être calculée par les méthodes proposé par la **CIGB**.

Cette méthode consiste à déterminer l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement et les dimensions minimales du bloc en fonction de la hauteur de la vague, en prenant les valeurs directement du tableau IV.4.

Tableau.IV.4. Epaisseur de l'enrochement et D_{50} minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague

H_V (m)	e (m)	D_{50} (m)
0,0 – 0,30	0,30	0,20
0,30 – 0,60	0,40	0,25
0,60 – 1,20	0,45	0,30
1,20 - 1,80	0,55	0,40
1,80 - 2,40	0,70	0,45
2,40 – 3,00	0,80	0,55

Dans ce tableau : H_V : hauteur de la vague (m) ;

e : épaisseur de la couche d'enrochement (m) ;

D_{50} : diamètre minimal du 50% de la pierre.

D'où : pour $H_V = 0,93\text{m}$; on a **$e = 0,45\text{m}$**

IV.3.9- Dimensionnement du noyau :

Le noyau doit être assez large pour diminuer les infiltrations à travers le corps de la digue et l'épaisseur du noyau peut être déterminé à partir de l'analyse de la fissuration. La largeur de la partie supérieure du noyau d'un barrage est déterminée en tenant compte des conditions de construction de l'ouvrage et varie entre 3 et 7 m. Pour le petit barrage, le bord supérieur du noyau doit dépasser le niveau normale (plus de 0,50m).

La largeur en crête du noyau est de 5m.

Les pentes des talus du noyau préalable :

- Talus amont 0,50
- Talus aval 0,50

La largeur du noyau dans la base de la digue est définie tout en sachant que les gradients du flux de filtration ne soient pas supérieures à 10 ni inférieures à 4. Le gradient hydraulique pour le noyau est déterminé comme suit :

$$I = H/b_{\text{moy}} \leq I_{\text{adm}} \dots\dots\dots(\text{IV.12})$$

Ou : I : gradient hydraulique ;

I_{adm} : gradient hydraulique admissible, déterminer à partir du tableau IV.5 ;

H : charge hydraulique dans le noyau (m) ;

b_{moy} : largeur moyenne du noyau (m) ;

Tableau IV.5 : gradient hydraulique admissible en fonction du type d'ouvrage

Type de sol	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1,5	1,5	1,8	1,95
Limon	1,05	1,15	1,25	1,35
Sable moyen	0,7	0,5	0,9	1,00
Limon sableux	0,51	0,65	0,75	0,85
Sable fin	0,45	0,55	0,65	0,75

Notre barrage a une durée d'exploitation de 20 ans (ouvrage permanent) avec une importance moyenne, il appartient à la II^{ème} classe alors on prend $I_{\text{adm}} = 1,5$

La hauteur du noyau peut être déterminée comme suivant :

$$H_n = H_b - 1$$

Ou : H_n : hauteur du noyau (m) ;

H_b : hauteur du barrage (m) ;

$$H_n = 24 - 1 = 23\text{m}$$

La largeur de la base est déterminée comme suit :

$$B_{\text{base}} = 2m \cdot H_n + b$$

Cette largeur de la base doit remplir la condition suivant :

$$B_{\text{base}} \geq H/I_{\text{adm}} \dots\dots\dots(\text{IV.13})$$

Ou : H : Charge hydraulique dans le noyau (m) ;

I_{adm} : Gradient hydraulique admissible ;

A.N : $b_{\text{base}} = 30 \text{ m} \geq H/I_{\text{adm}} = 15,2 \text{ m}$, Condition vérifiée.

D'où : $b_{\text{base}} = 30 \text{ m}$

La profondeur d'ancrage dans le terrain de fondation varie en fonction de la profondeur de la couche perméable qui doit être traversée. Une profondeur supérieure à 1.5m est recommandée ; la base de la clé d'ancrage doit avoir une largeur de 4.0m pour permettre le travail de compactage.

IV. 3.10- Drainage :

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

- ❖ Avoir une capacité suffisante pour évacuer l'eau de sorte qu'il ne soit pas colmaté.
- ❖ Ne pas permettre l'effet de renard, c'est pourquoi, on doit avoir une ou plusieurs couches filtrantes.

o Drainage cheminé (pour la variante I)

Un drain cheminé de fruit $m = 0,35$ (pour protéger au maximum le talus aval contre les pressions interstitielles), pouvant être incorporé au centre de la digue homogène, se compose de gravité d'une largeur égale à 2.0m et une transition de filtre. Le rôle du filtre est assuré par le géotextile de type tissu. Ce drain cheminé est relié au caniveau situé au pied du talus aval par un drain horizontal (tapis drainant) identique

au drain vertical de tout point de vue. Le caniveau est relié à la restitution par un drain prisme qui va participer à la stabilité de l'ouvrage.

o **Prisme de drainage :**

Le prisme est un élément le plus utilisé pour le drainage. Dans sa partie aval, il est construit en pierres et on place un filtre à l'envers au niveau de la zone de contact du remblai et de sa fondation. On peut calculer sa hauteur selon :

$$H_p = (0.15 - 0.2) H_b$$

H_b : hauteur du barrage (m) ;

On prend $H_p = 0.15H_b$ (le retour d'eau est limité)

D'où : **$H_p = 4m$**

La largeur du prisme dans sa partie supérieur (berme) doit être de 3m pour qu'il puisse être placé et compacté avec les engins de compactage.

Les fruits des talus vont :

- Talus amont : **$m_1 = 2.5$**
- Talus aval : **$m_2 = 3$**

o **Tapis de drainage :**

C'est le type de drainage le plus efficace pour la digue, car d'une part on utilise moins de matériaux saturés, et d'autre part, il contrôle les filtrations de la retenue. Son inconvénient c'est qu'il existe une possibilité d'obstruction qui peut s'avérer très dangereuse. La sécurité et le contrôle dans sa construction reste de rigueur. Des épaisseurs minimales de 0.80 m sont recommandées à utiliser, par rapport aux matériaux à employer et du remblai, on peut le construire avec une ou plusieurs couches de filtre. Ce drain tapis s'étend du noyau jusqu'au pied aval.

IV.3.11- Protection de la crête :

La crête doit être recouverte en couche asphéltique pour permettre la circulation des véhicules. La profilée soigneusement, afin d'empêcher toutes stagnation des eaux (pour éviter les infiltrations dans le corps de barrage), on préconise, en ce sens, d'adopter un dévers amont uniforme de (3 à 4) % qui permet d'évacuer les eaux de pluie vers le parement amont.

IV.4- Etude Technico-économique :

Le but de cette étude est de choisir et réaliser le projet le plus économique, répondant au niveau de sécurité exigé. Pour un site donné, un certain nombre de type

de barrage possibles seront en général sélectionnés et une évaluation préliminaire du cout de chaque type d'ouvrage est effectuée. Chaque type fera l'objet d'une optimisation. Afin de choisir le type optimal.

IV.4.1- Estimation des volumes de travaux et de cout de différentes variantes :

Pour faire l'optimisation, il faut calculer le volume de la digue pour chaque variante choisit, à l'aide du logiciel AutoCAD on trace le profil longitudinal du barrage, on choisit des section en travers du barrage et sur chaque coupe, le volume total du barrage peut être calculer par la formule suivante :

$$V_b = \sum_{i=1}^n V_i \dots\dots\dots (IV.14)$$

Dans cette formule : V_b : volume total du barrage (m^3) ;

V_i : volume partiels des sections (m^3) ;

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot d \dots\dots\dots (IV.15)$$

Ou : S_i et S_{i+1} : section transversale du barrage pour la coup $i/i+1$.

Et :

$$S_i = \frac{b_{cr} + B_{pi}}{2} \cdot H_{bi} \dots\dots\dots (IV.15)$$

Ou : b_{cr} : Largeur en crête du barrage (m) ;

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

En effectuant le même calcul on aura le volume de chaque matériau de construction pour les trois variantes.

Les caractéristiques du barrage sont les suivantes :

Longueur de crête : 370 m

Largeur en crete : 7 m

Hauteur au-dessus du terrain naturel : 24 m

Largeur maximal en fond de vallée : 137.9 m

D'après les calculs effectuées, les volumes de travaux, ainsi que les devis des trois variantes proposées sont présentés au tableau IV.6, IV.7 et IV.8 :

Tableau IV.6 : volume de travaux et cout de la variante I

Variante	Matériaux	Prix Unitaire(DA)	Quantité (m ³)	Montant (10 ⁶ DA)
Barrage en terre homogène	Argile	480.00	638620	306.53
	Enrochement	1200.00	9846.29	11.81
	Sable et gravier	800.00	9918.66	7.93
			Total	326.27

Tableau IV.7 : volume de travaux et cout de la variante II

Variante	Matériaux	Prix Unitaire(DA)	Quantité (m ³)	Montant (10 ⁶ DA)
Barrage à noyau d'argile	Recharge	350.00	508783.94	178.07
	Argile	480.00	138313.21	66.39
	Enrochement	1200.00	9846.29	11.81
	Sable et gravier	800.00	9918.66	7.93
			Total	264

Tableau IV.8 : volume de travaux et cout de la variante III

Variante	Matériaux	Prix Unitaire (DA)	Quantité (m ³)	Montant (10 ⁶ DA)
Digue en enrochement avec un masque amont en béton	Enrochement	1200.00	508783.94	610.54
	masque en béton	35000	10891.98	364.21
	Sable et gravier	800.00	9918.66	7.93
			Total	982.68

IV.4.2- Choix final du type de barrage :

Sur la base des résultats obtenue précédemment, le choix définitif du type de barrage est fixé sur un Barrage à noyau d'argile. Il Possède l'avantage de disponibilité des matériaux d'une part et d'autre part, c'est la variante la plus économique.

IV .5-Conclusion

Notre travail consiste à trouver, concevoir et justifier une solution pour la construction d'une digue sur le site choisit auparavant.

Les caractéristique du site concerné par l'étude, impose à écarter le choix d'un barrage en béton, car leur construction est conditionnée par la qualité des fondations (meuble), et la nature des terrains de fondation ne supporte pas un ouvrage en béton.

En analysant les résultats de l'étude comparative. la première impression tend vers la variante du barrage à noyau d'argile centrale, car il est le plus économique et répondant aux conditions exigées.

- **Variante retenue :** Barrage en terre zonée avec noyau d'argile.

V.1- Dimensionnement:

Certains paramètres du barrage sont calculés, les résultats trouvés sont les suivantes :

- La revanche du barrage : $R = 1.3 \text{ m}$
- La hauteur du barrage : $H_b = 24 \text{ m}$
- La largeur en crête : $b_{cr} = 7 \text{ m}$
- La longueur en crête : $L_{cr} = 370 \text{ m}$
- Fruits de talus : Fruit de talus amont : $m_1 = 3$
Fruit de talus aval : $m_2 = 2,5$
- Cote des bermes : berme au talus amont : $C_{Bam} = 114 \text{ m NGA}$.
Berme au talus aval : $C_{Bav} = 114 \text{ m NGA}$

Les bermes ont 3 m de largeur avec des pentes de 3%.

V.1.1- noyau :

Le barrage sera composé d'une digue en terre avec noyau peu perméable qui fait diminuer significativement la courbe de filtration.

La largeur en crête du noyau est de 5 m

Les pentes des talus du noyau sont :

- Talus amont 0,50
- Talus aval 0,50

Pour éviter le phénomène de siphonage dû à l'effet de capillarité par la crête du noyau, on prend généralement :

a) Cote de la crête du noyau :

La cote de la crête du noyau est donnée par la formule suivante :

$$C_{\text{noyau}} = \text{NPHE} - 0,5 \dots\dots\dots(\text{V.1})$$

Ou : C_{noyau} : Cote de crête du noyau en (m NGA)

NPHE : Niveau des plus hautes eaux (m NGA)

A.N : $C_{\text{noyau}} = 121.62 \text{ m NGA}$

b) Largeur à la base du noyau :

La largeur de la base est déterminée dans le chapitre VI.

$$b_{\text{base}} = 30 \text{ m}$$

V.1.2- Protection des talus :

On utilise la protection des talus dans les barrages en terre pour éviter l'érosion par l'action des vagues d'une part et par les pluies d'une autre part. [5]

a) Talus aval

On doit concevoir le revêtement pour éviter la possible érosion à cause des pluies et s'il existe un niveau permanent d'eau. Pour les digues zonées, on utilise l'enrochement (avec des épaisseurs 0.4 m) qui peut être placé à la main ou mécaniquement.

b) Talus amont

La solution la plus couramment utilisée pour la protection du talus amont c'est l'enrochement en vrac. Les dimensions de l'enrochement peuvent être déterminées théoriquement en fonction de la hauteur des vagues et de leur vitesse de propagation par les méthodes suivantes :

1^{ère} méthode : la méthode de L'US Army.

L'épaisseur de la couche d'enrochement calculer au chapitre précédant est de 0,45 m, elle est construite avec des roches d'un diamètre de 0,3m.

2^{ème} méthode : le revêtement en enrochement de protection sera calculé par la formule V.2 :

$$D_p = 1,5 C_d h_{1\%} \left(\frac{\sqrt[3]{m_h}}{m_1} + 0,5 \right) \frac{m_1 + 1,8}{1,8m_1 - 1} \frac{\gamma_a}{\gamma_p - \gamma_a} \dots \dots \dots (V2)$$

Où : $h_{1\%}$: hauteur des vagues pour une fréquence de 1%, $h_{1\%} = 0.930\text{m}$;

C_d : coefficient de résistance, $C_d = 0,2$;

m_1 : fruit de talus amont ;

m_h : Dans notre cas $m_h = 7$;

γ_a : Poids volumique de l'eau ($\gamma_a = 1\text{tf/m}^3$) ;

γ_p : Poids volumique de la pierre ($\gamma_p = 2.2\text{tf/m}^3$) ;

$$A.N : D_p = 0,286 \text{ m}$$

L'enrochement du revêtement doit comprendre un volume égal ou supérieur à 50% de D_p . L'épaisseur du revêtement égale à : $t = 2 D_p$

Si on prend $D_p = 0,3 \text{ m}$, l'épaisseur du revêtement sera $t = 0,6 \text{ m}$.

V.1.3- Clef d'étanchéité :

Le noyau est enchâssé dans la fondation par une clef, il s'agit d'une tranchée para fouille remplies d'argile compactée. La hauteur de la clef d'étanchéité est de 5m. La largeur en base est de 4m, indispensable pour la circulation des engins.

V.1.4- Les filtres et les drains

L'eau s'écoule à travers du noyau vers les recharges. C'est un écoulement vers un matériau de granulométrie plus importante qui peut entraîner des particules fines du noyau. C'est le rôle d'un filtre constitué d'un matériau de granulométrie intermédiaire que d'empêcher cette migration. A l'amont, on interpose également une couche de matériau de granulométrie intermédiaire de façon à pouvoir colmater les fissures qui peuvent se produire dans le noyau. [3]

Les filtres assurant également une fonction de drainage du noyau pour éviter que les eaux d'infiltration ne transitent dans la recharge. C'est la fonction de drainage.

V.1.4.1-Règles de dimensionnement

Pour déterminer les caractéristiques granulométrique d'un bon matériau filtrant par rapport au matériau amont, Il y'a des études menées notamment par Terzaghi.

Les paramètres de base de ces règles sont :

d_i : paramètre correspondant pour le matériau de base (le matériau le plus fin à protéger).

D_i : diamètre de la particule dans le filtre (le matériau le plus grossier).

Terzaghi propose deux critères de dimensionnement des filtres :

Condition de perméabilité :

- $D_{15}/d_{15} > 5$

Condition de non entrainement des fines:

- $d_{85} > D_{15}/5$

Ces deux conditions se réunissent dans la formulation suivante :

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

V.1.4.2- Calcul des filtres :

Les filtres sont faits ici pour réaliser une transition échelonnée de la granulométrie du noyau à celle des recharges en aval et en amont. Nous avons opté pour une solution comportant deux filtres :

F1 : filtre en sable

F2 : filtre en gravier

Granularité de sol protégé :

$$d_{15} = 0,001 \text{ mm} ;$$

$$d_{50} = 0.01 \text{ mm};$$

$$d_{85} = 0,07 \text{ mm}.$$

$$A.N:d_{85} = 0,07 \text{ mm} ; d_{15} = 0,001 \text{ mm} ; D_{15} = 0.05 \text{ mm} ;$$

V.1.4.3- Détermination de la courbe granulométrique des Filtres :

Selon les critères :

$$12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40 \quad \dots\dots\dots (V.3)$$

$$12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58 \quad \dots\dots\dots (V.4)$$

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.

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

$$0,012 \text{ mm} < D_{15} < 0.04 \text{ mm} ;$$

$$0.12\text{mm} < D_{50} < 0.58\text{mm}.$$

La courbe granulométrique moyenne est :

$$D_{15} = 0.025 \text{ mm} ; D_{50} = 0.3 \text{ mm}$$

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

$$0.936 \text{ mm} < D_{15} < 3.12 \text{ mm}$$

$$8.4 \text{ mm} < D_{50} < 40.6 \text{ mm}.$$

D'où la courbe granulométrique moyenne en deuxième couche du filtre a les dimensions suivantes :

$$D_{15} = 2.028 \text{ mm}$$

$$D_{50} = 24.5 \text{ mm}$$

V.1.4.4- Vérification de la nécessité de construire un filtre entre la digue et le drain:

- **Condition de perméabilité :**

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} > 5 \quad \dots\dots\dots (V.5)$$

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

d_{15} : diamètre correspondant à 15%de l'argile.

$D_{15} = 0.05$ mm et $d_{15} = 0.001$ mm

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0.05}{0.07} > 5$$

Donc la condition de perméabilité est vérifiée.

- **Condition de non entraînement des particules fines :**

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 5 \quad \dots\dots\dots (V.6)$$

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

d_{15} : diamètre correspondant à 85%de l'argile.

$D_{15} = 0.05$ mm, $d_{85} = 0.07$

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0.05}{0.07} = 0.71 < 5$$

La condition qui regroupe les deux est : $5.d_{85} > D_{15} > 5.d_{15}$

D'après nos résultats la condition est vérifiée.

Conclusion:

On prévoit:

- Une première couche de filtre en sable d'épaisseur = 20 cm.
- La deuxième couche est en gravier d'épaisseur = 20 cm.
- L'enrochement d'épaisseur = 30 cm.

V.1.4.5-Calcul des drains

a. Dimensionnement du drain tapis

Comme les recharges contiennent une portion important d'élément fin, nous prolongerons le filtre F2 sous les recharges du talus aval. Ce tapis drainant permettra d'évacuer le débit de fuit sans créer de pressions interstitielles. L'épaisseur de ce drain est donnée par :

$$e_d = \frac{1}{2}(\sqrt{L^2 + H^2} - L) \dots \dots \dots (V.7)$$

Où : e_d : épaisseur du drain (m) ;

L : Distance horizontale entre la retenue et le drain, $L_d = L_b / 3$, $L_d = 46\text{m}$

H : différence de charge entre la retenue et le drain, $H = 22,12\text{m}$

A.N : $e = 1.3\text{ m}$

Le drain tapis aura 1m d'épaisseur. Il s'étend du pied aval du noyau jusqu'au pied aval du barrage.

b. Dimensionnement du pied aval

Les prismes sont les éléments les plus utilisés pour le drainage qui permettent de :

- Réceptionner et évacuer les eaux infiltrées à travers le corps du barrage et sa fondation.

- Rabattre la ligne phréatique le plus basse possible.
- Réduire les pressions interstitielles dans certaines parties du corps du barrage.

➤ Hauteur du prisme aval

On peut calculer sa hauteur selon :

$$H_p = (0.15 - 0.2) H_b$$

H_b : Hauteur du Barrage (m) ;

On prend $H_p = 0.168 H_b$

D'où : $H_p = 4\text{m}$

➤ Les fruits de talus

m_1 (1- 2) ; $m_1 = 1$

m_2 (1.5-2.5) ; $m_2 = 2.5$

➤ Largeur en sommet du prisme

La largeur du prisme dans sa partie supérieure (berme) doit être 3m pour qu'il puisse être placé et compacté avec les engins de compactage.

➤ Largeur en base du prisme

Donnée par : $B = b_{br} + (m_1 + m_2) H_p$

A.N : $B = 17\text{m}$

V.1.5-Protection de la crête :

La crête doit être recouverte en couche asphéltique de 0,3m d'épaisseur, pour permettre la circulation des véhicules. La crête est profilée soigneusement, afin d'empêcher toute stagnation des eaux (pour éviter l'infiltration dans le corps du

barrage), on préconise, en ce sens d'adopter un dévers amont uniforme de 4% qui permet d'évacuer les eaux de pluie vers le parement amont.

V.2- Calcul des infiltrations

L'étude de l'écoulement dans les digues s'appuie sur les théories de l'écoulement dans les milieux poreux qui font référence à la loi de Darcy. Quel que soit sa perméabilité, un remblai soumis à une charge en eau tel un barrage va se saturer partiellement, cette ligne de saturation qui en résulte prend la forme d'une parabole dite de KOZENY.

Afin de pouvoir effectuer les calculs de filtration, d'une manière plus aisée, nous serons amenés à :

1/- On admet la filtration dans un seul plan.

2/- On prend les composantes des vitesses qui ont la direction perpendiculaire à ce plan comme nulles.

3/- On suppose que le sol du massif du barrage soit homogène, isotrope, et que la couche imperméable ait un coefficient de filtration nul.

4/- La position de la ligne phréatique ne dépend pas de la qualité du sol des barrages en terre homogène, mais elle est seulement déterminée par les dimensions de la section transversale du barrage.

V.2.1- La ligne de saturation

Il est nécessaire de déterminer le tracé de la ligne de saturation pour estimer le débit de fuite à travers le barrage, et à apprécier les risques d'émergence de l'eau particulièrement dangereux le long du talus aval. Ce tracé est effectué à partir du cas théorique simple, étudié par KOZENY, d'un écoulement plan à travers un massif perméable reposant sur une fondation plane imperméable. Ainsi elle partira d'un point situé à l'intersection du plan d'eau et le parement amont. D'après KOZENY, c'est une parabole d'équation :

$$y^2 - y_0^2 - 2xy_0 = 0$$

Avec: $y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$

d : largeur de base du massif.

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont.

X et Y : Coordonnées dans le plan (X,Y)

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

A.N :

$$b = 60 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } d = B - 0.7b - L_d$$

$$d = 50 \text{ m}$$

$$\text{On aura : } Y_0 = 3.85$$

Les coordonnées X et Y qui définissent la parabole de KOZENY sont données par l'équation suivante :

$$2xy_0 = y^2 - y_0^2 \quad \text{donc : } 2xy_0 = y^2 - (3.85)^2$$

$$\text{D'où : } y^2 = 7.7 x + 14.83$$

Les résultats sont présentés dans le tableau V.1 :

Tableau V.1 : Coordonnées de la parabole de KOZENY

X (m)	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
Y (m)	3.85	7.30	9.58	11.41	13	14.4	21.44	16.86	17.96	19	20

Le point d'intersection de la parabole avec la face aval du noyau « c » est déterminé

$$\text{par l'équation : } a + \Delta a = \frac{y_0}{1 - \cos \alpha}$$

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

A partir de l'abaque de Casagrande (Annexe C.1), on détermine $\frac{\Delta a}{a + \Delta a}$

$$\text{On a : } \alpha = 180^\circ \quad \text{d'où : } \frac{\Delta a}{a + \Delta a} = 0 \quad \text{et : } a + \Delta a = \frac{3.85}{1+1} = 1.93 \text{ m.}$$

De l'équation (2) on aura : $\Delta a = 0$

$$\text{D'où : } a = 1.93 \quad \mathbf{a = 2.448 \text{ m}}$$

$$\mathbf{\Delta a = 0 \text{ m}}$$

Le tracé de la ligne de saturation est présenté sur le plan n° 04.

V.2.2- Calcul du débit de fuit à travers la digue

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

$$q_d = K \cdot I \cdot A$$

Avec : q_d : débit d'infiltration ($m^3/s/ml$).

I : gradient hydraulique.

K : Coefficient de perméabilité.

A : section d'infiltration par unité de longueur.

❖ le gradient hydraulique est déterminé par :

$$I = \frac{dy}{dx} \dots\dots\dots (V.8)$$

et : $A = y \cdot I$

Pour une digue homogène assis sur fondation imperméable

$$Q_d = K y \frac{dy}{dx} \dots\dots\dots (V.9)$$

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

D'où : $q_d = K y_0 \quad m^3/s/ml$.

Soit : $q_d = 1,05 \times 10^{-7} \cdot 3,85 = 4,0425 \times 10^{-7} m^3/s/ml$ **$q_d = 4,0425 \times 10^{-7} m^3/s/ml$** .

$$Q_p = q_d B Q_d = 5.5786 \times 10^{-5} m^3/s$$

V.2.3-Calcul du débit de fuit a travers la fondation

Si B la largeur à la base de la zone imperméable du barrage c'est-à-dire le noyau argileux et h la profondeur de la couche perméable de la fondation, le débit de fuite par mètre linéaire de barrage est donnée par l'expression suivante :

$$q = K \cdot H / (0,88 + B/H)$$

Ou : q : Débit de fuite à travers la fondation en m^3/s

K : Coefficient de perméabilité moyen de la fondation ($K = 2,7 \cdot 10^{-9} m/s$)

H : Charge hydraulique en (m) ;

Cette formule n'est utilisable uniquement que si $B > 2h$, dans notre cas $B = 27,8m$ et $h = 2 m$. c'est à dire $B > 2h$ donc on peut utiliser la formule.

D'où : $q = 4,41 \cdot 10^{-10} m^3/s/ml$

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

$$Q_f = 6,091 \cdot 10^{-8} m^3/s$$

Le débit total de fuite est :

$$Q = Q_d + Q_f = 5,58469.10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$$

Donc la fondation du futur barrage est pratiquement imperméable.

V.3- Etude de stabilité

L'étude de stabilité d'un barrage est fondamentale dans la mesure où elle doit aboutir, pour l'essentiel, à la définition de la géométrie de l'ouvrage (Pente des talus en particulier) et des principes de drainage à appliquer.

On définit plusieurs cas de chargement pour le barrage. Ainsi, on distinguera les actions permanentes, les actions variables et les actions accidentelles.

- **Les actions permanentes** : Sont le poids propre du barrage.

- **Les actions variables** : sur le barrage sont celles dues à la variation du niveau de la retenue. Ainsi, on considérera l'effet de la poussée hydrostatique de la retenue sur le noyau de barrage (dans le sens horizontal). Pour ce qui concerne l'effet des sous pressions, on doit considérer que l'enrochement mis en place à l'amont est perméable, et que le drainage est assuré à l'aval. Puisque la largeur du noyau argileux est faible devant celle des enrochements, on pourra considérer, sans perte significative de précision, que l'effet des sous-pressions sur le barrage se manifeste par une réduction du poids volumique de l'enrochement amont du barrage.

- **Les actions accidentelles** : que l'on considérera sont celles dues aux séismes. Notre barrage est situé dans une zone à faible sismicité.

Pour en calculé la stabilité du barrage on utilisera la méthode de calcul de FELIENIUS simplifiée par BISHOP (qui a pour but de résoudre un problème de glissement dans un plan incliné), selon les cas suivants :

➤ Talus amont

- Condition normale d'exploitation avec et sans séisme
- Vidange rapide.

➤ Talus aval

- Condition normale d'exploitation avec et sans séisme.
- Fin de construction (Réservoir vide).

➤ Les hypothèses de calcul

- Le glissement se produit instantanément et simultanément ;
- Les courbes de glissement sont des arcs de cercle ;

- Les interactions entre les tranches sont équilibrées verticalement et horizontalement ;
- Le mouvement de la surface de terre est assimilé à une rotation autour d'un autre cercle de glissement.
- Le coefficient de sécurité sera le rapport, de forces stabilisatrices et des forces déstabilisatrices.

T : (force tangentielle) a tendance à entraîner le glissement (Moteur).

N : (force normale) mobilise le frottement interne (stabilisateur).

➤ Ordre de Calcul

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

$$R_1 = K_1 H_b.$$

$$R_2 = K_2 H_b.$$

H_b : Hauteur totale du barrage.

$(K_1 - K_2)$: sont déterminés d'après le tableau (V.2) en fonction de pentes de talus.

Tableau V.2 : valeurs de k_1 et k_2

Pente de talus	1	2	3	4	5	6
$K_1 = R_1/H_b$	0.75	0.75	1.0	1.5	2.2	3
$K_2 = R_2/H_b$	1.5	1.75	2.3	3.75	4.8	5.5

L'intersection de R_1 et R_2 avec les deux lignes (verticales, inclinée) nous donne la zone des cercles (centres des cercles).

4- Tracer 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 »

5- Partager la zone limitée par la courbe (cercle de glissement) en parties verticales d'épaisseurs $b = 0,1R$;

6- Numéroté toutes les parties qui se trouvent à droite du centre « O » avec des chiffres positifs, et des chiffres négatifs à gauche du centre « O ». Par la suite, nous établissons l'équation des moments des efforts agissant sur les parties par rapport au centre de glissement. Ces efforts sont :

- o Poids de la tranche « Gn » qui se décompose en deux forces qui sont :
 - ♦ Force normale, (stabilisatrice $N = Gn \cos \alpha$) ;
 - ♦ Force tangentielle, (déstabilisatrice $T = Gn \sin \alpha$) ;
 Où : α : angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale.
- o Force de pression interstitielle ;
- o Force de frottement au pied de la tranche ;
- o Effets du séisme.

V.3.1- Calcul des forces appliquées à chaque tranche

a) Force du poids propre de la tranche

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche. La formule qui donne la valeur de cette force s'écrit comme suite :

$$G_n = b (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3) \dots \dots \dots (VI.10)$$

h_1, h_2 : hauteurs des tranches.

γ_1 : densité de la zone du massif située au dessus de la ligne de saturation, (γ_d : densité sèche) ;

γ_2 : densité de la zone du massif située au dessous de la ligne de saturation, (γ_{sat} : densité des matériaux de construction l'état saturé) ;

γ_3 : densité de l'assise. (γ_{sat} : densité à l'état saturé) ;

b : largeur de la tranche.

Pour le cas d'une vidange rapide on utilise la densité déjaugée $\gamma' = (\gamma_{sat} - \gamma_w)$.

la force G_n deux composantes :

$N_n = G_n \cos \alpha$, qui est une force normale stabilisatrice.

$T_n = G_n \sin \alpha$, qui est une force déstabilisatrice tangentielle au cercle de glissement

Avec : $\sin \alpha = \text{Numéro d'ordre de la tranche} / \text{nombre des tranches}$

b) Force de pression interstitielle

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

$$P_{\text{plain}} = U dl = \gamma_w h . dl \dots \dots \dots (VI.11)$$

Où : U : pression interstitielle.

dl : longueur en arc de la tranche.

γ_w : poids volumique de l'eau $\delta_w = 1 \text{ tf/m}^3$.

h : hauteur de la tranche.

c) Force de cohésion

La force de cohésion est donnée par la formule suivante :

$$F_c = c \cdot dl$$

Ou : C : Cohésion du sol considéré.

d) Force dues au séisme

Ces forces sont considérés horizontales, appliquées aux centres des tranches et sont dues à l'accélération du mouvement provoqué par le séisme. Ils sont exprimés comme suit :

$$T = a \cdot G_n$$

Ou : a : Coefficient de séisme (a=0,2).

G_n : Poids de la tranche.

V.3.2- Classement des forces

On peut classer toutes ces forces comme suit :

1. Les Forces stabilisatrices**a. Force de frottement**

$$F_1 = N_n \cdot \tan \varphi - U \cdot dl \cdot \tan \varphi$$

Ou : φ : Angle de frottement.

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

b. Force de cohésion

Elle est donnée par la formule suivante :

$$F_c = c \cdot dl \quad \text{Avec :} \quad dl = \frac{2\pi R B_i}{360}$$

Ou : R : rayon de la courbe de glissement.

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

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

$$M_s = [(N_n - U \cdot dl) \tan \varphi + c \cdot dl] R$$

2. Les forces déstabilisatrices (motrices)

Les forces motrices sont caractérisées par la composante tangentielle au cercle de glissement, elle tend à faire glisser la tranche du talus vers le bas.

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

$$\text{par :} \quad M = R \sum_{i=1}^n T_n$$

Dans le cas d'un séisme il y a une force particulière supposée horizontale qui tend à faire vibrer la tranche du talus. Le moment de cette force est :

$$M = a \sum G_n d_n$$

V.3.3- Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement :

Le coefficient K_s est le rapport du moment des forces stabilisatrices sur les moments des forces motrices par rapport au centre de glissement donné par :

$$K_s = \frac{\sum [(G_n \cos a - P_n) \tan j + \sum C dl]}{\sum G_n \sin a_n + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n}$$

Où : d_n : la distance entre le cercle de gravité de la tranche et le centre du cercle de glissement ;

Pour le cas d'une retenue vide ($P = 0$). On vérifie la stabilité avec et sans l'effet du séisme.

a) Avec effet de séisme

$$K_{as} = \frac{\sum [G_n \cos a \tan j + \sum C dl]}{\sum G_n \sin a_n + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n}$$

b) Sans l'effet de séisme

$$K_{ss} = \frac{\sum [(G_n \cos a) \tan j + \sum C dl]}{\sum G_n \sin a_n}$$

V.3.3.1- Calcul du K_s dans le cas d'une vidange rapide :

K_s est calculé seulement pour le talus amont.

a) Avec effet de séisme

$$K_{as} = \frac{\sum G_n \cos a_n + \sum C dl}{\sum G_n \sin a_n + \sum a \frac{G_n d_n}{R}}$$

b) Sans l'effet de séisme

$$K_{ss} = \frac{\sum G_n \cos a_n \tan j_n + \sum C dl}{\sum G_n \sin a_n}$$

Les résultats de calcul de stabilité sont présentés par des tableaux dans les annexes C.2

Les résultats de calcul de coefficient de stabilité pour les différents cas et les différents rayons sont présentés dans le tableau V.3.

Tableau V.3 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement

Cas de sollicitation		Coefficient de sécurité	
		Avec séisme	Sans séisme
Fin de construction	Talus amont		
	R=38.5	1.61	2.73
	R=44.8	1.52	2.42
	R=51.35	1.11	2.03
	Talus aval		
	R=30.5	1.64	2.58
Fonctionnement normal	R=35.4	1.51	2.59
	R=41.3	1.22	1.92
	Talus aval		
	R=30.5	1.67	2.72
Vidange rapide	R=35.4	1.55	2.56
	R=41.3	1.19	1.94
	Talus amont		
	R=38.5	1.66	2.78
	R=44.8	1.5	2.53
	R=51.35	1.44	1.58

Le coefficient K_s calculé doit être supérieur à K_{adm} . Pour un ouvrage de classe II :

$$K_{ss} = 1,05$$

$$K_{as} = 1,15$$

V.4-Conclusion

Les fruits de talus choisis auparavant assurant la stabilité de l'ouvrage car les résultats disent que le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation soit strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissibles sans séisme et avec séisme. Donc la stabilité est assurée pour les pentes des talus de notre ouvrage.

VII- Organisation de chantier:**VII.1-Introduction**

L'objectif de l'organisation de chantier est de réaliser l'ouvrage au moins dans les délais et avec le moindre coût.

Donc la bonne connaissance du site et la conception judicieuse de l'ouvrage ne suffisent pas à garantir la qualité et la sécurité de l'ouvrage, il faut porter soin à l'exécution et les moyens qui y sont consacrés pour la réussite de l'opération.

La réalisation des barrages nécessite l'utilisation de nombreux engins mécaniques (modernes et rentables) destinés à excaver transporter, niveler et compacter les matériaux.

VII-2 Travaux préparatoires:

- Installation du chantier, seront disposées en aval du barrage afin d'éviter leur submersion, pendant les épisodes de crue.
- Mise en place des pistes et accès au site.
- Implantation des axes (digue, ouvrage annexes)
- Préparation des zones d'emprunts.
- Préparation de la fondation de la réalisation de la digue
- Déboisement de la cuvette, décapage de la couche végétale du site du barrage

VII-3 Réalisation de la galerie de dérivation, la vidange de fond et la prise d'eau:

La galerie de dérivation se fait en béton armé elle en section fer de cheval avec un diamètre de 2.5m, l'épaisseur des parois est de 25cm cette galerie est munie de redans anti renards.

La vidange de fond est une conduite en acier, de diamètre 1000mm, la prise d'eau est une conduite en acier de diamètre 400 mm, la prise est faite par simple piquage à l'aval.

En premier lieu on construit la galerie de dérivation pour évacuer les débits de chantier, elle doit être terminée avant le début de la réalisation du corps de la digue.

Etapas de réalisation :

- Excavation de la tranchée le long de la trace de la galerie à l'aide d'une pelle mécanique.
- Préparation et mise du béton de propreté pour la galerie le long de la trace.

- Coffrage, ferrailage et bétonnage de la galerie par tranche avec jointure.
- Réalisation du batardeau et du remblai déversé en argile.
- Montage de la vidange de fond.(fin de travaux en préférence)
- Exécution de la prise d'eau.
- Exécution du cambre des vannes et montage des vannes.
- Réalisation du bassin d'amortissement et en fin le canal de restitution.

VII-4 Réalisation de l'évacuateur de crue:

On réalise l'évacuateur de crue avant la digue ou bien en même temps, à condition que l'évacuateur soit prêt avant que les travaux de la digue n'atteignent pas le niveau normal.

Etapas de réalisation:

- Exécution de la fouille de l'évacuateur le long de la trace à l'aide de pelles mécaniques ou de BULLDOZERS.
- Aménagement du fond du canal.
- Aménagement des filtres, béton de propreté et des drains.
- Coffrage, ferrailage, bétonnage, blocs par blocs et mise des joints.
- Protection en enrochement à l'entrée et à la sortie de l'ouvrage.

VII-5 Réalisation du corps du barrage:

- Remblaiement de la clé d'encrage et des fondations jusqu'au terrain naturel;
- Mise en place de la conduite de prise d'eau et celle de vidange de fond;
- Approvisionnement des matériaux filtrants;
- Exécution du remblai du barrage, et mise en place du prisme de drainage (drain de pied).
- Mise en place de revêtement des talus;
- Mise en place des équipements hydromécaniques;
- Travaux de finition, revêtement de la crête de la digue et de route d'accès....
- éviter les risques d'infiltration.

VII.6- Planning

Le planning est réalisé avec la méthode C.P.M (méthode du chemin critique) basé sur un réseau à nœud.

a) Durées des tâches

Tableau.VII.1. Symboles et durée des opérations

Symboles	Opérations	Durée (jours)
A	Installation de chantier	30
B	Réalisation de la galerie de dérivation	30
C	Réalisation du batardeau	20
D	Réalisation de la vidange et de la prise d'eau	30
E	Exécution du bassin d'amortissement	15
F	Excavations, fouilles pour l'évacuateur de crue	25
G	Coffrage, ferrailage de l'évacuateur de crue	40
H	Bétonnage de l'évacuateur de crue	40
I	Excavation du tranché de la clé d'encrage	20
J	Remblais de la clé d'encrage	20
K	Remblais du barrage, et prisme de drainage	90
L	Revêtement sur les talus (amont, aval)	45
M	Équipements hydromécaniques	35
N	Travaux de finitions	50

b) Période de réalisation des tâches critiques

Nous avons choisi de ne pas réaliser des travaux de bétonnage, ni de montée de couche pendant les périodes hivernales. De plus, nous réalisons les travaux de terrassement et de réalisation du batardeau ainsi que la réalisation du barrage lui-même pendant les périodes d'été.

Le réseau à nœud est donné dans la figure VII.1 ci-dessous :

La durée de réalisation de l'ouvrage est de 12 mois 10 jours

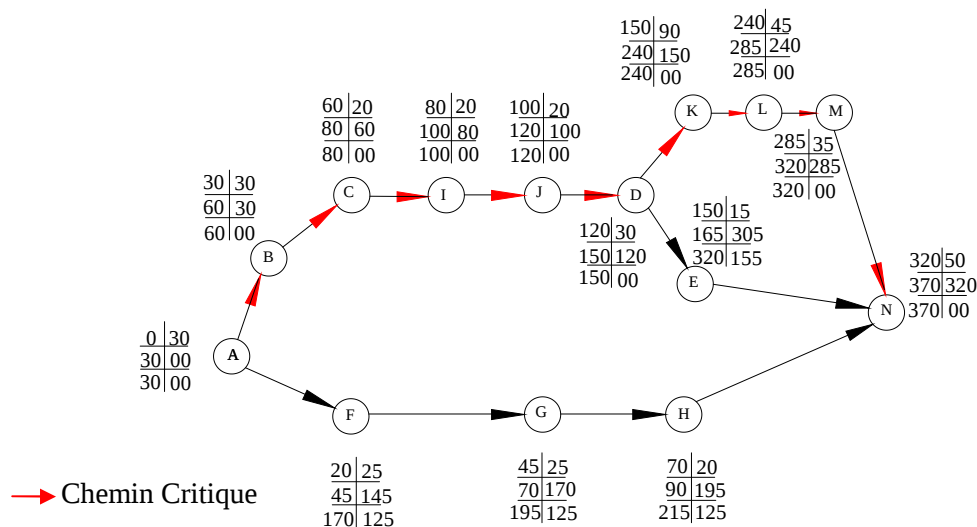


Figure VII.1 : réseau des différentes opérations

Le diagramme de Gante est donné dans le plans N°07.

VII.7- Devis estimatif du barrage et ouvrages annexes:

Le devis estimatif du barrage et des ouvrages annexes est déterminé en sommant le coût des différents travaux, à savoir les excavations, les remblais et le bétonnage pour l'évacuateur de crues et la dérivation provisoire.

Ainsi on obtient les résultats pour les différents ouvrages:

Tableau VII-2 : devis estimatif

LA DIGUE					
N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix (DA/U)	Montant (DA)
1	Décapage de la couche de terre végétale	m ³	51060	300	15318000
3	Remblai y compris la clé d'étanchéité	m ³	72793.8	500	36396900
4	Enrochements	m ³	9846.29	1200	11815548
5	Graviers	m ³	4985	1300	6480500
6	Sable	m ³	4959.33	1300	6447129
7	Produit asphaltite	m ³	777	3000	2331000
L'EVACUATEUR DE CRUES					
N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix (DA/U)	Montant (DA)
1	Déblai	m ³	4305	650	2798250
2	Remblai	m ³	1722	500	861000
3	Béton armé 350 kg/m ³	m ³	1340	40000	53600000
4	Béton de propreté 250 kg/m ³	m ³	550	35000	19250000
6	sable	m ³	130	1300	169000
7	Waterstop	ml	70	700	49000
8	Joints de dilatation	ml	127	750	95250
DERIVATION, VIDANGE DE FOND ET PRISE D'EAU					
N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix (DA/U)	Montant (DA)
1	Déblai	m ³	1260	650	819000
2	Remblai	m ³	940	500	470000
3	Béton 350 kg/m ³	m ³	190	45000	8550000
4	Béton de propreté 150 kg/m ³	m ³	20	38000	760000
7	Conduite métallique Φ1000	ml	150	95000	14250000
8	Conduite métallique Φ400	ml	12	45000	540000
11	Vanne Φ400	u	2	85000	170000
12	Vanne Φ200	u	2	55000	110000
Montant totale du barrage : 312280577 DA					

VII.8-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, 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 de l'organisation d'un chantier.

VI.1- Présentation générale

Les ouvrages annexes sont les ouvrages d'exploitation et de sécurité, ils sont répartis en différents types, selon leur fonction :

- Evacuateur de crues.
- Vidange de fond.
- Prise d'eau.
- Dérivation provisoire pendant le chantier.

VI-2. Critères de dimensionnement

Les critères utilisés pour les différents ouvrages annexes sont les suivants :

• **Evacuateur des crues** : Pour évacuer la crue centennale de $273.2 \text{ m}^3/\text{s}$, qui après laminage est ramenée à $230.22 \text{ m}^3/\text{s}$. La charge maximale autorisée sur l'évacuateur est de **2.12 m**.

• **Vidange de fond**: On a adopté une conduite de vidange, afin d'éviter l'envasement de la retenue et assurer le transport solide par cette conduite, et assurer la vidange de la retenue total ou partiel en quelque jours.

• **Dérivation provisoire** :

Cet ouvrage a pour but la dérivation des eaux de crues d'eau pendant la construction du barrage pour pouvoir réaliser les travaux à sec et protéger le chantier contre toute crue et venue d'eau qui peut provoquer des dégâts ou perturber le déroulement des travaux dans les meilleures conditions.

La dérivation doit être dimensionnée de telle façon d'évacuer la crue de chantier décennale, qui est estimée à $62.3 \text{ m}^3/\text{s}$.

VI.3-L'évacuateur de crues:

La submersion d'un barrage en terre au passage d'une forte crue est toujours un phénomène particulièrement dangereux.

Un barrage s'il retient l'écoulement, doit aussi conserver la faculté d'évacuer les crues exceptionnelles, mais il faut que cette évacuation ait lieu sans que la lame d'eau ne le submerge. On prévoit alors un organe d'évacuation à fonctionnement automatique appelé évacuateur de crue. [4]

VI-3-1 Choix de l'évacuateur de crue:

L'évacuateur de crue est le plus complexe des ouvrages qui assurent l'évacuation des eaux de crue du bief amont au bief aval, il existe plusieurs types d'évacuateur de crues qui conviennent chacun à des conditions topographiques, géologiques, de construction, techniques, géotechniques et économique. L'objet de cette étude est de choisir le type qui convient à notre cas. Les facteurs principaux à considérer dans le choix de l'évacuateur le plus approprié à un projet donné, sont les suivants :

- a. Les conditions topographiques et géologiques particulières du site aménagé ;
- b. Le type de barrage ;
- c. La sismicité de la zone de l'aménagement et la fiabilité de l'exploitation ;
- d. Les conditions d'exploitation ;
- e. La durée et les degrés d'utilisation ;

La relative importance du débit de crue évacué, ainsi que la hauteur de la digue, (23 m environ) ne permettent pas d'envisager un évacuateur sur la digue. Il n'est pas non plus recommandé d'envisager une solution par puits et tulipe déversant qui présente l'inconvénient majeur de se saturer.

La solution qui est la plus adaptée est la solution d'un évacuateur en rive du type frontal ou latéral. Considérant la configuration du terrain, la rive gauche est plus favorable pour l'implantation de ce type d'évacuateur.

Solution choisie : **Evacuateur de crue latérale à entonnement frontal.**

VI.3.2-Dimensionnement de l'évacuateur de crue:

L'évacuateur de crues est constitué des éléments suivants :

- a. Un canal d'approche
- b. Un déversoir à seuil libre de largeur 35m situé à 122,12m NGA.

- c. Un chenal d'écoulement ;
- d. Un convergent ;
- e. Un coursier incliné de pente variable ;
- f. Un bassin d'amortissement ;
- g. Un canal de restitution ;
- h. Un canal d'approche.

VI.3.2.1-Canal d'approche:

Le canal d'approche est un dispositif qui permet de réduire au minimum les pertes de charges et de guider calmement la crue vers le seuil déversant, généralement l'écoulement est calme avec une vitesse faible.

P: la pelle (P=1,5m).

H: la charge d'eau sur le déversoir h=2,12m.

H+ P =3.62m

➤ Vitesse d'approche:

La vitesse est donnée par la relation suivante:

$$V = \frac{Q}{(P + H)b} \dots\dots\dots(VI.1)$$

b: largeur du déversoir (b= 35m).

Q: débit évacué (Q=230,22m³/s).

On trouve: **V_{ap}=1,82m/s.**

La vitesse admissible pour le tronçon non revêtu est (4.4 ÷ 10) m/s, V_{ap}<V_{adm}, donc pas de risque d'érosion.

➤ Hauteur du mur du canal d'approche:

La revanche du canal est calculée d'après la formule suivante:

$$R_e = 0.6 + 0.05V(H)^{1/3} \dots\dots\dots (VI-2)$$

R_e=0.72m.

D'où la hauteur de mur est:

$$H_m = H + P + 0.67 = 4,34m \dots\dots\dots (VI-3)$$

On adopte une valeur de : H_m=4,5m.

➤ Longueur du canal d'approche:

La longueur du canal d'approche est déterminée d'après la topographie, elle est égale à 7m

VI.3.2.2-Le déversoir:

Le déversoir pour lequel nous avons opté est d'un profil GREAGER, dont la forme théorique est conçue pour s'adapter à la face inférieure d'une nappe qui s'écoulerait librement dans l'atmosphère au-dessus d'une mince paroi.

Les coordonnées du profil du déversoir sont déterminées à l'aide de l'équation suivante:

$$y = \frac{(x^{1.85})}{(2H^{0.85})} \dots\dots\dots (VI-4)$$

Ou : H: la charge sur le déversoir.

X, Y : Les coordonnées du seuil sont données dans le tableau VI.1 ci-après :

Tableau.VI.1.calcul des coordonnées de profil du déversoir

X	0	0,25	0,5	0,75	1	1,25	1,5	1,75	2	2,25	2,5	2,75	3
Y	0	0,02	0,07	0,15	0,26	0,39	0,55	0,74	0,95	1,18	1,43	1,71	2,01

La figure VI.1 et ci-dessus, montrent la trajectoire qui va suit la nappe inférieure d'eau déversée, la fasce extérieur du seuil de déversoir sera conçu de tel façon à épouser cette trajectoire.

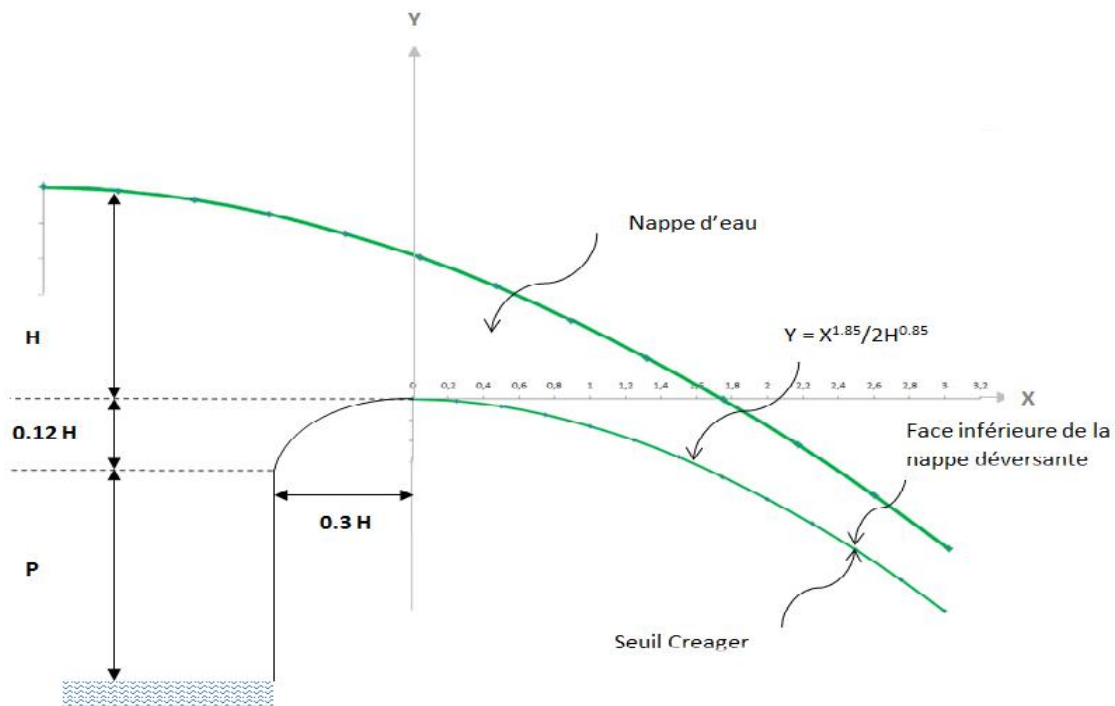


Figure.VI.1. Dimensions du déversoir

VI.3.2.3-Canal d'écoulement :

Le chenal fait directement suite au déversoir, dans le cas d'un évacuateur de surface, sa pente est suffisamment faible (inférieure à la pente critique) pour que le régime soit fluvial. Il est en général de section rectangulaire, sa longueur est rarement importante car il sert uniquement à contourner le sommet du barrage avant d'aboutir au coursier, ayant une largeur $b = 10\text{m}$, une pente $i = 0,5\%$ et une longueur $L = 25\text{ m}$ (condition topographique).

Calcul de la profondeur critique

$$Y_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2 g}} \dots\dots\dots (\text{VI-5})$$

Avec:

Q: débit à évacuer ($Q=230,22\text{ m}^3/\text{s}$).

b: largeur du canal ($b=15\text{m}$) (condition topographique)

g: l'accélération de pesanteur ($g=9.81\text{m}^2/\text{s}$).

$y_c=2.88\text{m}$.

Cette hauteur critique correspond à une vitesse critique V_{cr} tel que :

$$V_{cr} = Q/s \dots\dots\dots (\text{VI-6})$$

Avec : S : section de chenal, $S = 43.2\text{ m}^2$

D'où : **$V_{cr} = 5.33\text{m/s}$**

Calcul la pente critique

La pente critique se détermine par la formule de Manning Strickler pour ($h=h_{cr}$).

$$Q = K.S.R^{2/3}.I^{1/2} \dots\dots\dots (\text{VI-7})$$

Avec:

R: rayon hydraulique (en m) $R_h=2.08\text{m}$.

I: la pente en (m/m).

S: section mobiles $S= 43.2\text{m}^2$.

K: coefficient de Manning-Strickler ($K=70$).

Pour une section rectangulaire:

$$I_{cr} = \left[\frac{Q.(b + 2y_c)^{2/3}}{K.(b.y_c)^{5/3}} \right]^2 \dots\dots\dots (\text{VI.8})$$

D'où : **$I_{cr}=0.21\%$.**

Le régime d'écoulement au niveau de chenal d'écoulement est torrentiel puisque, la pente critique est inférieure à la pente de fond de chenal ($I_{cr}=0.21\% < I=0.5\%$).

VI.3.2.4-Le convergent:

Le convergent est l'ouvrage intermédiaire entre le chenal d'écoulement et le coursier, sa largeur est égal à celle du chenal d'écoulement (15m), et égal à sa fin à celle du coursier. Son rôle est de guider les files d'eau jusqu'au coursier avec un passage d'un écoulement fluvial à la fin du chenal à un écoulement torrentiel au début du coursier.

La longueur du convergent est déterminée par la formule suivante :

$$L=2,5 \cdot (L_1-L_2) \dots \dots \dots (VI-9)$$

Où:

L_1 : est la largeur au plafond du bief amont $L_1=b_1=15m$.

L_2 : est la largeur au plafond de la section de contrôle $L_2=b_2=10m$.

$$L= 12.5m$$

VI.3.3.5- Le coursier:

Le coursier est un organe dont la pente est plus forte, permettant ainsi à l'eau de rattraper la différence de cote entre le niveau de la retenue et le lit de rivière à l'aval. Le coursier est un ouvrage de raccordement, il fait suite au chenal d'écoulement, sa fondation est de conduire l'eau au dissipateur d'énergie. Pour assurer des bonnes conditions de l'écoulement il est conseillé de lui donner une section rectangulaire.

Le calcul hydraulique a pour but : la détermination du tirant d'eau dans le coursier afin de dimensionnée de façon à optimiser les volumes de béton, la hauteur des bajoyers.

1) Largeur de coursier

Elle est donnée par la formule suivante :

$$b= Q^{0,4} \quad \text{D'où : } b = 9 \text{ m}$$

2) Profondeur critique

On calcul la profondeur critique par la formule :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \dots \dots \dots (VI-10)$$

Ou : q : débit unitaire, $q=25.58 \text{ m}^3/\text{s/ml}$

D'où : $h_{cr} = 4,05 \text{ m}$

3) Pente critique

La combinaison de la relation du régime uniforme (VI.9) avec la condition de criticité (VI.10) :

$$Q = SC\sqrt{RI} \dots \dots \dots (VI.11)$$

$$\frac{Q^2 b}{g S_{cr}^3} = 1 \dots \dots \dots (VI.12)$$

Pour une section rectangulaire donne :

$$I_{cr} = \frac{g h_{cr}}{C^2 R_{cr}} \dots \dots \dots (VI.13)$$

Ou : I_{cr} : Pente critique ;

S_{cr} : Section critique, $S_{cr} = 36,45 \text{ m}^2$;

R_{cr} : Rayon critique (m) ;

Avec : $R_{cr} = S_{cr} / P_{cr}$

$P_{cr} = 2h_{cr} + b$; $P_{cr} = 17,1 \text{ m}$

C : Coefficient de chezy, $C = \frac{1}{n} R^{1/6} \text{ (m}^{1/2}/\text{s)}$;

n : Coefficient de rugosité, $n = 0,014 \text{ (m}^{-1/3}/\text{s)}$.

Donc : $R_{cr} = 2,13 \text{ m}$

$$C = 81,02 \text{ m}^{1/2}$$

D'où : $I_{cr} = 0.284\%$

4) Calcul la profondeur normal

Pour déterminée la hauteur d'eau et la vitesse de chaque section sur la longueur du chenal en applique la formule de Manninge Strikler :

$$Q = K S R_h^{2/3} I^{1/2} \dots \dots \dots (VI.14)$$

Ou : R : rayon hydraulique (en m) ;

I : la pente en (m/m) ;

S : section mouillée ;

K : coefficient de Manning-Strikler ($K = 71$).

D'où : $h_n = 1.041 \text{ m}$

Le régime d'écoulement au niveau de chenal d'écoulement est torrentiel puisque les deux conditions sont vérifiées tel que :

- La hauteur normal est inférieur à la hauteur critique ($h_n = 1.28 < h_c = 4.05 \text{ m}$) ;

- La pente du fond de chenal est supérieur à la pente critique ($I=10\% > I_{cr}=0.284\%$)

5) Calcul de la ligne d'eau

Le passage du chenal au coursier se fait avec une rupture de pente afin d'assurer la localisation de la section de control faisant passer d'un écoulement fluvial à un écoulement torrentiel dans le coursier. Ce dernier est le plus souvent construit en béton et il est fortement conseillé de lui donner une section rectangulaire ce qui assure un écoulement régulier.

Le calcul se fait à l'aide de logiciel canal P:

Les données de départ sont:

- Largeur du canal $b=9m$.
- Débit à évacuer: $Q=230.22m^3/s$.
- La pente du coursier: $I=0.15$
- La longueur du coursier: $L=30m$.
- Coefficient de Strickler (71).

Tableau.VI.2 : donnée de départ

Q (m^3/s)	Strickler	I (m/m)	$Y_n(m)$	$Y_c(m)$	L bief (m)
230.22	71	0.15	1.041	4.05	80

Les résultats de calculs sont illustrés dans le tableau VI-3:

Tableau.VI.3: Ligne d'eau à pas d'espace de 10m

Section	Abscisse(m)	Pas (m)	Y (m)	Fr	Hs (m)	J (mm/m)
Amont	0	10	4.05	1.0020	6.083	2.885
1	10	10	2.61	1.9368	7.506	9.758
2	20	10	2.24	2.4360	8.887	15.126
3	30	10	2.02	2.8447	10.193	20.425
4	40	10	1.86	3.5258	11.500	26.016
5	50	10	1.75	3.8533	12.640	31.144
6	60	10	1.65	4.1122	13.900	37.087
7	70	10	1.58	4.2341	14.939	42.204
Aval	80	10	1.52	4.4015	16.137	48.333

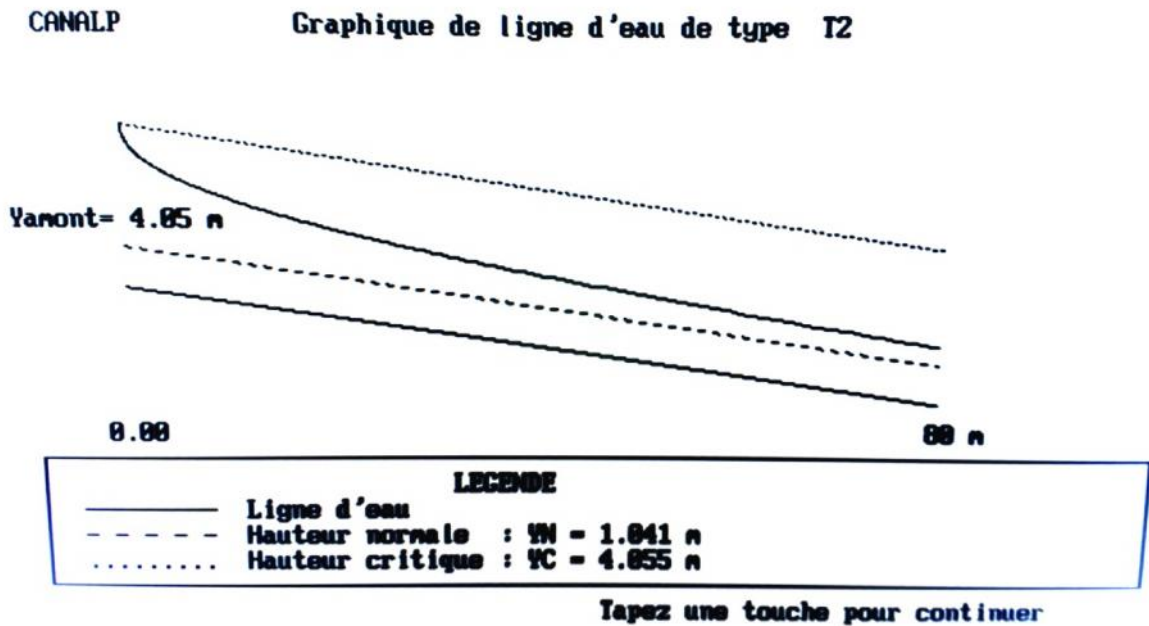


Figure.VI.2.Ligne d'eau dans le coursier

D'après le tableau la valeur qu'on doit adopter est : $y=1.52\text{m}$.

➤ La vitesse au fin coursier est:

$$V = \frac{Q}{b \cdot y_2} = 16.82 \text{ m/s}$$

D'où: $V=16.82 \text{ m/s}$

➤ Nombre de Froude Fr

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gh}} \dots\dots\dots (VI.15)$$

D'où: $Fr = 4.4$

IV.3.2.6- Bassin d'amortissement

Plusieurs type d'organe dissipateurs sont envisageables avec des principes quelques peu différents :

- Le bassin de type impact.
- Les bassins à ressaut.
- Les becs déviateurs ou « sauts de SKI ».
- Les bassins de chute « ou de plongée ».
- Les cuvettes de dissipations submergées.

Dans notre cas nous optons pour un bassin à ressaut. Ce sont des bassins où l'on localisée le ressaut faisant passer le régime du type torrentiel, au type fluvial, qui

correspond aux conditions d'écoulement dans le lit de restitution, c'est le ressaut qui dissipe l'énergie cinétique excédentaire.

Les tests réalisés par (USER) « U.S Bureau Of Réclamation » montrent que le ressaut dépend directement du nombre de Froude, on a :

- $1,0 \leq Fr \leq 1,7$ Ressaut ondulé.
- $1,7 < Fr \leq 2,5$ Ressaut faible de petites apparait en surface.
- $2,5 < Fr \leq 4,5$ Ressaut oscillant.
- $4,5 < Fr \leq 9$ Ressaut stable (Stationnaire).
- $Fr > 9$ Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

A l'entrée du bassin on a :

$$V = 16,82 \text{ m/s}$$

$$Fr = 4,4$$

Comme dans notre cas :

$$2,5 < Fr < 4,5$$

$$V > 15 \text{ m/s}$$

Alors on est appelé à utiliser un bassin de type II d'après l'abaque hydraulique des classements des bassins (D).

Caractéristique du bassin d'amortissement

a) Longueur du bassin

D'après l'abaque Annexe D

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + cF^2} - 1) \dots\dots\dots(VI.16)$$

Où : Y_1 : Tirant d'eau à l'amont (fin de coursier), $Y_1 = 1,52 \text{ m}$

$$C = 8$$

F : Nombre de Froude, $F = 4,4$

$$\frac{Y_2}{Y_1} = 5,74$$

D'où : $Y_2 = 8,73 \text{ m}$

La longueur du bassin est donnée par : $L/Y_2 = 3,68$

D'où : **$L = 32 \text{ m}$**

b) Détermination de la cote de calage du fond du bassin

Pour déterminée cette cote il faut déterminée la hauteur normale au niveau de la sortie au bassin de dissipation (H_s).

$$H_{\text{calage}} = Y_2 - H_s$$

Calcul de H_s

Section rectangulaire

La largeur : $b = 9 \text{ m}$.

Le débit : $Q = 230,22 \text{ m}^3/\text{s}$

A partir de logiciel CANALP on trouve H_s : $H_s = 5.74 \text{ m}$

Donc la cote de calage du radier du bassin est de : $H_{\text{calage}} = 2,99 \text{ m}$

D'où : $H_{\text{calage}} = 3 \text{ m}$

Autres caractéristiques

- La largeur d'un bloc de chute, $l_1 = y_1 = 1,5 \text{ m}$
- La hauteur de bloc de chute, $h_1 = y_1 = 1,5 \text{ m}$
- Espacement entre deux bloc de chute, $e_1 = y_1 = 1,5 \text{ m}$
- Hauteur du seuil denté : $h_2 = 0,2 y_2 = 1,75 \text{ m}$
- La largeur d'une dent : $l_2 = 0,15 y_2 = 1,3 \text{ m}$.
- Espacement entre deux dents : $e_2 = 0,15 y_2 = 1,6 \text{ m}$.
- La cote du fond du bassin est : $96,36 \text{ m NGA}$.

VI.3.2.7- Canal de fuite

C'est un canal de forme rectangulaire de faible pente, sur une certaine distance qui se chargera de restituer au cours d'eau original sans risque d'affouillement. Le canal de fuite est de section trapézoïdale.

La longueur de canal est : $L = 16 \text{ m}$ (dont 3 m est en béton et 13 m en pierres maçonnais).

Largeur de canal : $B = 9 \text{ m}$.

La pente : $I = 1\%$.

Hauteur critique

La hauteur critique est calculé a l'aide du logiciel « CANALP »

Les données de départ :

Fuit des talus, $m = 1$;

Largeur du canal, $b = 9 \text{ m}$

Débit de calcul, $Q = 230,22 \text{ m}^3/\text{s}$

D'où : $H_{\text{cr}} = 3,53 \text{ m}$.

Pente critique

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 C_{cr}^2 R_{cr}^2} \dots\dots\dots (VI.17)$$

Ou : S_{cr} : Section critique (m^2) ;

P_{cr} : Périmètre critique (m) ;

R_{cr} : Rayon critique (m) ;

C_{cr} : Coefficient de CHEZY

Donc : $S_{cr} = m h_{cr}^2 + b h_{cr} = 44,23 \text{ m}$

$$P_{cr} = b + 2 h_{cr} \sqrt{1 + m^2} = 18,98 \text{ m}$$

$$R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}} = 2,33 \text{ m}$$

$$C_r = \frac{1}{n} R_{cr}^{1/6} = 51,17 \text{ (n=0,0225, rugosité d'enrochement).}$$

D'où : $I_{cr} = 0,357\%$

$I_{cr} > 0,2$ Le régime est nettement fluvial dans le canal de fuite.

Profondeur normale

$$Q = SC\sqrt{RI} \dots\dots\dots (VI.18)$$

Pour la hauteur normale, elle est calculée aussi à l'aide du même logiciel « CANALP ».

Données de départ :

Largeur du canal, $b = 9 \text{ m}$.

Fruit des talus, $m = 1$.

Débit de calcul, $Q = 230,22 \text{ m}^3/\text{s}$;

Coefficient de Strikler, $K = 44$;

La profondeur normale est donc de : $H_n = 4,427 \text{ m}$;

Vitesse d'écoulement dans le canal de fuite

$$V = \frac{Q}{S} \dots\dots\dots (VI.19)$$

Avec : Q : Débit de calcul ;

m : Fruit des talus ;

b : Largeur du canal ;

h_n : Profondeur critique ;

D'où : $V = 2,51 \text{ m/s}$

VI.3.3-Conception de l'évacuateur de crues

VI.3.3.1- Hauteurs des murs bajoyers

a) Hauteur des murs bajoyer à l'entrée du coursier

La vitesse de l'eau au niveau de la section de contrôle est :

$$V = Q/(b h_{cr}) = 5,33 \text{ m/s}$$

La revanche (R) est égale à : $R = 0,60 + 0,14V^{1/3} = 0,85 \text{ m}$.

D'où : la hauteur du mur H_m du mur sera :

$$H_1 = H_c + R = 4,05 + 0,85 = 4,9 \text{ m}.$$

b) Hauteur du mur à la fin du coursier

La revanche (R) est égale à : $R = 0,60 + 0,14V^{1/3} = 0,96 \text{ m}$.

V : La vitesse à la fin du coursier ($V = 16,82 \text{ m/s}$).

H : La hauteur d'eau à la fin du coursier ($H = 1,52 \text{ m}$)

$$\text{Donc : } H_2 = h + R = 0,96 + 1,52 = 2,48 \text{ m}.$$

c) Hauteur du mur dans le bassin de dissipation

$$R = 0,60 + 0,14V^{1/3} = 0,96 \text{ m}.$$

V : La vitesse à la sortie de bassin. ($V = 2,93 \text{ m/s}$)

$H = 8,73 \text{ m}$ (hauteur conjugée).

$$R = 0,80 \text{ m}$$

$$H = R + H_c = 9,53 \text{ m}$$

d) Hauteur des murs bajoyer dans la canal de fuite

$$R = 0,60 + 0,14V^{1/3} = 0,96 \text{ m}$$

$$\text{Ou : } V = 2,51 \text{ m/s}$$

$$H_c = 3,53 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } R = 0,8 \text{ m}$$

$$\text{Et : } H = 4,33 \text{ m}$$

VI.4- Vidange de fond

Une vidange de fond c'est une ouverture située dans la tranche inférieure d'une retenue, et généralement utilisée pour la vidange de la retenue ou la chasse des dépôts solides, quelquefois peut être utilisée en plus pour les lâcheurs agricoles. C'est un ouvrage essentiel pour un barrage de retenue.

L'ouvrage de vidange de fond peut être conçu pour fonctionner sous pression ou en écoulement à surface libre ; et comme cet ouvrage est destiné à faire des chasses

périodiques afin d'éviter l'envasement rapide de la retenue, il est conseillé de projeter un ouvrage qui fonctionne à surface libre pour éviter les risques de colmatage.

Le tracé de la conduite forcée est choisi de façon qu'elle soit disposée en excavation, elle doit être étanche et en état de supporter des déformations, et la possibilité de passage des débits de chantier.

VI.4.1- Détermination du diamètre de la vidange de fond

Le volume d'eau évacué contient le volume utile de la retenue, plus le volume entrant dans la retenue pendant la période de vidange.

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_0 \dots \dots \dots (VI.20)$$

Où : V_u : volume utile de la retenue, $V_u = 3.55 \text{ Mm}^3$;

T : temps de vidange, estimé à 18 jours ;

Q_0 : débit entrant dans la retenue pendant le vidange, pris égal au débit moyen annuel) $Q_0 = A_0/T \text{ (Mm}^3\text{)} ;$

D'où : $Q_{vf} = 6,65 \text{ m}^3/\text{s}$

Le type de construction de la vidange de fond est déterminé en fonction des conditions topographique et géologique, ainsi que par la valeur de débit de projet. Dans notre cas la meilleure des solutions est une vidange de fond (tuyau en acier) enrobée de béton armé.

La section de la conduite de vidange (S) est donnée par la formule suivante :

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \sqrt{2gh}} \dots \dots \dots (VI.21)$$

Où : μ : coefficient de débit ;

Q_{vf} : débits de vidange de fond (m^3/s)

H : hauteur entre le niveau normal de la retenue et l'aval $H = 22\text{m}$

D'où : $S = 0.516 \text{ m}^2$

Correction de coefficient de débit

$$m = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum x_s + \sum x_l}} \dots \dots \dots (VI.22)$$

$\sum \xi_s$: somme des coefficients de pertes de charge singulières

$$\sum x_s = x_{ent} + x_{va} + x_{sor} + x_{grille}$$

$$\xi_{va} = 0.5$$

$$\xi_{ent} = 0.2$$

$$\xi_{\text{sor}} = 1$$

$$\xi_{\text{grille}} = 0.25$$

$\sum \xi_L$: Somme des coefficients de pertes de charges linéaires.

$$\sum x_L = \frac{lL}{d} \dots\dots\dots(\text{VI-23})$$

L: longueur de la conduite de la vidange de fond égale à 140m.

d: diamètre de la conduite de vidange 900mm.

l : Coefficient de perte de charge calculé par la formule de Strickler:

$$l = \frac{124.6n^2}{d^{1/3}} \dots\dots\dots(\text{VI-24})$$

n: rugosité de la conduite en acier (n=0.013).

On trouve: $l = 0.0203 \Rightarrow \sum \xi_L = 3.15 \text{ m.}$

Ce qui nous donne: $\mu = 0.405$

La section de vidange sera $S = 0.792 \text{ m}^2$

Le diamètre de la conduite est $D = 1004 \text{ mm}$

Soit un diamètre normalise $D = 1000 \text{ mm}$

VI.5- Prises d'eau

La prise d'eau et la vidange de fond sont réunies dans un même ouvrage qui est situé au pied amont de la digue sur la rive gauche.

La consommation maximale est en mois de mois de juin : $V = 0.86 \text{ Mm}^3$

Donc : $Q = \frac{V}{T} = 0.332 \text{ m}^3/\text{s}$

$$Q = \mu S \sqrt{2gH}$$

Avec : μ : coefficient de débit $\mu = 0.4$.

S : section de la conduite en m^2

H : charge d'eau minimal $H = 16.5 \text{ m}$

On trouve une section de 0.046 m^2

Donc : $D = 300 \text{ mm}$

Correction de la valeur de coefficient μ

On utilisant la formule VI-20 et On suppose que les pertes de charge singulières sont égales à 15% des pertes de charges linéaires. Avec $l = 0.03$.

On trouve que $\mu = 0.2$

Donc : $D = 400 \text{ mm}$

Nous avons prévu une conduite de prise d'eau de diamètre 400 mm menée d'un coude dans sa partie basse qui la reliera à la conduite de service passant par la conduite de vidange dans sa partie supérieure.

Les niveaux de prises d'eau sont respectivement 109,00 et 116,5 NGA, afin d'éviter leur bouchage par la vase.

VI.6- Dérivation provisoire

Le principe de la dérivation provisoire est d'utiliser la galerie en rive droite qui contient les futures conduites de vidange de fond et de prise d'eau, en aménageant un pertuis provisoire. Cette galerie aura 2,5 m de diamètre pour loger les conduites de vidange et de prise.

Critères à respecter et objectif

- Utiliser la future conduite de vidange.
- Permettre d'évacuer la crue de chantier $62.3 \text{ m}^3/\text{s}$. avec une hauteur de plan d'eau située à 110 m NGA.

Pour un pertuis de section S en fond de vallée (cote 101m NGA), le débit est donné

$$\text{par : } Q = \mu S \sqrt{2gH}$$

$$\text{Avec : } H_{\max} = 110 - 101 = 9\text{m}$$

$$\mu = 0.54 \text{ (dépend du type de paroi)}$$

VI.7- Batardeau

Le batardeau permet la protection du chantier du barrage contre la crue de chantier. Il est réalisé de même type des matériaux que les recharges (Alluvions), le batardeau est à 8m de hauteur et 4 m de largeur en crête. C'est un batardeau à la fois fonctionnel (circulation fluide des engins).

Les coupes types de la vidange de fond, l'évacuateur de crue sont présentés dans le plan N°05, et 06.

VIII.1-Introduction

Les accidents du travail et les problèmes qui en découlent ont une grande importance, sur le plan financier, sur le plan de la production et sur le plan humain.

L'objet sera donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents de chantier, il existe pour cela un certain nombre de dispositifs de consignes et de règlements dits « de sécurité », leur utilisation est contestable bien que le problème reste difficile.

VIII.2- Comité de sécurité :

L'Agent de sécurité fait la patrouille périodiquement dans le chantier et rapporte le résultat de la patrouille à la réunion tenue à cet égard.

VIII.3- Instructions structurelles sur la sécurité :**VIII.3.1- Instructions à donner aux travailleurs et aux visiteurs du chantier :**

Quoiqu'il en soit Algérien ou expatrié ; la personne qui travaille ou pénètre sur le site doit être informé en matière de sécurité de façon qu'il respecte les règles de sécurité du chantier.

VIII.3.2 Instructions à donner au Chef d'équipe :

Le Chef d'équipe confirme périodiquement les mesures préventives contre les accidents.

- **Réunion matinale en matière de sécurité :**

Le contre maître de chaque poste préside tous les matins une réunion pour expliquer le détail des travaux à exécuter en précisant l'instruction sur la sécurité.

- **Mise en ordre du chantier :**

L'effectif de chaque poste s'engage à la mise en ordre du chantier une fois par mois à la date préalablement fixée.

VIII.4 Contrôle et entretien du matériel :

Les engins ne peuvent être utilisés sur le site qu'avec le bon de mise en service qui sera émis à la suite du contrôle mécanique les engins utilisés doivent passer le contrôle journalier et son résultat sera enregistré dans le rapport journalier.

Les engins doivent être au contrôle période et son résultats sera enregistré dans le carnet d'entretien.

Les échafaudages, plate forme, passerelle, boisage, cintre, coffrage, soutènement, et toute autre installation les gardes corps, rampes, filets, ceintures de sécurité et toute autre dispositif de sécurité, les chaînes câbles au cordage, les échelles ainsi que

matériel et engins de toute nature mis par les chefs d'établissement à la disposition des travailleurs à effectuer et aux risques auxquels les travailleurs sont exposés.

Les installations, les dispositifs les matériels ou les engins utilisés doivent avoir notamment une résistance suffisante pour supporter les charges et les efforts auxquels ils sont soumis.

En outre, la stabilité des installations et des engins de toute nature mis en œuvre sur des chantiers doit être assurée d'une manière efficace.

VIII.5- Organisation du service de la sécurité d'ouvrage :

L'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme immense chaîne de solidarité, composée de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personnes.

VIII.6- Principes fonctions du service de sécurité :

a) Etudes :

- Participation au Comité d'hygiène et de sécurité.
- Analyse des postes de travail « Etude Sécurité ».
- Suggestions du Personnel.
- Statistique : élaboration et commentaire.
- Rapport avec l'administration.

b) Exécution :

- Mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail).
- Réalisations pratiques des suggestions et des études.

c) Contrôle :

- Enquêtes à la suite des accidents.
- Inspections des installations.
- Visites périodiques effectuées par les organismes.
- Contrôle éventuel des moyens de transport du personnel.

d) Animation :

- Lutte contre l'incendie et les accidents de trajet.
- Equipes de secours.
- Formation spéciale concernant certaines professions.

VIII.7-Les Causes des accidents de travail :

L'analyse des accidents les plus fréquents fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielle).

a) Causes humaines :

Ces causes peuvent être :

1. La négligence des travailleurs.
2. La fatigue.
3. La distraction.
4. Les gestes néfastes.
5. Inaptitude mentale ou physique.
6. Adoption de la solution de facilité.

b) Causes techniques :

1. Les mauvaises conditions de travail.
2. Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.
3. Le manque d'éclairage.

VIII-7-1 Conditions dangereuses dans le chantier :

1. Installation non protégée ou mal protégée.
2. Outillages, engins et équipements en mauvais état.
3. Matière défectueuse, stockage irrationnel.
4. Protection individuelle inexistante.
5. Défauts dans la construction.
6. Eclairage défectueux.
7. Facteur d'ambiance impropre.
8. Conditions climatiques défavorables.

VIII-7-2 Actions dangereuses :

1. Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
2. Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
3. Agir sans prévenir ou sans autorisation.
4. Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
5. Imprudence durant le travail.
6. Suivre un rythme de travail inadapté.

VIII.7.3- Mesures préventives :

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés.

1. Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
2. Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.
3. Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tout danger.
4. Les abris doivent être airés et chauffés.

VIII.8-Conclusion :

La réduction du nombre et de la gravité des accidents du travail et des maladies professionnelles nécessite, la mobilisation des ressources pour la lutte contre ces derniers, la mise en œuvre des moyens d'organisation et des méthodes de travail.

Il est évident qu'au cours de l'exécution des travaux le maître d'ouvrage doit assurer un contrôle efficace des mesures de sécurité mises en œuvre, et de l'organisation proposée par le comité d'hygiène et du travail, en plus des contrôles effectués par les Services publics.

Conclusion générale

Après avoir analysé et traité tous les données et les résultats obtenus dans le thème de faisabilité d'un petit barrage sur oued FERGOUG wilaya de MASCARA on peut déduire les conclusions suivantes:

- ✓ Les conditions géologiques et géotechniques ne posent aucun problème pour la réalisation du barrage.
- ✓ La variante barrage en terre zonée à noyau d'argile s'adapte mieux au site et permet de bien exploiter les matériaux disponibles in situ.
- ✓ Les eaux excédentaires seront être évacué par un évacuateur de crue latérale à entonnement frontale implanté sur la rive gauche ;
- ✓ La vidange de fond est de diamètre 1000 mm assurée par une conduite en acier enrobée de béton armé.
- ✓ Le prélèvement de l'eau se fait à un seul niveau de prise à une cote élevée par rapport à celle du volume mort et de diamètre 400 mm.
- ✓ Grace à la capacité de sa retenue, le barrage peut assurer la pérennité de l'irrigation, permettant ainsi le développement du secteur de l'agriculture, l'intensification et la diversification des cultures, l'amélioration de la production et le développement de cultures.

Références bibliographiques :

[1] CIGB, 1984, **Choix de la crue de projet.**

[2] M^r. CARLIER, 1992, **Hydrauliques générales et appliqué**, Edition Eyrolles par is. France.

[3] J.MAURICE DURANDE : **Technique des petits barrages en Afrique sahélienne et Eouation.**

[4] M^r. HASSANE, 1995, **Guide méthodologique de calcul hydraulique de l'Evacuateur de crue à entonnement frontale ; ~ ENSH~ Blida. Algérie.**

[5] M. HASSANE : **Formulaire de calcul des aménagements.** ENSH Blida. 1998 ; **Technique des barrages en aménagement rural.**

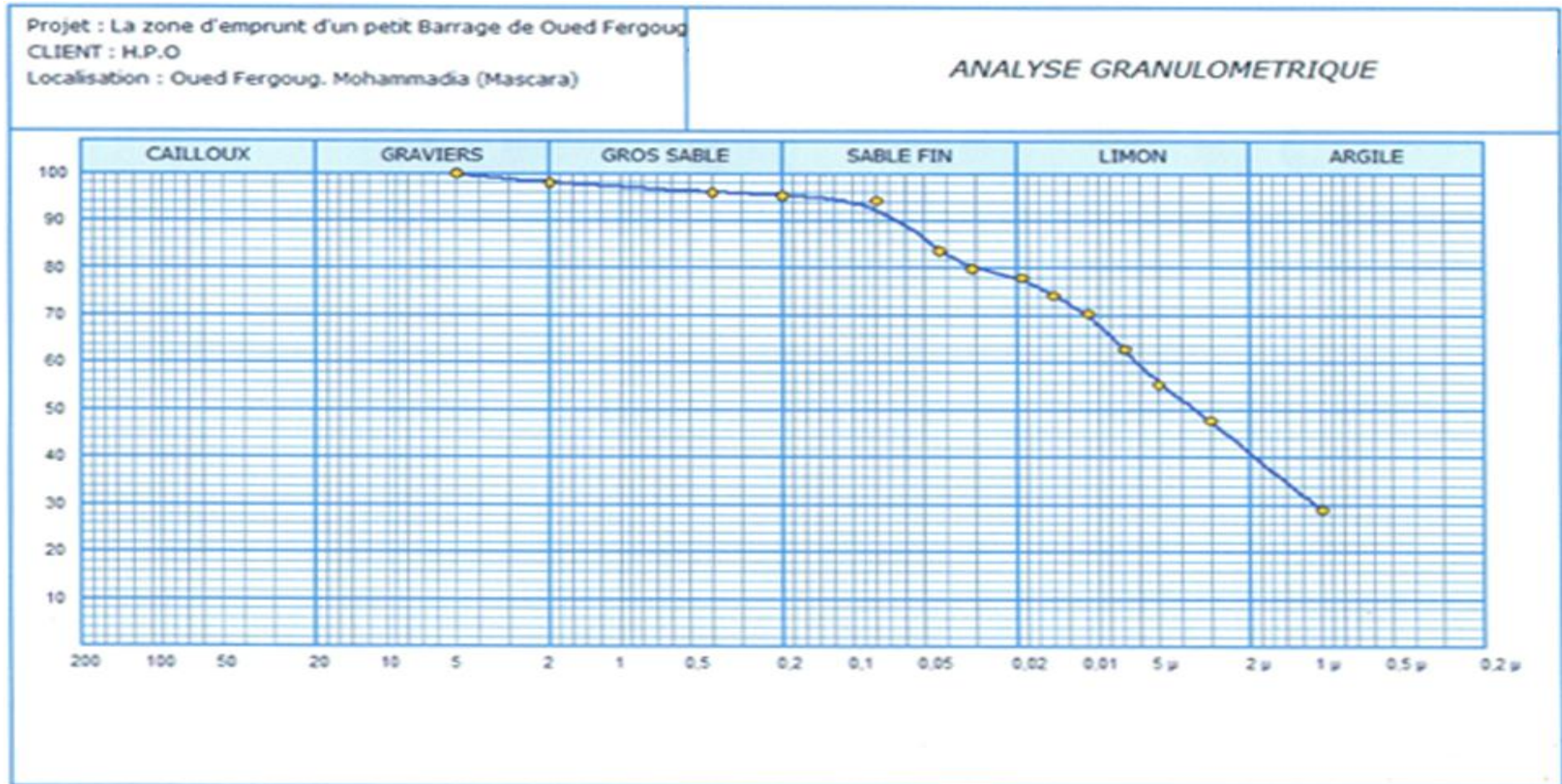
[6] TOUAIBIA. B : (page 1-11 et 124-140), **Manuel pratique de l'hydrologie** ~ENSH~ Blida. Algérie.

[7] TOUAIBIA. B : (page 12 –56), 2001, **Les retenues polycope de cours de régularisation des débits** ~ ENSH~ Blida. Algérie.

[8] V. VOLKOV ; 1986 page (65-71 et 120-156), **Guide de la thèse de fin d'études**~ ENSH~ Blida. Algérie.

Annexe A

Courbe granulométrique



Annexe B.1

Précipitations annuelles et P_{jmax} de la station d'Ain-Fares (11409)

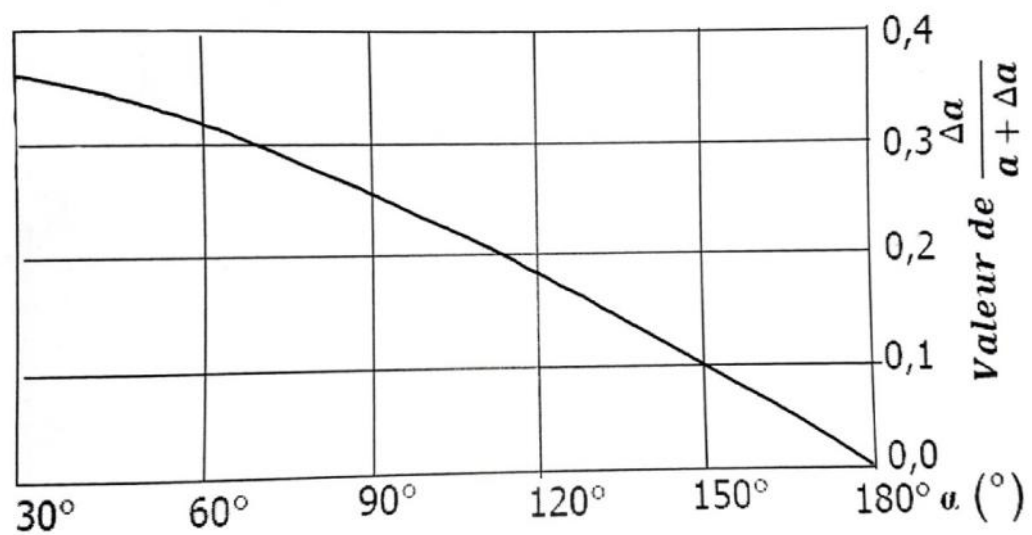
Station Ain fares		
Année	Pluie	P_{jmax}
1953	66,8	66,8
1954	144,2	144,2
1955	76,2	76,2
1956	38,4	38,4
1957	72,6	72,6
1958	39	39
1959	59,4	59,4
1960	24,2	24,2
1961	16,8	16,8
1962	18,1	18,1
1963	21,3	21,3
1964	20	20
1965	24,7	24,7
1966	26,8	26,8
1967	25,5	25,5
1968	27,3	27,3
1969	26,3	26,3
1970	29,7	29,7
1971	31	31
1972	30,1	30,1
1973	32,8	32,8
1974	47,8	47,8
1975	23,4	23,4
1976	22,1	22,1
1977	33,2	33,2
1978	26,1	26,1
1979	27,9	27,9
1980	36,2	36,2
1981	14	14
1982	32,5	32,5
1983	24	24
1984	26	26
1985	21,3	21,3
1986	29,4	29,4
1987	43,6	43,6
1988	58,2	58,2
1989	18,9	18,9
1990	87,6	87,6
1991	25,5	25,5
1992	31,7	31,7
1993	28	28
1994	38,2	38,2
1995	41	41
1996	58,6	58,6
1997	56,3	56,3
1998	34,7	34,7
1999	76,3	76,3
2000	39,8	39,8
2001	84,1	84,1
2002	62,2	62,2
2003	35,8	35,8
2004	79,3	79,3
2005	99,6	99,6
2006	60,4	60,4
2007	45,3	45,3
2008	60	60
2009	58,8	58,8

Annexe B.2

Tableau de l'Hydrogramme de crues pour différentes périodes de retour

	Débits de crues des périodes de retour					
Temps	Q (5 ans)	Q (10 ans)	Q (20 ans)	Q (50 ans)	Q (100 ans)	Q (1000 ans)
(h)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)
0	0.0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
0.5	1.2714	2.0285	2.9632	4.2816	5.5755	9.359183
1	5.0857	8.1142	11.8530	17.1265	22.3020	37.43673
1.5	11.4428	18.2571	26.6693	38.5346	50.1795	84.23265
2	20.3428	32.4571	47.4122	68.5061	89.2081	149.7469
2.5	31.7857	50.7142	74.0816	107.0408	139.3877	233.9795
3	45.7714	73.0285	106.6775	154.1387	200.7183	336.9306
3.5	62.3000	99.4000	145.2000	209.8000	273.2000	458.6000
4	49.8808	79.5852	116.2555	167.9776	218.7392	367.1808
4.5	39.2326	62.5959	91.4379	132.1189	172.0443	288.7976
5	30.2191	48.2147	70.4304	101.7652	132.5179	222.4477

5.5	22.7040	36.2244	52.9154	76.4577	99.5626	167.1282
6	16.5512	26.4076	38.5753	55.7376	72.5811	121.8365
6.5	11.6244	18.5469	27.0927	39.1463	50.9760	85.5696
7	7.7875	12.4250	18.1500	26.2250	34.1500	57.3250
7.5	4.9040	7.8244	11.4297	16.5148	21.5055	36.0997
8	2.8380	4.5280	6.61443	9.5572	12.4453	20.8910
8.5	1.4530	2.3183	3.38658	4.8932	6.3720	10.6962
9	0.6130	0.9780	1.42871	2.0643	2.6881	4.51246
9.5	0.1816	0.2897	0.42332	0.6116	0.7965	1.3370
10	0.0227	0.0362	0.05291	0.07645	0.0995	0.1671
10.5	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000



α : Angle de face au noyau avec l'horizontale

Abaque de CASAGRANDE

Annexe C.2 : Calcul de stabilité.

Talus aval pour le cas de fin de construction, R = 30.5 m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*sin α	N=Gn*cos α	dli	C*dli	tang $\emptyset$	N*tang $\emptyset$	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang $\emptyset$	dn	a*Gn*dn
-4.00	0.29	0.23	0.00	-0.40	0.92	0.11	-0.05	0.10	2.44	1.64	0.26	0.03	0.23	0.56	0.14	18.00	0.41
-3.00	3.05	2.83	0.00	-0.30	0.95	14.67	-4.40	14.00	2.44	1.64	0.26	3.61	2.83	6.91	1.78	18.00	52.82
-2.00	3.05	5.39	0.00	-0.20	0.98	27.95	-5.59	27.38	2.44	1.64	0.26	7.06	5.39	13.16	3.39	18.00	100.61
-1.00	3.05	7.59	0.00	-0.10	0.99	39.35	-3.94	39.16	2.44	1.64	0.26	10.10	7.59	18.53	4.78	18.00	141.67
0.00	3.05	9.36	0.00	0.00	1.00	48.53	0.00	48.53	4.98	3.34	0.26	12.52	9.36	46.63	12.03	18.00	174.71
1.00	3.05	10.78	0.00	0.10	0.99	55.89	5.59	55.61	5.01	3.35	0.26	14.35	10.78	53.98	13.93	18.00	201.22
2.00	3.05	11.60	0.00	0.20	0.98	60.15	12.03	58.93	5.09	3.41	0.26	15.20	11.60	58.99	15.22	18.00	216.53
3.00	3.05	11.04	0.00	0.30	0.95	57.24	17.17	54.61	5.22	3.50	0.26	14.09	11.04	57.67	14.88	18.00	206.07
4.00	3.05	11.16	0.00	0.40	0.92	57.86	23.15	53.03	5.44	3.64	0.26	13.68	11.16	60.69	15.66	18.00	208.31
5.00	3.05	10.73	0.00	0.50	0.87	55.64	27.82	48.18	5.76	3.86	0.26	12.43	10.73	61.77	15.94	18.00	200.29
6.00	3.05	9.57	0.00	0.60	0.80	49.62	29.77	39.70	6.24	4.18	0.26	10.24	9.57	59.68	15.40	18.00	178.63
7.00	3.05	7.65	0.00	0.70	0.71	39.67	27.77	28.33	7.00	4.69	0.26	7.31	7.65	53.51	13.81	18.00	142.79
8.00	2.79	4.41	0.00	0.80	0.60	20.92	16.73	12.55	8.36	5.60	0.26	3.24	4.41	36.87	9.51	18.00	75.30

$$K_{ss} = 2.58$$

$$K_{as} = 1.64$$

Talus aval pour le cas de fin de construction, R =35.4 m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Ssin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4.00	3.42	2.99	0.00	-0.40	0.92	17.38	-6.95	15.93	3.99	3.27	0.26	4.11	2.99	11.93	3.08	18.00	62.58
-3.00	3.54	3.10	0.00	-0.30	0.95	18.66	-5.60	17.80	3.99	3.27	0.26	4.59	3.10	12.37	3.19	18.00	67.16
-2.00	3.54	6.19	0.00	-0.20	0.98	37.25	-7.45	36.50	3.99	3.27	0.26	9.42	6.19	24.70	6.37	18.00	134.11
-1.00	3.54	8.74	0.00	-0.10	0.99	52.60	-5.26	52.33	3.99	3.27	0.26	13.50	8.74	34.88	9.00	18.00	189.35
0.00	3.54	10.82	0.00	0.00	1.00	65.11	0.00	65.11	6.60	4.42	0.26	16.80	10.82	71.44	18.43	18.00	234.41
1.00	3.54	12.39	0.00	0.10	0.99	74.56	7.46	74.19	6.66	4.46	0.26	19.14	12.39	82.47	21.28	18.00	268.43
2.00	3.54	12.92	0.00	0.20	0.98	77.75	15.55	76.18	6.76	4.53	0.26	19.65	12.92	87.33	22.53	18.00	279.91
3.00	3.54	12.97	0.00	0.30	0.95	78.05	23.42	74.46	6.94	4.65	0.26	19.21	12.97	90.05	23.23	18.00	280.99
4.00	3.54	13.17	0.00	0.40	0.92	79.26	31.70	72.64	7.23	4.84	0.26	18.74	13.17	95.19	24.56	18.00	285.33
5.00	3.54	12.60	0.00	0.50	0.87	75.83	37.91	65.67	7.65	5.13	0.26	16.94	12.60	96.41	24.87	18.00	272.98
6.00	3.54	11.33	0.00	0.60	0.80	68.18	40.91	54.55	8.29	5.55	0.26	14.07	11.33	93.90	24.23	18.00	245.46
7.00	3.54	8.73	0.00	0.70	0.71	52.54	36.78	37.52	9.55	6.40	0.26	9.68	8.73	83.37	21.51	18.00	189.13
8.00	3.54	3.89	0.00	0.80	0.60	23.41	18.73	14.05	10.86	7.27	0.26	3.62	3.89	42.23	10.89	18.00	84.28
9.00	1.26	2.49	0.00	0.90	0.44	5.33	4.80	2.32	10.86	7.27	0.26	0.60	2.49	27.03	6.97	18.00	19.20

$$K_{ss} = 2.59$$

$$K_{as} = 1.51$$

Talus aval pour le cas de fin de construction, R = 41.3 m

N°Tr	bi	h1	h2	sin(α)	cos(α)	Gn	T=Gn*sin(α)	N=Gn*cos(α)	dli	C*dli	tan($\emptyset$)	N*tan($\emptyset$)	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tan($\emptyset$)	dn	a*Gn*dn
-4	3.88	0.53	0	-0.4	0.92	3.50	-1.40	3.20	4.03	2.70	0.26	0.83	0.53	2.14	0.55	18.00	12.59
-3	4.13	4.51	0.97	-0.3	0.95	31.66	-9.50	30.21	4.03	2.70	0.26	7.79	4.51	18.19	4.69	18.00	113.99
-2	4.13	5.37	2.48	-0.2	0.98	37.70	-7.54	36.94	4.03	2.70	0.26	9.53	5.37	21.66	5.59	18.00	135.73
-1	4.13	7.28	3.32	-0.1	0.99	51.11	-5.11	50.86	4.03	2.70	0.26	13.12	7.28	29.37	7.58	18.00	184.01
0	4.13	9.26	3.6	0	1.00	65.01	0.00	65.01	7.94	5.32	0.26	16.77	9.26	73.57	18.98	18.00	234.05
1	4.13	11.16	3.38	0.1	0.99	78.35	7.84	77.96	7.09	4.75	0.26	20.11	11.16	79.11	20.41	18.00	282.08
2	4.13	13.07	0	0.2	0.98	91.76	18.35	89.91	7.20	4.82	0.26	23.20	13.07	94.09	24.27	18.00	330.35
3	4.13	13.9	0	0.3	0.95	97.59	29.28	93.10	7.39	4.95	0.26	24.02	13.90	102.78	26.52	18.00	351.33
4	4.13	15.36	0	0.4	0.92	107.84	43.14	98.84	7.70	5.16	0.26	25.50	15.36	118.24	30.51	18.00	388.23
5	4.13	14.79	0	0.5	0.87	103.84	51.92	89.93	8.15	5.46	0.26	23.20	14.79	120.53	31.10	18.00	373.83
6	4.13	13.36	0	0.6	0.80	93.80	56.28	75.04	8.83	5.91	0.26	19.36	13.36	117.93	30.43	18.00	337.68
7	4.13	11.86	0	0.7	0.71	83.27	58.29	59.47	9.90	6.63	0.26	15.34	11.86	117.44	30.30	18.00	299.77
8	4.13	10.86	0	0.8	0.60	76.25	61.00	45.75	11.84	7.93	0.26	11.80	10.86	128.53	33.16	18.00	274.49
9	4.13	6.11	0	0.9	0.44	42.90	38.61	18.70	5.60	3.75	0.26	4.82	6.11	34.22	8.83	18.00	154.43

$$K_{ss} = 1.92$$

$$K_{as} = 1.22$$

Talus amont pour le cas de fin de construction, R = 38.5 m

N°Tr	bi	h1	h2	$\sin(\alpha)$	$\cos(\alpha)$	Gn	$T=Gn*\sin(\alpha)$	$N=Gn*\cos(\alpha)$	dli	$C*dli$	$\tan(\emptyset)$	$N*\tan(\emptyset)$	Ui	$Ui*dli$	$Ui*dli*\tan(\emptyset)$	dn	$a*Gn*dn$
-3	1.77	1.26	0	-0.30	0.95	3.79	-1.14	3.62	7.18	3.27	0.26	0.93	1.26	9.04	2.33	24.00	22.75
-2	3.85	2.06	0	-0.20	0.98	13.48	-2.70	13.21	7.18	3.27	0.26	3.41	2.06	14.79	3.82	24.00	80.90
-1	3.85	3.81	0	-0.10	0.99	24.94	-2.49	24.81	7.07	4.74	0.26	6.40	3.81	26.93	6.95	24.00	149.62
0	3.85	5.25	0	0.00	1.00	34.36	0.00	34.36	7.02	4.71	0.26	8.87	5.25	36.87	9.51	24.00	206.17
1	3.85	6.42	0	0.10	0.99	42.02	4.20	41.81	7.07	4.74	0.26	10.79	6.42	45.38	11.71	24.00	252.11
2	3.85	7.67	0	0.20	0.98	50.20	10.04	49.19	7.18	4.81	0.26	12.69	7.67	55.06	14.20	24.00	301.20
3	3.85	7.97	0	0.30	0.95	52.16	15.65	49.76	7.37	4.94	0.26	12.84	7.97	58.77	15.16	24.00	312.98
4	3.85	6.89	0	0.40	0.92	45.10	18.04	41.33	7.68	5.14	0.26	10.66	6.89	52.89	13.64	24.00	270.57
5	3.85	16.66	0	0.50	0.87	109.04	54.52	94.43	8.13	5.44	0.26	24.36	16.66	135.37	34.93	24.00	654.24
6	3.85	5.58	0	0.60	0.80	36.52	21.91	29.22	8.80	5.90	0.26	7.54	5.58	49.11	12.67	24.00	219.13
7	3.85	4.12	0	0.70	0.71	26.97	18.88	19.26	9.87	6.61	0.26	4.97	4.12	40.68	10.49	24.00	161.79

$$K_{ss} = 2.73$$

$$K_{as} = 1.61$$

Talus amont pour le cas de fin de construction, R = 44.8 m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin(α)	Cos(α)	Gn	T=Gn*Ssin(α)	N=Gn*Ccos(α)	dli	C*dli	tan($\emptyset$)	N*tan($\emptyset$)	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tan($\emptyset$)	dn	a*Gn*dn
-4	1.36	3.01	0	-0.4	0.92	6.96	-2.78	6.38	2.81	2.81	0.38	2.42	3.01	8.46	3.21	24.00	33.40
-3	4.48	6.38	0	-0.3	0.95	48.59	-14.58	46.35	2.81	2.81	0.38	17.61	6.38	17.93	6.81	24.00	233.23
-2	4.48	9.29	0	-0.2	0.98	70.75	-14.15	69.32	9.12	6.11	0.26	17.89	9.29	84.71	21.85	24.00	339.61
-1	4.48	11.71	0	-0.1	0.99	89.18	-8.92	88.74	8.98	6.02	0.26	22.89	11.71	105.14	27.13	24.00	428.08
0	4.48	13.74	0	0	1.00	104.64	0.00	104.64	8.92	5.98	0.26	27.00	13.74	122.61	31.63	24.00	502.29
1	4.48	15.33	0	0.1	0.99	116.75	11.68	116.17	8.98	6.02	0.26	29.97	15.33	137.65	35.51	24.00	560.42
2	4.48	16.51	0	0.2	0.98	125.74	25.15	123.20	9.12	6.11	0.26	31.79	16.51	150.54	38.84	24.00	603.55
3	4.48	17.21	0	0.3	0.95	131.07	39.32	125.03	9.37	6.28	0.26	32.26	17.21	161.19	41.59	24.00	629.14
4	4.48	16.08	0	0.4	0.92	122.47	48.99	112.24	9.75	6.53	0.26	28.96	16.08	156.78	40.45	24.00	587.83
5	4.48	15.35	0	0.5	0.87	116.91	58.45	101.24	10.32	6.92	0.26	26.12	15.35	158.43	40.87	24.00	561.15
6	4.48	14.02	0	0.6	0.80	106.78	64.07	85.42	11.22	7.52	0.26	22.04	14.02	157.33	40.59	24.00	512.53
7	4.48	11.9	0	0.7	0.71	90.63	63.44	64.72	12.54	12.54	0.38	24.59	0.00	0.00	0.00	24.00	435.03

$$K_{ss} = 2.42$$

$$K_{as} = 1.52$$

Talus amont pour le cas de fin de construction, R = 51.35 m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin(α)	Cos(α)	Gn	T=Gn*Ssin(α)	N=Gn*Ccos(α)	dli	C*dli	tan($\emptyset$)	N*tan($\emptyset$)	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tan($\emptyset$)	dn	a*Gn*dn
-4	3.44	1.98	0	-0.40	0.92	11.58	-4.63	10.61	2.81	2.81	0.38	4.03	1.98	5.56	2.11	24.00	55.58
-3	5.13	2.34	0	-0.30	0.95	20.41	-6.12	19.47	2.81	2.81	0.38	7.40	2.34	6.58	2.50	24.00	97.95
-2	5.13	3.08	0	-0.20	0.98	26.86	-5.37	26.32	9.12	6.11	0.26	6.79	3.08	28.08	7.25	24.00	128.93
-1	5.13	5.11	0	-0.10	0.99	44.56	-4.46	44.34	8.98	6.02	0.26	11.44	5.11	45.88	11.84	24.00	213.91
0	5.13	6.8	0	0.00	1.00	59.30	0.00	59.30	8.92	5.98	0.26	15.30	6.80	60.68	15.66	24.00	284.65
1	5.13	8.11	0	0.10	0.99	70.73	7.07	70.37	8.98	6.02	0.26	18.16	8.11	72.82	18.79	24.00	339.49
2	5.13	9.1	0	0.20	0.98	79.36	15.87	77.76	9.12	6.11	0.26	20.06	9.10	82.98	21.41	24.00	380.93
3	5.13	9.45	0	0.30	0.95	82.41	24.72	78.62	9.37	6.28	0.26	20.28	9.45	88.51	22.84	24.00	395.58
4	5.13	9.36	0	0.40	0.92	81.63	32.65	74.81	9.75	6.53	0.26	19.30	9.36	91.26	23.54	24.00	391.82
5	5.13	8.36	0	0.50	0.87	72.91	36.45	63.14	10.32	6.92	0.26	16.29	8.36	86.28	22.26	24.00	349.96
6	5.13	7.17	0	0.60	0.80	62.53	37.52	50.02	11.22	7.52	0.26	12.91	7.17	80.46	20.76	24.00	300.14
7	5.13	5.41	0	0.70	0.71	47.18	33.03	33.69	12.54	12.54	0.38	12.80	0.00	0.00	0.00	24.00	226.47
8	5.13	2.71	0	0.80	0.60	23.63	18.91	14.18	7.77	5.21	0.26	3.66	2.71	21.07	5.43	24.00	113.44
9	0.51	0.89	0	0.90	0.44	0.77	0.69	0.34	7.77	5.21	0.26	0.09	0.89	6.92	1.78	24.00	3.70

$K_{ss} = 2.03$

$K_{as} = 1.11$

Talus aval pour le cas de fonctionnement normal, R = 30.5 m

N°Tr	bi	h1	h2	sin(α)	cos(α)	Gn	T=Gn*sin(α)	N=Gn*cos(α)	dli	C*dli	tan($\emptyset$)	N*tan($\emptyset$)	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tan($\emptyset$)	dn	a*Gn*dn
-4	0.29	0.23	0	-0.40	0.92	0.11	-0.05	0.10	4.71	3.15	0.53	0.06	0.23	1.08	0.57	18.00	0.41
-3	3.05	2.83	0	-0.30	0.95	14.67	-4.40	14.00	4.71	3.15	0.53	7.42	2.83	13.32	7.06	18.00	52.82
-2	3.05	5.39	0	-0.20	0.98	27.95	-5.59	27.38	4.71	3.15	0.53	14.51	5.39	25.36	13.44	18.00	100.61
-1	3.05	7.59	0	-0.10	0.99	39.35	-3.94	39.16	4.71	3.15	0.53	20.75	7.59	35.71	18.93	18.00	141.67
0	3.05	9.36	0	0.00	1.00	48.53	0.00	48.53	5.70	3.82	0.53	25.72	9.36	53.31	28.25	18.00	174.71
1	3.05	10.78	0	0.10	0.99	55.89	5.59	55.61	5.71	3.83	0.53	29.48	10.78	61.56	32.62	18.00	201.22
2	3.05	11.6	0	0.20	0.98	60.15	12.03	58.93	5.81	3.89	0.53	31.23	11.60	67.39	35.72	18.00	216.53
3	3.05	11.04	0	0.30	0.95	57.24	17.17	54.61	5.97	4.00	0.53	28.94	11.04	65.88	34.92	18.00	206.07
4	3.05	11.16	0	0.40	0.92	57.86	23.15	53.03	6.21	4.16	0.53	28.11	11.16	69.32	36.74	18.00	208.31
5	3.05	10.73	0	0.50	0.87	55.64	27.82	48.18	6.57	4.41	0.53	25.54	10.73	70.55	37.39	18.00	200.29
6	3.05	9.57	0	0.60	0.80	49.62	29.77	39.70	7.21	4.83	0.53	21.04	9.57	69.02	36.58	18.00	178.63
7	3.05	7.65	0	0.70	0.71	39.67	27.77	28.33	7.89	5.29	0.53	15.01	7.65	60.37	32.00	18.00	142.79

$$K_{ss} = 2.72$$

$$K_{as} = 1.67$$

Talus aval pour le cas de fonctionnement normal, R = 35.4 m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin(α)	Cos(α)	Gn	T=Gn*Sin(α)	N=Gn*Cos(α)	dli	C*dli	tan($\varnothing$)	N*tan($\varnothing$)	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tan($\varnothing$)	dn	a*Gn*dn
-4	3.24	2.86	0	-0.40	0.92	15.75	-6.30	14.44	2.87	1.93	0.26	3.72	2.86	8.22	2.12	18	56.71
-3	3.54	3.1	0	-0.30	0.95	18.66	-5.60	17.80	2.87	1.93	0.26	4.59	3.10	8.91	2.30	18	67.16
-2	3.54	6.19	0	-0.20	0.98	37.25	-7.45	36.50	2.87	1.93	0.26	9.42	6.19	17.79	4.59	18	134.11
-1	3.54	8.74	0	-0.10	0.99	52.60	-5.26	52.33	2.87	1.93	0.26	13.50	8.74	25.12	6.48	18	189.35
0	3.54	10.82	0	0.00	1.00	65.11	0.00	65.11	6.81	4.56	0.26	16.80	10.82	73.71	19.02	18	234.41
1	3.54	12.39	0	0.10	0.99	74.56	7.46	74.19	6.86	4.59	0.26	19.14	12.39	84.96	21.92	18	268.43
2	3.54	12.92	0	0.20	0.98	77.75	15.55	76.18	6.96	4.67	0.26	19.65	12.92	89.96	23.21	18	279.91
3	3.54	12.97	0	0.30	0.95	78.05	23.42	74.46	7.15	4.79	0.26	19.21	12.97	92.78	23.94	18	280.99
4	3.54	13.17	0	0.40	0.92	79.26	31.70	72.64	7.45	4.99	0.26	18.74	13.17	98.06	25.30	18	285.33
5	3.54	12.6	0	0.50	0.87	75.83	37.91	65.67	7.88	5.28	0.26	16.94	12.60	99.30	25.62	18	272.98
6	3.54	11.33	0	0.60	0.80	68.18	40.91	54.55	8.59	5.75	0.26	14.07	11.33	97.29	25.10	18	245.46
7	3.54	8.73	0	0.70	0.71	52.54	36.78	37.52	9.43	6.32	0.26	9.68	8.73	82.30	21.23	18	189.13

$K_{ss} = 2.56$

$K_{as} = 1.55$

Talus aval pour le cas de fonctionnement normal, R = 41.3 m

h1	h2	Sin(α)	Cos(α)	Gn	T=Gn*sin(α)	N=Gn*cos(α)	dli	C*dli	tan($\emptyset$)	N*tan($\emptyset$)	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tan($\emptyset$)	dn	a*Gn*dn
-4	3.12	3.22	0	-0.40	0.92	17.08	-6.83	15.65	7.24	4.85	0.53	8.30	3.22	23.31	12.35
-3	4.13	4.51	0	-0.30	0.95	31.66	-9.50	30.21	7.24	4.85	0.53	16.01	4.51	32.65	17.30
-2	4.13	5.37	0	-0.20	0.98	37.70	-7.54	36.94	7.24	4.85	0.53	19.58	5.37	38.87	20.60
-1	4.13	7.28	0	-0.10	0.99	51.11	-5.11	50.86	7.24	4.85	0.53	26.95	7.28	52.70	27.93
0	4.13	9.26	0	0.00	1.00	65.01	0.00	65.01	7.24	4.85	0.53	34.46	9.26	67.03	35.53
1	4.13	11.16	0	0.10	0.99	78.35	7.84	77.96	7.60	5.10	0.53	41.32	11.16	84.87	44.98
2	4.13	13.07	0	0.20	0.98	91.76	18.35	89.91	7.56	5.06	0.53	47.65	13.07	98.76	52.34
3	4.13	13.9	0	0.30	0.95	97.59	29.28	93.10	7.76	5.20	0.53	49.34	13.90	107.89	57.18
4	4.13	15.36	0	0.40	0.92	107.84	43.14	98.84	8.08	5.41	0.53	52.38	15.36	124.11	65.78
5	4.13	14.79	0	0.50	0.87	103.84	51.92	89.93	8.55	5.73	0.53	47.66	14.79	126.52	67.05
6	4.13	13.36	0	0.60	0.80	93.80	56.28	75.04	9.27	6.21	0.53	39.77	13.36	123.80	65.61
7	4.13	11.86	0	0.70	0.71	83.27	58.29	59.47	10.40	6.96	0.53	31.52	11.86	123.29	65.34
8	4.13	10.86	0	0.80	0.60	76.25	61.00	45.75	13.16	8.82	0.53	24.25	10.86	142.94	75.76
9	4.13	6.11	0	0.90	0.44	42.90	38.61	18.70	13.16	8.82	0.53	9.91	6.11	80.42	42.62

$K_{ss} = 1.94$

$K_{as} = 1.19$

Talus amont pour le cas de vidange rapide, R = 38.5 m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin(α)	Cos(α)	Gn	T=Gn*Ssin(α)	N=Gn*Ccos(α)	dli	C*dli	tan($\varnothing$)	N*tan($\varnothing$)	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tan($\varnothing$)	dn	a*Gn*dn
-3	1.76	1.25	0	-0.30	0.95	3.74	-1.12	3.57	5.60	3.75	0.26	0.92	1.25	6.99	1.80	24	14.36
-2	3.85	2.06	0	-0.20	0.98	13.48	-2.70	13.21	5.60	3.75	0.26	3.41	2.06	11.53	2.97	24	51.77
-1	3.85	3.81	0	-0.10	0.99	24.94	-2.49	24.81	5.51	3.69	0.26	6.40	3.81	20.99	5.42	24	95.76
0	3.85	5.25	0	0.00	1.00	34.36	0.00	34.36	5.48	3.67	0.26	8.87	5.25	28.77	7.42	24	131.95
1	3.85	6.42	0	0.10	0.99	42.02	4.20	41.81	5.51	3.69	0.26	10.79	6.42	35.38	9.13	24	161.35
2	3.85	7.67	0	0.20	0.98	50.20	10.04	49.19	5.60	3.75	0.26	12.69	7.67	42.92	11.07	24	192.77
3	3.85	7.97	0	0.30	0.95	52.16	15.65	49.76	5.75	3.85	0.26	12.84	7.97	45.81	11.82	24	200.31
4	3.85	6.89	0	0.40	0.92	45.10	18.04	41.33	5.98	4.01	0.26	10.66	6.89	41.22	10.63	24	173.16
5	3.85	16.66	0	0.50	0.87	109.04	54.52	94.43	6.33	4.24	0.26	24.36	16.66	105.49	27.22	24	418.71
6	3.85	5.58	0	0.60	0.80	36.52	21.91	29.22	6.86	4.59	0.26	7.54	5.58	38.26	9.87	24	140.24
7	3.85	4.12	0	0.70	0.71	26.97	18.88	19.26	7.69	5.15	0.26	4.97	4.12	31.67	8.17	24	103.55
8	2.89	3.36	0	0.80	0.60	16.51	13.21	9.90	9.18	6.15	0.26	2.56	3.36	30.84	7.96	24	63.39

$K_{ss} = 2.78$

$K_{as} = 1.66$

Talus amont pour le cas de vidange rapide, R = 44.8 m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin(α)	Cos(α)	Gn	T=Gn*Ssin(α)	N=Gn*Ccos(α)	dli	C*dli	tan($\emptyset$)	N*tan($\emptyset$)	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tan($\emptyset$)	dn	a*Gn*dn
-4	1.36	1.12	0	-0.40	0.92	2.59	-1.04	2.37	3.73	2.50	0.26	0.61	1.12	4.18	1.08	24	12.43
-3	4.48	2.87	0	-0.30	0.95	21.86	-6.56	20.85	3.73	2.50	0.26	5.38	2.87	10.71	2.76	24	104.92
-2	4.48	3.08	0	-0.20	0.98	23.46	-4.69	22.98	6.99	4.69	0.26	5.93	3.08	21.54	5.56	24	112.59
-1	4.48	5.11	0	-0.10	0.99	38.92	-3.89	38.72	6.89	4.61	0.26	9.99	5.11	35.19	9.08	24	186.81
0	4.48	6.8	0	0.00	1.00	51.79	0.00	51.79	6.84	4.58	0.26	13.36	6.80	46.53	12.01	24	248.59
1	4.48	8.11	0	0.10	0.99	61.77	6.18	61.46	6.89	4.61	0.26	15.86	8.11	55.86	14.41	24	296.48
2	4.48	9.1	0	0.20	0.98	69.31	13.86	67.91	6.99	4.69	0.26	17.52	9.10	63.65	16.42	24	332.67
3	4.48	9.45	0	0.30	0.95	71.97	21.59	68.66	7.18	4.81	0.26	17.71	9.45	67.89	17.52	24	345.46
4	4.48	9.36	0	0.40	0.92	71.29	28.51	65.33	7.48	5.01	0.26	16.86	9.36	69.99	18.06	24	342.17
5	4.48	8.36	0	0.50	0.87	63.67	31.83	55.14	7.91	5.30	0.26	14.23	8.36	66.16	17.07	24	305.61
6	4.48	7.17	0	0.60	0.80	54.61	32.76	43.69	8.57	5.74	0.26	11.27	7.17	61.45	15.85	24	262.11
7	4.48	5.41	0	0.70	0.71	41.20	28.84	29.42	9.61	6.44	0.26	7.59	5.41	51.98	13.41	24	197.77
8	4.48	2.71	0	0.80	0.60	20.64	16.51	12.38	11.47	7.69	0.26	3.19	2.71	31.09	8.02	24	99.07
9	0.57	1.02	0	0.90	0.44	0.99	0.89	0.43	11.47	7.69	0.26	0.11	1.02	11.70	3.02	24	4.74

$K_{ss} = 2.53$

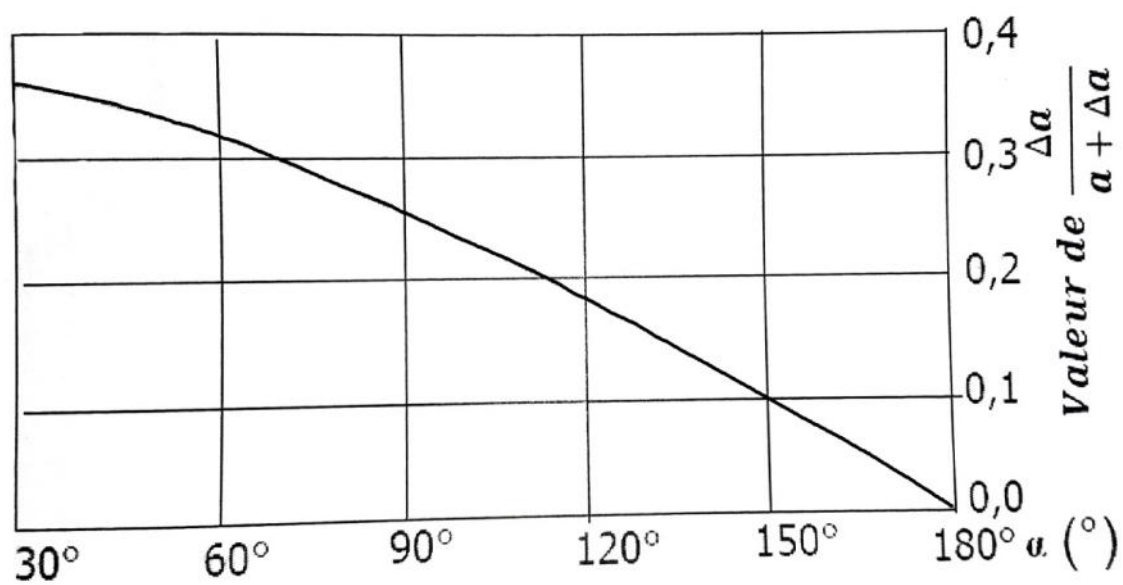
$K_{as} = 1.50$

Talus amont pour le cas de vidange rapide, R = 51.35 m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin(α)	Cos(α)	Gn	T=Gn*sin(α)	N=Gn*cos(α)	dli	C*dli	tan($\emptyset$)	N*tan($\emptyset$)	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tan($\emptyset$)	dn	a*Gn*dn
-4	3.44	1.98	0	-0.40	0.92	11.58	-4.63	10.61	6.51	39.09	0.26	2.74	1.98	12.90	3.33	24	55.58
-3	5.14	6.38	0	-0.30	0.95	55.75	-16.72	53.18	6.51	39.09	0.26	13.72	6.38	41.56	10.72	24	267.59
-2	5.14	9.29	0	-0.20	0.98	81.18	-16.24	79.54	6.51	39.09	0.26	20.52	9.29	60.52	15.61	24	389.64
-1	5.14	11.71	0	-0.10	0.99	102.32	-10.23	101.81	8.53	51.15	0.26	26.27	11.71	99.84	25.76	24	491.15
0	5.14	13.74	0	0.00	1.00	120.06	0.00	120.06	8.50	51.00	0.26	30.98	13.74	116.80	30.13	24	576.29
1	5.14	15.33	0	0.10	0.99	133.95	13.40	133.28	8.51	51.07	0.26	34.39	15.33	130.49	33.67	24	642.98
2	5.14	16.51	0	0.20	0.98	144.26	28.85	141.35	8.59	51.54	0.26	36.47	16.51	141.82	36.59	24	692.47
3	5.14	17.21	0	0.30	0.95	150.38	45.11	143.45	8.75	52.49	0.26	37.01	17.21	150.55	38.84	24	721.83
4	5.14	16.08	0	0.40	0.92	140.51	56.20	128.78	9.03	54.18	0.26	33.22	16.08	145.21	37.46	24	674.43
5	5.14	15.35	0	0.50	0.87	134.13	67.06	116.16	9.49	56.94	0.26	29.97	15.35	145.67	37.58	24	643.82
6	5.14	14.02	0	0.60	0.80	122.51	73.50	98.01	10.15	60.92	0.26	25.29	14.02	142.35	36.73	24	588.03
7	5.14	11.9	0	0.70	0.71	103.98	72.79	74.26	11.14	66.84	0.26	19.16	11.90	132.57	34.20	24	499.11
8	5.14	8.47	0	0.80	0.60	74.01	59.21	44.41	12.79	76.72	0.26	11.46	0.00	0.00	0.00	24	355.25
9	0.51	1.07	0	0.90	0.44	0.93	0.83	0.40	12.79	76.72	0.26	0.10	0.00	0.00	0.00	24	4.45

$K_{ss} = 1.85$

$K_{as} = 1.44$



α : Angle de face au noyau avec l'horizontale

Abaque de CASAGRANDE

Annexe D : bassin de type II.

BASIN DE TYPE II

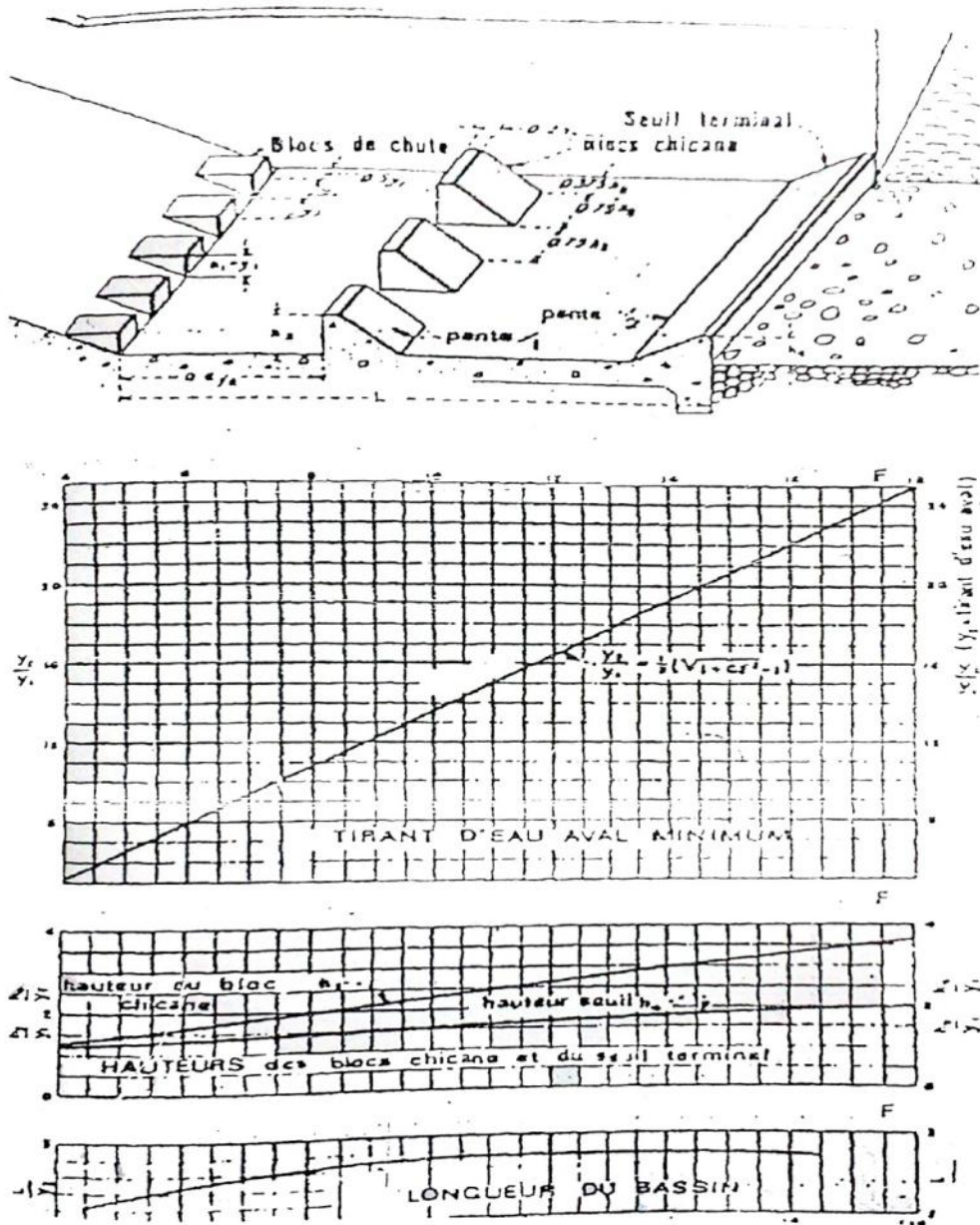


Figure n°02: Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation pour un nombre de FROUDE supérieure à 4.50 et une vitesse de l'eau à l'entrée du bassin inférieure à 15m/s "Extrait de DESIGN OF SMALL DAMS"