

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
ARBAOUI Abdellah

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME
D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE

Spécialité : CONCEPTION DES OUVRAGES HYDROTECHNIQUES

THEME :

**ETUDE D'UNE RETENUE COLLINAIRE SUE OUED
HASSANA COMMUNE D'EL.KARIMIA (W.CHLEF)**

Présenté par :
M^r FELLAGUE CHEBRA ABDELHADI

Promoteur :
M^r M. BACHIR CHERIF

Devant le Jury composé de :
Président: M^r M.HASSANE

Examineurs:

**M^{me} A .ADDOU
M^r A .HADJ SADOK
M^r A .HEBBOUCHE**

OCTOBRE 2011

Dédicace

Je tien tout d'abord à dédier ce modeste travail à mes très chers parent, mes frères et ma sœur pour leurs sacrifices et leurs soutiens moral et matériels dont ils ont fait preuve pour que je réussisse tous le long de ma vie et mes études.

Je dédie ce travail également à :

Ma grande familles,toute la famille Fellague Chebra,Kouadri Mostofai, Hadj Henni ,Henni Chebra ,Ziane Berroudja

Tous mes amis : Meftah,Ferroudj ,Said,Sahnoun,Hafidh, Mohamed, Djamel,Kamel,Boutayra,Raouf,Noureddine,Ibrahim avec I et sans I, Djahid ,Abdeslam,Imad ,Merwane ,Abdelghani, Khalil, Farid, ,Ayoub,Ridha , Oussama, Moussa, Bilal, Groupe ZH et tous les étudiants de l'ENSH.

Remerciements

Avant tout, je remercie DIEU qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage pour achever mes études.

Mes vifs remerciements à mes très chers parent, mes frère qui m'ont facilité les chose pour accomplir mes études.

Je remercie aussi ma grande famille (oncles, tentes et cousins)

✚ Je remercie fortement mon promoteur: M^r BACHIR CHERIF MOSTAPHA de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener a bien ce travail.

✚ Je tiens à remercie aussi tous les enseignants qui ont contribué à ma formation.

✚ Mon respect au membres de jury qui me feront l'honneur d'évaluer mon travail.

ملخص

قمنا في هذا العمل بدراسة تقنية شاملة على مستوى واد حسنة (ولاية شلف) لإنشاء سد من أجل سد قي ما يقارب 90 هكتار من الأراضي الفلاحية المجاورة.

بعد دراسة جيولوجية و هيدرولوجية معمقة قمنا بتصميم السد الذي يبلغ ارتفاعه 13,70 متر و سعة تقدر ب 0,1 مليون متر مكعب على امتداد يقارب 260 متر و كذا تحققنا من ثباته و فيما يتعلق بالإنجاز قمنا بشرح و تنظيم جميع مراحل الإنجاز.

Résumé :

Dans le présent mémoire nous avons fait une étude technique complète sur l'oued Hassana (Wilaya de Chlef) pour l'implantation d'un petit barrage, destiné à l'irrigation de 90 ha.

Après avoir fait élaboré une étude géologique, ensuite une étude hydrologique approfondie nous avons dimensionné d'un ouvrage de relation d'une hauteur 13,70 m, et une capacité de 0,1 million m³ sur une longueur de 260 m ; ainsi une étude de vérification de stabilité ; tout ce qui concerne la réalisation, et une organisation de chantier.

Abstract:

In the present work we have done a complete technical study about oued Hassana (Wilaya of Chlef) for the establishment of a small dam, intended for supplying with soft irrigation of a perimeter of 90 ha.

After having made a geological study, followed by an hydrological one, we have designed our dam, thus a study of stability; and what relates to the realization, we made a job mana.

SOMMAIRE

CHAPITRE I : ETUDE TOPOGRAPHIQUE	1
I.1 CHOIX DU SITE DU BARRAGE :	1
I.2 LOCALISATION DU PROJET :	1
I.3 CARACTERISTIQUES MORPHOLOGIQUES DU BASSIN VERSANT	2
CHAPITRE II : ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE	5
INTRODUCTION	5
II.1 GEOLOGIE REGIONALE.	5
II.2 SISMICITE DE LA ZONE D'ETUDE	5
II.3 STRATIGRAPHIE.....	6
II.3.1 Stratigraphie régionale.....	6
II.3.2 contexte géologique local.....	7
II.4 FORMATIONS GEOLOGIQUES PRESPECTIVES :	7
II.5 ETUDE GEOTECHNIQUE :	9
II.5.1 LITHOLOGIE DU TERRAIN.....	9
II.5.2 ESSAIS DE LABORATOIRE	9
CHAPITRE III : ETUDE HYDROLOGIQUE.....	13
III.1 INTRODUCTION	13
III.1.1 Situation du bassin versant.....	13
III.1.2 Le bassin versant et son complexe.....	13
• Dénivelée spécifique.....	19
III.1.3 Caractéristiques climatiques du bassin versant :	24
III.1.4 Répartition de la pluie moyenne dans l'année :	29
III.2 ANALYSE STATISTIQUE DES PLUIES MAXIMALES JOURNALIERES	30
III.2.1 Ajustement des pluies maximales journalières suivant à la loi de GUMBEL.....	30
III.2.2 Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités:.....	33
III.3 ETUDES DES APPORTS :	35
III.3.1 Estimation de l'apport moyen annuel (A_0) :	35
III.3.2 Caractéristiques de l'écoulement :	38
III.3.3 Coefficient de variation :	39
III.4 IRRIGULARITE DES APPORTS.....	40
III.4.1 Estimation fréquentielle des apports :	40
III.4.2 Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel:.....	41
III.5 ETUDE DES CRUES:.....	41
III.5.1 Formules empiriques pour la détermination de la crue:.....	41
III.6 ESTIMATION DE LA CRUE DE PROJET	46
III.6.1 TRANSPORT SOLIDE	48
III.7 REGULARISATION DES DEBITS.....	51
III.7.1 Répartition des besoins :	51
III.7.2 Répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$ (Hm^3) :	51
III.7.3 Courbes « Hauteurs –Capacités -Surface » :	52
III.7.4 Calcul du volume utile :	54
III.7.5 Calcul du volume utile en tenant compte des pertes:.....	55
III.8 LAMINAGE DES CRUES :	61
III.8.1 Méthode de KOTCHERINE :	61
III.8.2 Estimation du débit de crue laminée :	61
III.8.3 Estimation de la charge au dessus du déversoir :	62
III.9 ETUDE D'OPTIMISATION :	67
III.9.1 Calcul du coût approximatif de la digue :	67
III.9.2 Calcul du coût de l'évacuateur de crues :	71
III.9.3 le coût total du Retenue :	72
CHAPITRE IV : ETUDE DES VARIANTES DIGUES:.....	75

IV.1	LE CHOIX DU SITE DU BARRAGE :	75
IV.2	LE CHOIX DU TYPE DE BARRAGE :	75
IV.3	LES VARIANTES A CHOISIR :	76
IV.4	DEFINITION DE PROFIL GENERAL DE LA RETENUE :	77
IV.4.1	<i>Hauteur de barrage</i> :	77
IV.4.2	<i>La largeur en crête</i> :	79
IV.4.3	<i>La longueur en crête</i> :	80
IV.4.4	<i>pentés des talus</i> :	80
IV.4.5	<i>Le volume du corps du barrage</i> :.....	81
IV.4.6	<i>Variantes de la digue</i> :.....	81
IV.4.7	<i>Evaluation du prix total des différents matériaux</i> :.....	81
CHAPITRE V : CONCEPTION DE LA DIGUE.		85
V.1	DEFINITION DE PROFIL GENERAL DE LA RETENUE :	86
V.1.1	<i>Hauteur de barrage</i> :	86
V.1.2	<i>La largeur en crête</i> :	88
V.1.3	<i>La longueur en crête</i> :	89
V.1.4	<i>Les bermes</i>	89
V.2	PROTECTION DE LA CRETE:	89
V.3	PROTECTION DES TALUS :	89
V.4	DIAMETRE MOYEN DE L'ENROCHEMENT :	91
V.5	DRAINAGE:	93
V.5.1	<i>Prisme de drainage</i> :	93
V.5.2	<i>Tapis de drainage</i>	94
V.6	CALCUL D'INFILTRATION :	95
V.6.1	<i>Objectif de calcul d'infiltration</i> :	95
V.6.2	<i>Hypothèses de calcul de la ligne de saturation</i> :	95
V.6.3	<i>Calcul du débit d'infiltration à travers le corps du barrage (débit de fuite)</i> :	96
V.6.4	<i>Vérification de la résistance à l'infiltration des sols du corps et de la fondation</i> :	97
V.6.5	<i>Calcul des filtres (annexes)</i> :	99
V.7	CALCUL DE STABILITE :	103
V.7.1	<i>Généralité sur la stabilité des barrages (Talus)</i> :	103
V.7.2	<i>Principe de la méthode</i> :	103
CHAPITRE VI : ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES		109
VI.1	INTRODUCTION :	109
VI.2	ÉVACUATEUR DES CRUES :	109
VI.2.1	<i>Critères de choix de l'évacuateur de crue</i> :	109
VI.2.2	<i>Différents types des évacuateurs de crues</i>	109
VI.2.3	<i>Choix de la variante</i> :	110
VI.2.4	<i>Dimensionnement hydraulique</i> :	110
VI.2.4.4	<i>Le coursier</i>	114
VI.2.5	<i>Hauteurs des murs bajoyers</i> :	120
VI.2.6	<i>Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier</i> :	121
VI.3	OUVRAGE DE VIDANGE:	122
VI.3.1	<i>Conduite de vidange en charge</i> :	122
VI.3.2	<i>Conduites à écoulement libre</i> :	122
VI.3.3	<i>Choix de la variante</i> :	122
VI.3.4	<i>Calcul hydraulique</i> :	124
VI.3.5	<i>Type de prise</i> :	126
VI.3.6	<i>Choix de la variante</i> :	126
	<i>2. Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite</i>	127
CONCLUSION:		128
CHAPITRE VII : DERIVATION PROVISOIRE		131
VII.1	INTRODUCTION :	131

VII.2	TYPE D'OUVRAGE DE DERIVATION PROVISOIRE :	131
VII.2.1	<i>Galerie de dérivation</i> :	131
VII.2.2	<i>Conduite de dérivation</i> :	131
VII.2.3	<i>Canal de dérivation</i> :	131
VII.3	CHOIX DE LA CRUE DE DIMENSIONNEMENT :	131
VII.4	DIMENSIONNEMENT DE LA DERIVATION PROVISOIRE :	132
VII.4.1	<i>La galerie de dérivation</i> :	132
VII.4.2	<i>Le batardeau</i> :	135
VII.4.3	<i>Calcul d'optimisation de la dérivation</i> :	136
VII.5	OUVRAGE DE RESTITUTION :	139
VII.6	CONCLUSION :	140
CHAPITRE VIII : ORGANISATION DE CHANTIER		143
VIII.1	INTRODUCTION :	143
VIII.2	TRAVAUX PREPARATOIRES ET INSTALLATION DE L'ENTREPRISE :	143
VIII.2.1	<i>Installations destinées au personnel</i> :	143
VIII.2.2	<i>Installations destinées au stockage des matériaux</i> :	143
VIII.2.3	<i>Installations destinées à la réparation des engins</i> :	143
VIII.2.4	<i>Installation destinée pour la préfabrication</i> :	143
VIII.2.5	<i>les moyens de chantier</i> :	144
VIII.3	PLANIFICATION :	144
VIII.3.1	<i>Définition</i> :	144
VIII.3.2	<i>Techniques de la planification</i> :	144
VIII.3.3	<i>les paramètres de la méthode C.P.M</i> :	146
VIII.3.4	<i>Les plannings</i> :	147
VIII.4	DELAI DE CONSTRUCTION ET PROGRAMME DES TRAVAUX	148
VIII.5	SYMBOLES DES DIFFERENTES OPERATIONS :	148
VIII.6	DEVIS ESTIMATIF DU BARRAGE ET DES OUVRAGES ANNEXES :	152
VIII.7	TECHNOLOGIE DES PRINCIPAUX TRAVAUX :	154
VIII.7.1	<i>Exécution des voies d'accès</i> :	154
VIII.7.2	<i>Exécution des travaux de terrassement</i> :	154
VIII.7.3	<i>Exécution des travaux de bétonnage</i> :	154
CHAPITRE IX : PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL		157
IX.1	INTRODUCTION :	157
IX.2	CAUSES DES ACCIDENTS DE TRAVAIL :	157
IX.2.1	<i>Causes humaines</i> :	157
IX.2.2	<i>Causes techniques</i> :	157
IX.3	CONDITIONS DANGEREUSES DANS LE CHANTIER :	157
IX.4	ACTIONS DANGEREUSES :	157
IX.5	MESURES PREVENTIVES :	158
IX.6	CALCUL DU DEBIT D'AIR NECESSAIRE A LA VENTILATION DU TUNNEL :	158
IX.6.1	<i>Calcul du diamètre de la canalisation d'air nécessaire à la ventilation</i> :	159
IX.6.2	Calcul du diamètre des canalisations :	160

*LISTE DES
TABLEAUX*

Liste des tableaux

Page

Tab II.01	récapitulatif des résultats des essais de laboratoire	11
Tab III.01	Calcul des surfaces cumulées	16
Tab III.02	Evaluation de la pente moyenne du Bassin versant	19
Tab III.03	Caractéristiques hydro morpho métriques du bassin versant	23
Tab III.04	Caractéristique des stations de Fodda BGE et EL Karimia	24
Tab III.05	Différents types de températures Station de Chlef (1980-1995)	25
Tab III.06	Vitesse moyenne du vent en m/s – Station d'Oued Fodda	26
Tab III.07	Nombre de jours de Gelée Periode 1986/7-2004/05	26
Tab III.08	Humidité relative moyenne à Chlef (1990-2002)	27
Tab III.09	Insolation, nébulosité et radiations solaire mensuelles	27
Tab III.10	Différentes valeurs de l'évaporation (1963/64-1992/93)	28
Tab III.11	Répartition mensuelle de la précipitation (station d'oued Fodda)	29
Tab III.12	ajustement a une loi de Gumbel	31
Tab III.13	Résultats l'ajustement choisi (la loi de Galton).	32
Tab III.14	Intensité pour les différentes fréquences	34
Tab III.15	Récapitulatif des résultats	38
Tab III.16	Les Apports Fréquentiels	40
Tab III.17	Répartition Mensuelle des Apports	41
Tab III.18	Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de MALLET-GAUTHIER)	42
Tab III.19	: Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de SOKOLOVSKY)	43
Tab III.20	Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de TERRAZA:)	43
Tab III.21	Récapitulatif des Résultats de Débit de Crue	44
Tab III.22	Débites Fréquentiels Calculés :	44
Tab III.23	Débites fréquentiels pour la construction des hydrogrammes de crue	45
Tab III.24	Catégories des dommages résultant des crues	47
Tab III.25	Crue de projet recommandée	47
Tab III.26	Choix de la crue de projet.	48
Tab III.27	Répartition mensuelle des besoins.	51
Tab II.28	Répartition mensuelle des apports	52
Tab III.29	Courbes topographiques et volumétriques	53
Tab III.30	Régularisation Saisonnière sans tenir compte des pertes en (Hm ³).	56
Tab III.31	Régularisation Saisonnière sans tenir compte des pertes en (Hm ³)	57
Tab III.32	valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologique.	58
Tab III.33	La Première Approximation :	59
Tab III.34	La Deuxième Approximation	60
Tab III.35	Données initiales	64
Tab III.36	1 ère étape de calcule.	64
Tab III.37	2 ème étape de calcul	65
Tab III.38	3 ème étape de calcul	65
Tab III.39	Récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.	67
Tab III.40	Différentes largeur en crête	70
Tab III.41	Coût et Volume de la Digue.	70

Tab III.42	coût de déversoir.	71
Tab III.43	Coût du Canal d'Approche	72
Tab III.44	coût Total du Retenue.	72
Tab V.01	Récapitulatif des résultats de calcul de largeur en crête.	83
Tab V.02	coût de la digue (1ère variante).	85
Tab V.03	coût de la digue (2ème variante).	85
Tab V.04	coût de la digue (3 ^{ème} variante).	86
Tab V.05	Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids.	87
Tab V.06	Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.	88
Tab V.07	résultats de calcul.	90
Tab V.09	résultats de calcul de la longueur du tapis.	92
Tab V.10	coordonnes de la parabole de Kozeny	93
Tab V.11	Détermination du gradient d'infiltration admissible :	95
Tab V.13	Détermination du coefficient de sécurité.	96
Tab V.14	détermination des rayons max et min.	100
Tab V.15	Coefficient de stabilité admissible des talus	101
Tab V.16	Les caractéristiques géotechniques	103
Tab V.17	différentes coefficients de sécurité	104
Tab VII.01	Coordonnées de profil de Greager.	114
Tab VII.02	Calcul de la ligne d'eau	119
Tab VII.03	Calcul de la ligne d'eau	119
Tab VIII.01	Coefficient de débits.	133
Tab VIII.02	$Q = f(D)$.	134
Tab VIII.03	$H_{dév} = f(T)$	134
Tab VIII.04	Résultats du laminage.	135
Tab VIII.05	récapitulatif des hauteurs et largeurs en crête du batardeau	135
Tab VIII.06	CALCUL D'OPTIMISATION	137
Tab VIII.07	Paramètres de calcul d'optimisation.	138
Tab X.01	symboles des opérations	149
Tab X.02	devis estimatif	152

*LISTE DES
FIGURES*

Liste des figures

	Page
Figure I 1 : Carte topographique du site du barrage.....	3
Fig II 1 Carte de Zonage Sismique du Territoire National (classification 2003).....	6
Fig II 2 : Carte Géologique du Site du Barrage.....	8
Figure III 1 : Representation du Bassin Versant.....	17
Figure III 2 : Courbe Hypsometrique.....	17
Figure III 3 : Le Réseau Hydrographique.....	22
Figure III 4: Répartition Mensuel de la Température.....	26
Figure III 5 : Répartition Mensuel de l'Evaporation.....	29
Figure n III 7 :Ajustement à la Loi de Gumbel.....	32
Figure III 8: Courbe Intensité Durée Fréquence.....	35
Fig n III 9 : Représentation de l'Hydrogramme de Crues.....	46
Fig N III 10 : Courbes Surface Hauteur Capacité.....	54
Figure III.11 : Courbes $H=f(Q, q)$	66
Figure III.12 : courbes $V=f(Q, q)$	66
Figure III.13 : Optimisation de la Digue.....	73
Figure n V .1 : Les Infiltration à Travers le Barrage.....	95
Figure VII 01: Profil Greager.....	115
Figure n° VII.2 : Ligne d'eau dans le coursier.....	120
Figure n° VIII 1 : Courbe d'Optimisation.....	139
Figure n° IX 1 : Réseau a nœuds.....	150

LISTE DES PLANCHES

Planche N° 1 : Plan d'aménagement du zone d'étude

Planche N° 2 : Profil en long de l'évacuateur

Planche N° 3 : Profil en long de la digue choisie

Planche N° 4 : calcul de stabilités

Planche N° 5 : profil en travers et coupe géologique de l'axe de la digue

Planche N° 5 : profil en long de la prise d'eau

Planche N° 5 : profil en longs des digue a étudier

INTRODUCTION GENERALE

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

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

Dans cette optique, la wilaya de CHLEF a bénéficié d'un nombre projets de réalisation d'aménagements hydrauliques, parmi lesquels le retenue collinaire de Hassana, qui est destiné à l'approvisionnement en eau pour l'irrigation de la région.

Le projet du barrage comporte deux types d'ouvrages, la digue et les ouvrages annexes, Ces derniers nécessaires à la protection et l'exploitation du barrage, se composent de la dérivation provisoire, l'évacuateur de crues, l'ouvrage de prise d'eau et l'ouvrage de vidange de fond.

CHAPITRE I :

ETUDE TOPOGRAPHIQUE

CHAPITRE I : ETUDE TOPOGRAPHIQUE

INTRODUCTION :

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

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

I.1 CHOIX DU SITE DU BARRAGE :

Le choix de site est basé essentiellement sur des connaissances et des conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrauliques du site.

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

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

Lors de la préparation d'un inventaire de sites possibles des barrages dans la région, et sur la base des résultats géologique et des conditions topographiques, nous avons choisi l'axe le plus économique et le plus stable.

I.2 LOCALISATION DU PROJET :

La commune d'EL-KARIMIA est située au Sud du chef lieu de la wilaya, limitée au Nord Est par la commune de Tiberkanine (W) de Ain Defla, au Nord Ouest par la commune de Harchoun, à l'Est la commune de Beni Bouateb, au Sud et au Sud Est la commune de Lazharia (W) de Tissemsilt et à l'Est la commune de Sendjas.

Le site proposé pour la retenue est situé au Sud Est, environ de 6,5 km du chef lieu de la commune.

Le bassin versant correspondant au site est limité au Nord et au Nord Est par Djebel Garaat En Nadjara (713 m), à l'Est par Djebel Tiouadou (775 m), au Sud par Djebel Tel El Guetta (498 m), au Sud Est par Djebel El Hamra (753 m) et à l'Ouest par Oued El-fodda (250 m).

Le site proposé pour la retenue projetée est défini par les coordonnées LAMBERT suivantes

X=375.070 km

Y=3.992.030 km

Z=275 m

Extraits de la carte cartes topographiques d'état major N° : NJ II 83 OUEST (EL-ETTAF) échelle 1/25.000.

Après avoir localiser le bassin versants de Oued Hassana, sur les cartes topographiques et géologiques de la région d'étude, nous avons localisé in situ la zone l'emprunt pour les argiles sur des rayon de 800 à 1000 ml. Par ailleurs nous avons localisé la zone d'emprunt d'enrochement dans un rayon de 200 à 500 ml aux droits des sites.

I.3 CARACTERISTIQUES MORPHOLOGIQUES DU BASSIN

VERSANT

L'utilisation des différents types de paramètres morphométriques à pour but la quantification des facteurs caractéristiques du milieu physique du bassin versant.

Les principaux paramètres morphométriques qui agissent sur la variation du régime hydraulique sont : dimension; caractéristique de forme; le réseau HYDROGRAPHIQUE, profil en long du cours d'eau

Les travaux effectués sur deux cartes d'Etat major :

Carte d'état major d'Algérie au 1/25000- EL ATTAF NJ-31-II-83-Ouest

Carte d'état major d'Algérie au 1/25000- EL ATTAF NJ-31-II-83-Est

Elles permettent de délimiter le bassin versant de l'Oued Elkhaloua et de calculer les caractéristiques hydrauliques.

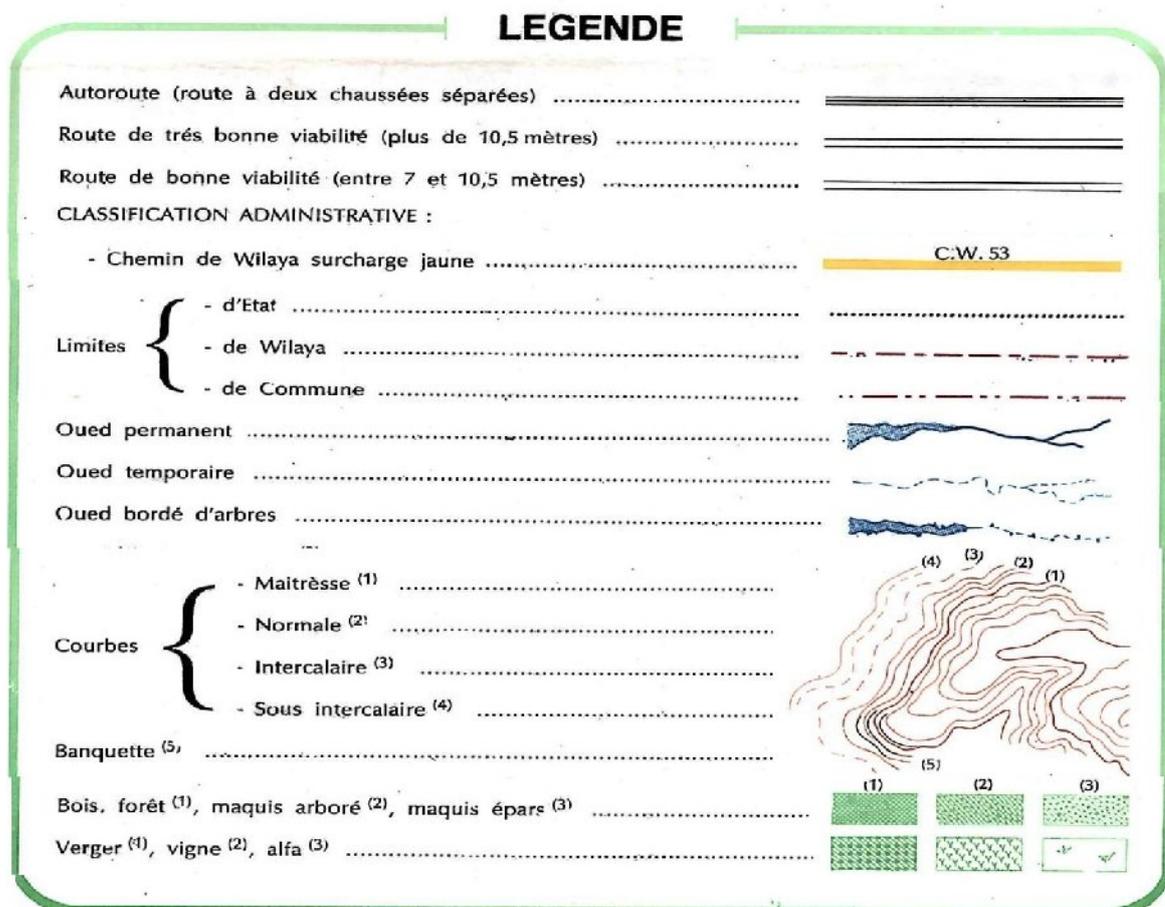
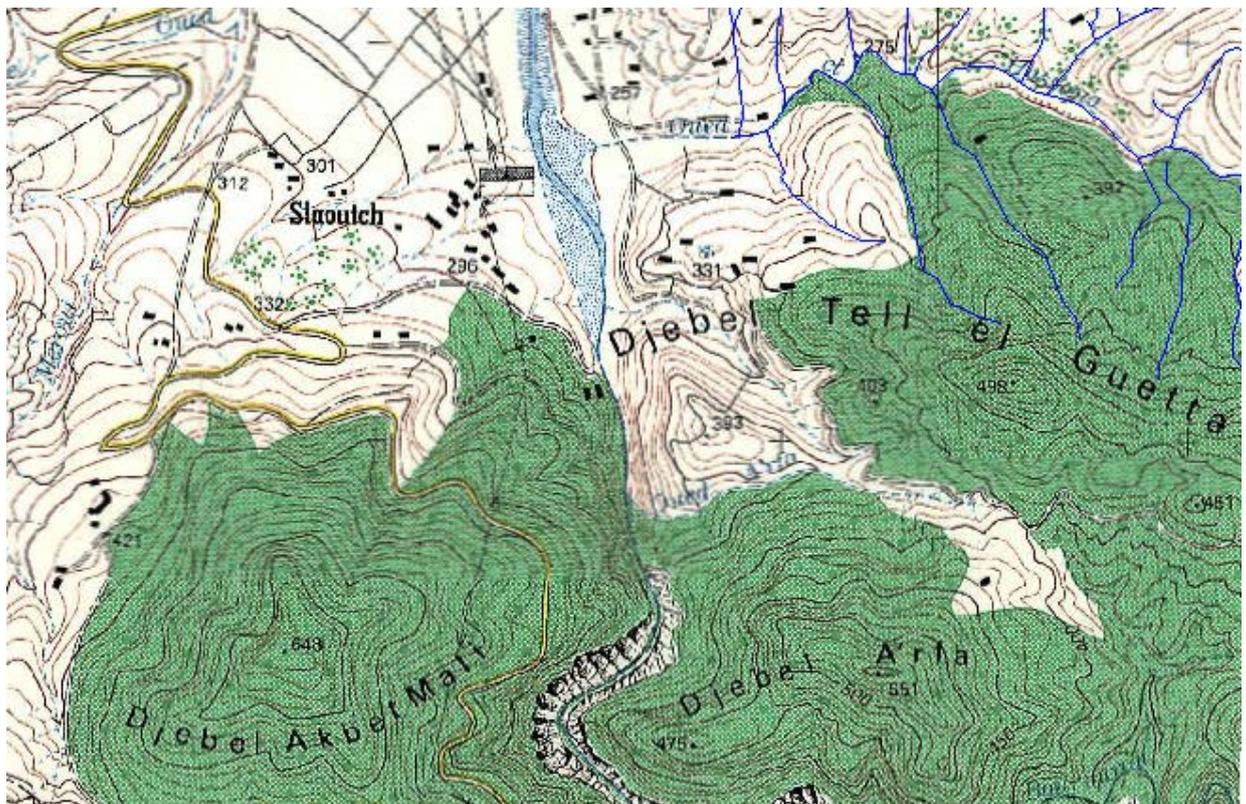


Figure I 1 : Carte topographique du site du barrage

Conclusion :

Si le sous-sol est imperméable, le cheminement de l'eau ne sera déterminé que par la topographie. Donc est évident que le site choisi (site sur oued Hassana) est meilleur du point de vue topographique (grandeur de la digue) et capacité de rétention dans différents niveaux.

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

CHAPITRE II :

ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

CHAPITRE II : ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

Introduction

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

II.1 GEOLOGIE REGIONALE.

Dans le but de la reconnaissance de la stabilité mécanique et l'étanchéité de la cuvette et de la fondation ainsi que les caractéristiques des matériaux nécessaires pour la construction de la retenue.

L'ensemble des observations faites sur les terrains, comportant la description détaillée des différentes formations visibles en surface, basées sur l'examen de la carte géologique de la région.

II.2 SISMICITE DE LA ZONED'ETUDE

Vue l'importance revêtu qui le risque sismique auquel est soumis un ouvrage hydraulique, doit être un élément très important dont il faut tenir compte durant la conception de celui ci, notamment s'il s'agit d'une conception de petit barrages ou de retenues collinaires ;en cas de défaillance de leurs structures et compositions, elles pourraient engendrer des dommages catastrophiques.

Du point de vue sismique,on peut s'assurer que dans le bassin Cheliff Zahrez, la wilaya de Chlef se trouve dans la zone dont l'intensité est majeure. Selon la classification existante dans toute l'Algérie, il y a quatre grandes zones à risque sismique sont mentionnées à continuation :

- Zone 0Sismicité Rejetée.
- Zone ISismicité Faible.
- Zone IISismicité Moyenne.
- Zone IIISismicité Forte.

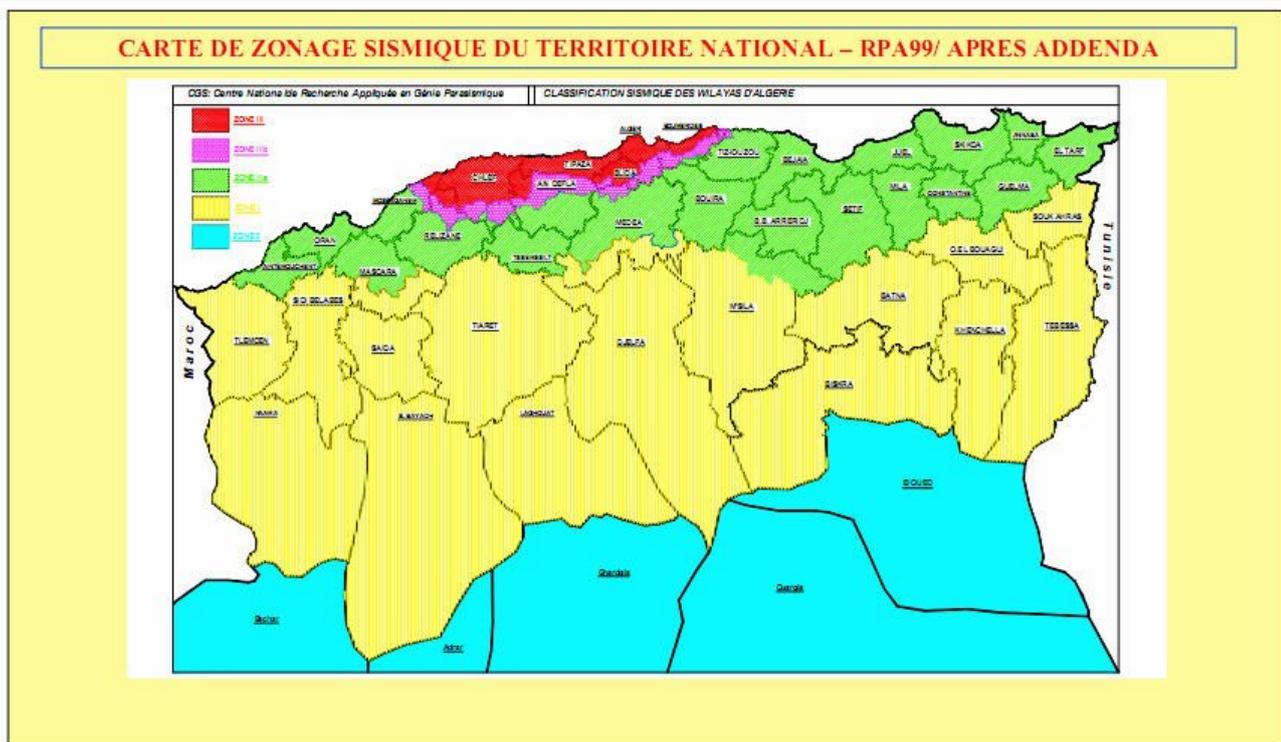


Fig II 1 Carte de Zonage Sismique du Territoire National (classification 2003).

II.3 STRATIGRAPHIE

II.3.1 Stratigraphie régionale.

La description géologique des différentes formation litho stratigraphique :

Pour toutes indications stratigraphique relatives à la zone montagneuse principale , qui présente une admirable série d'étage géologique.

Du point de vue litho stratigraphique, la région du Chlef est constituée par des formations du cénozoïque et quaternaire.

❖ QUATERNAIRE/

Essentiellement des alluvions récentes à actuels, formations très développées dans la région, sont limitées à quelques fonds d'oueds et à la vallée d'oued CHLEF et oued FODDA.

Principalement constituée par des éboulis, dunes de sables, graviers, et des limons d'argiles.

❖ NEOGENE/

- PLIOCENE SUPERIEUR :

Essentiellement constituée par des grès, marnes bleues bien exposées dans la plaine du chlef, calcaires en bancs métriques.

- MIOCENE SUPERIEUR :

Principalement des marnes gypseuses, calcaires, marnes bleues, et des grès.

Ces formations représentées par une forte épaisseur 400 à 500m.

Le forage effectués les services de recherches et d'exploitation montre l'importance de ces formations de marne bleues.

- MIOCENE INFÉRIEUR :

Essentiellement des marnes grisâtre saine, des grès et des conglomérats à éléments de taille très variable mal triés avec des niveaux sableux ou gréseux.

- ANTÉNOGÈNE :

Formations de leurs faciès avant le dépôt de la formation de néogène.

II.3.2 contexte géologique local.

Les observations géologiques d'ensembles du bassin versant de la retenue collinaire sur OUED HASSANA montre la présence des formations dites terrasses alluvionnaires au niveau du lit de l'oued et formation argileuse rougeâtre de part et d'autre de l'oued à des marnes grisâtre à bleuâtre compactes.

L'estimation de la perméabilité des différentes formations qui seront baignées par la retenue collinaire de Oued Hassana et Oued Fodda.

Les terrains sont constitués principalement par les argilites miocènes imperméables pour la rive gauche et les argilites marneuse miocène pour la rive droite.

La cuvette caractérise par l'apparition des formations plus au moins carbonates (calcaires en bancs jaunâtre à grisâtre intercale de couche de marne bleuâtre à grisâtre compacte.

II.4 FORMATIONS GÉOLOGIQUES PERSPECTIVES :

Les formations géologiques susceptibles d'être utilisées comme matériaux premiers de la construction de la retenue sont :

Les formations argileuses dominantes dans la partie aval du site de la retenue dans un rayon de 800 à 1000 m à l'Ouest du site.

Les formations carbonatées pouvant servir comme matériaux de la protection du talus amont de la retenue contre les mouvements des vagues des eaux stockées dans la digue située dans la partie amont de l'axe de la digue dans un rayon 200 à 500 m, des bancs de calcaires grisâtre durs à la cassure très fins, contenant des filonnets de calcites finement cristallisée et de débris de fossiles.

Ces calcaires forment la crête des anticlinaux allongés dans la direction Nord-est Sud-ouest sur une longueur assez importante.

Les affleurements naturels au niveau des parois de l'oued (axe de la digue), montrent essentiellement les formations suivantes :

Argile marneuse brunâtre à matière végétale définie à la rive droite d'épaisseur varie de 1.00 m à 1.50 m.

Argile rougeâtre, couche d'épaisseur allant jusqu'à 4.00 m définie à la rive gauche de l'axe de la digue.

Une formation dite terrasses alluvionnaires qui sont des dépôts sédimentaires récentes.

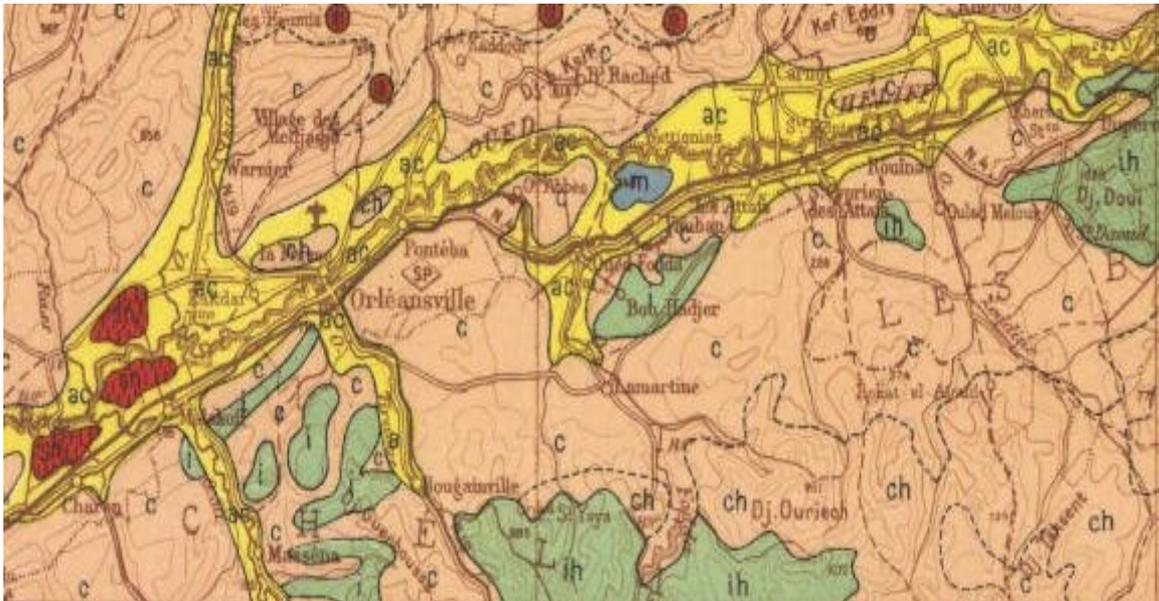
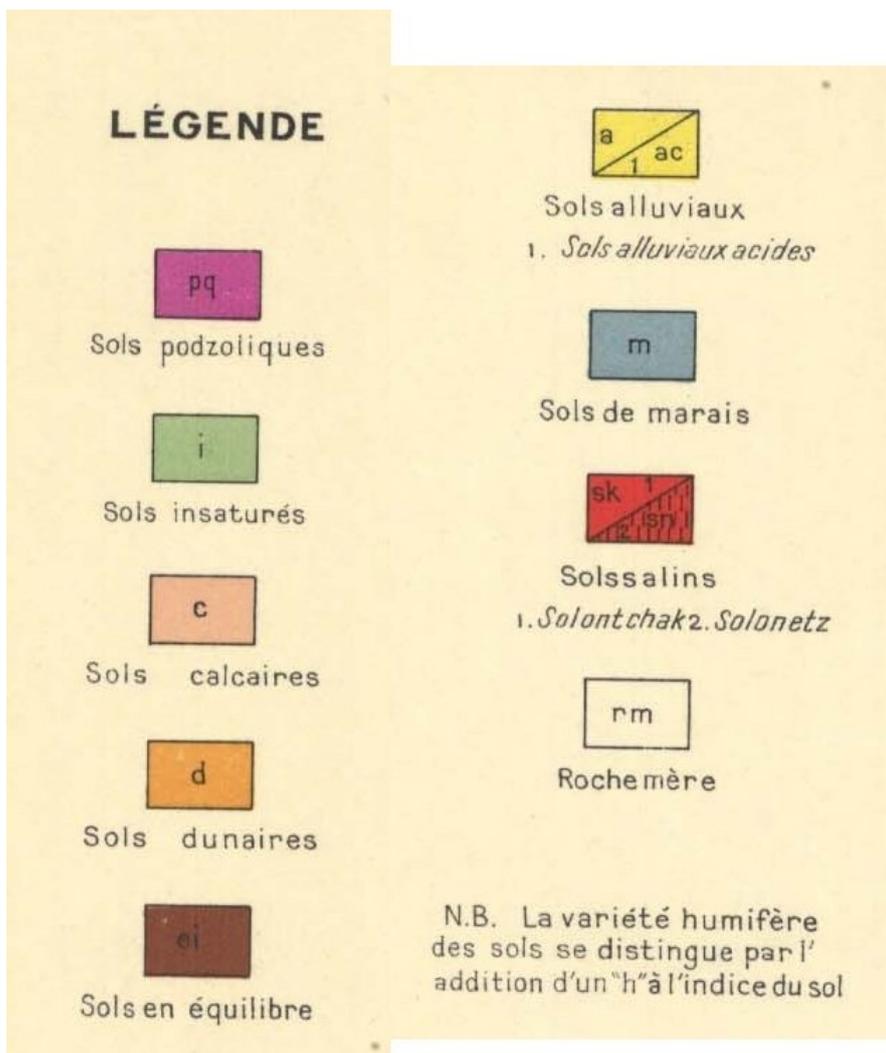


Fig II 2 : Carte Géologique du Site du Barrage



II.5 ETUDE GEOTECHNIQUE :

II.5.1 LITHOLOGIE DU TERRAIN

La description lithologique des échantillons récupérés sur place du site montre que la totalité de l'assiette du terrain est constituée par une couche de terre végétale de 0.20 m d'épaisseur suivis par une couche de marne moiratre schisteuse.

La zone d'emprunte est constituée par une couche de terre végétale de 0.4 m d'épaisseur suivie par une argile brunatre légèrement limoneuse et légèrement gravleuse .

II.5.2 ESSAIS DE LABORATOIRE

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

II.5.2.1 ESSAI D'IDENTIFICATION PHYSIQUE

Dans cette catégorie d'essais nous avons trouvé :

- Densité sèche, teneur en eau et degré de saturation :

N°de puit	Profondeur	γ_h (t/m ³)	γ_d (t/m ³)	W%	W _s %	S _r %
1	2.6/3.2	1,73	1.69	15.3	29	71.61
2	2.1/2.9	1,75	1.69	15.5	28	72.27

L'analyse de ces résultats montre que le sol est moyennement dense, moyennement humide et se présente en matériau humide.

- Granulométrie

Nous avons obtenue les résultats suivants :

N°de puit	Profondeur	Argile %	Limon %	Sable fin %	Sable gros %	Gravier %
1	2.6/3.2	33	45	18	02	0
2	2.1/2.9	32	47	21	02	0

On constaté que plus de 50% des éléments présents dans le sol ont un diamètre inférieur à 0.8mm ce qui traduit un sol argilo limoneux avec une fraction plus ou moins importante de sable fin selon les endroits.

- Limites d'Atterberg :

Les résultats des essais ont donné les valeurs suivantes :

N°de puits	Profondeur	W _L %	W _p %	I _p	I _c
1	2.6/3.2	45.5	22.9	29,79	1,62
2	2.1/2.9	49.9	24.8	32,70	1,25

Selon l'abaque de CASAGRANDE, cette formation appartient au domaine des sols moyennement plastiques.

II.5.2.2 ESSAIS MECANIQUES :

- Essais de cisaillement :

Les échantillons testés pour connaître la résistance du sol ont été soumis à des essais de cisaillement rectiligne de type UU.

UU : Non consolidé non drainé

On a obtenu les résultats suivants :

N°de puits	Profondeur	La Cohésion non drainé (C _u bars)	L'angle de frottement non drainé ϕ_u°
1	2.6/3.2	0.27	22°
2	2.1/2.9	0.33	23°

- Essais Proctor :

Les résultats testés donnent les valeurs suivantes :

$$\gamma_{d \max} = 1.69 \text{ t/m}^3$$

$$W_{\text{opt}} = 15.4\%$$

- Essais OEDOMETRIQUES

Les résultats obtenus sont :

N°de puits	Prof (m)	P _c bars	C _c	C _g
1	2.6/3.2	1.08	0.069	0.006
2	2.1/2.9	1.27	0.09	0.013

L'analyse de ces résultats nous montre que le sol est sous consolidé à normalement consolidé dans son ensemble, faiblement compressible et non gonflant.

II.5.2.3 ESSAIS CHIMIQUE :

- Teneur en insoluble77.00%
- Teneur en carbonates ...CaCo3.....4.40%
- Teneur en sulfatesSo4-.....Non
- Teneur en matière organique MO.....Non

Tableau n°II.08 : récapitulatif des résultats des essais de laboratoire :

SONDAGE /PUITS		1	1
PROFONDEUR (m)		2.6/3.2	2.1/2.9
TENEUR /EAU NATURELLE (W)%		15.3	15.5
MASSE VOLU.SECHE.(γ_d) t/m ³		1.69	1.69
DEGRE DE SATURATION (Sr)%		71.61	72.27
GRANULARITE %TAMISAT	2mm	100	100
	80 μ	98	98
	20 μ	80	77
	2 μ	33	32
LIMITE D'ATTERBERG	W _L %	49.9	45.55
	W _p %	25.17	22.67
	I _p	24.8	22.9
COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRE	P _c	1.27	1,08
	C _c	0.09	0,069
	C _g	0.013	0.006
COEF/PERMEABILITE	cm/s	4.65*10 ⁻⁹	4.65*10 ⁻⁹
CISAILLEMENT RECTILIGNE	C _u	0.27	0.33
	ϕ_u °	23	22
ESSAIS PROCTOR NORMAL	W _{opimal}	15.5%	15.3
	γ_d	1,69	1.69
ANALYSES CHIMIQUES	Insolubl e	77	
	CaCo3	4.4	
	So4--	non	Non

CHAPITRE III :

ETUDE HYDROLOGIQUE

CHAPITRE III : ETUDE HYDROLOGIQUE

III.1 INTRODUCTION

La faisabilité d'une collinaire est tributaire de l'évaluation des potentialités hydriques de surface et des débits de crue.

Aussi est-il nécessaire de s'intéresser à :

- La description et la détermination des paramètres morphométriques et hydrographiques du bassin versant.
- L'étude des apports et de leur caractéristiques.

III.1.1 Situation du bassin versant

Le bassin versant, objet de cette étude, ou «bassin versant de l'Oued Hassana », appartient au sous bassin du Cheliff numéroté 01 selon la nomenclature adopté par l'A.N.R.H.

Le sous bassin versant de l'Oued Hassanaest délimité (voir figure) :

- Au Nord et au Nord Est par Djebel Garrat En Nadjara (713 m) ;
- Au Sud par Djebel Tell El Guetta et au Sud Est par Djebel El Hamra (753 m) ;
- A l'Est par Djebel tiouadoy (775 m) ;
- A l'Ouest par Oued Fodda (250 m) ;

1.1.Données de base

Les différent paramètres morphométriques du bassin versant (forme, altitude, pente, relief etc...) interviennent souvent de façon combinée dans les modalités de l'écoulement. Ils ont l'avantage de se prêter à une analyse quantifiée. Cette analyse intéresse deux domaines :

- La surface topographique,
- Le réseau hydrographique.

Pour quantifier ces paramètres, les documents catographiques et moyens de mesures suivants ont été utilisés :

- Carte topographique à l'échelle 1/25.000ème, coupure EL ATTAFF NJ -31-II-83 Ouest.
- Planimètre.
- Curvimètre.

III.1.2 Le bassin versant et son complexe

III.1.2.1 Le bassin versant

Le bassin versant, unité géographique sur laquelle se fonde l'analyse hydrologique, peut être considéré comme étant un 'système hydrologique clos' à l'intérieur duquel aucun écoulement extérieur n'intervient et ou tous les apports pluvieux s'évaporent ou s'écoulent par une seul section à l'exutoire.

Le bassin versant ainsi défini correspond à la totalité de la surface topographique drainée par un cours d'eau principal et ses affluents à l'amont de cette section. Il est matérialisé par son exutoire à partir duquel est tracé le point de départ et d'arrivée de la ligne de partage des eaux qui le délimite. Celle-ci correspond généralement à la ligne de crête et caractérise alors le bassin versant topographique.

Dans notre cas, le bassin versant ainsi délimité et stylisé correspond au bassin versant réel en raison d'un sol, peut-être perméable qui recouvre un substratum à dominante marneuse. Par ailleurs, aucun apport latéral artificiel ne modifie la surface drainée circonscrite à l'intérieur du bassin versant.

III.1.2.2 Caractéristiques physiques et leurs influences sur l'écoulement des eaux

Les caractéristiques physiographiques du bassin versant influencent largement sa réponse hydrologique. Le temps de concentration T_c est influencé par diverses caractéristiques morphologiques : la taille du bassin (sa surface), sa forme, son altitude, sa pente, et son orientation. A ces facteurs, d'ordre purement géométrique ou physique, s'estiment aisément à partir de cartes adéquates.

III.1.2.3 Caractéristiques géométriques

a) Surface et périmètre

Le bassin versant étant l'aire de réception des précipitations et d'alimentation des cours d'eau, les débits vont être en partie reliés à sa surface. La surface du bassin versant a été mesurée à l'aide d'un planimètre.

La superficie (S) drainée déterminée par planimétrie est égale à 6.662 Km^2 . Le périmètre (P) délimité, stylisé et mesuré au curvimètre présente une longueur de $11,63 \text{ Km}$.

b) Forme

La forme d'un bassin versant influence d'allure de l'hydrogramme à l'exutoire du bassin versant. Par exemple, une forme allongée favorise, pour une même pluie, les faibles débits de pointe de crue, ceci en raison des temps d'acheminement de l'eau à l'exutoire plus importants. Ce phénomène est lié à la notion de temps de concentration.

En revanche, les bassins en forme plus ramassée, présentant un temps de concentration plus court auront les plus forts débits de pointes.

Il existe différents indices morphologiques permettant de caractériser le milieu, l'indice de compacité de Gravelius (1914) définit comme le rapport du périmètre du bassin au périmètre du cercle ayant la même surface :

$$K_C = \frac{P}{\sqrt{S}} = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}}$$

K_c est l'indice de compacité de Gravelius, A : surface du bassin versant [Km^2], P étant le périmètre du bassin [Km].

Cet indice est proche de 1 pour un bassin versant de forme quasiment circulaire et supérieur à 1 lorsque le bassin est de forme allongée.

Dans notre cas, les calculs conduisent à un indice de compacité égal à 1.26 qui traduit un bassin versant relativement allongé.

La notion de rectangle équivalent, introduite par Roche (1963), résulte d'une transformation géométrique du bassin réel dans laquelle on conserve la même superficie, le même périmètre (ou le même coefficient de compacité) et donc par conséquent la même répartition hypsométrique. Les courbes de niveau deviennent des droites parallèles aux petits cotés du rectangle. La climatologie, la répartition des sols, la couverture végétale et la densité de drainage restent inchangées entre les courbes de niveau.

Si L et l représentent respectivement la longueur et la largeur de rectangle équivalent, alors :

Le périmètre du rectangle équivalent vaut : $P=2.(L+l)$; la surface $A=L \times l$; K_G représente le coefficient de compacité. En combinant ces trois relations, on obtient :

$$L, l = \frac{Kc\sqrt{s}}{1.12} \left[1 \pm \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{Kc} \right)^2} \right]$$

Après calculs, les résultats obtenus sont :

Longueur = 4.23 Km et largeur = 1.57 Km.

c) Relief

L'influence de relief sur l'écoulement est évidente en raison de nombreux paramètres hydrométéorologiques qui varient avec l'altitude (précipitations, végétation, températures, etc.) et la morphologie du bassin. En outre, la pente influe sur la vitesse d'écoulement. Le relief se détermine au moyen de caractéristiques suivantes :

- Courbe hypsométrique

La courbe hypsométrique traduit une vue synthétique sur la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle exprime la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude.

La courbe hypsométrique sert en particulier à déterminer la pluie moyenne sur un bassin versant et donne des indications quant au comportement hydrologique et hydraulique du bassin et de son système de drainage.

Tableau III.1. Calcul des surfaces cumulées

Altitudes (m.NGA)	Hi (m)	Surfaces			
		Partielles		Cumulées	
		Si (Km2)	Si (%)	Si (Km2)	Si (%)
250-300	275	0,16	2,402	6,662	100,000
300-350	325	0,623	9,352	6,502	97,598
350-400	375	0,988	14,83	5,879	88,247
400-450	425	1,1	6,512	4,891	73,416
450-500	475	1,079	16,196	3,791	56,905
500-550	525	0,923	13,855	2,712	40,708
550-600	575	0,868	13,029	1,789	26,854
600-650	625	0,513	7,700	0,921	13,825
650-700	675	0,291	4,368	0,408	6,124
700-750	725	0,103	1,546	0,117	1,756
750-780	765	0,014	0,210	0,014	0,210

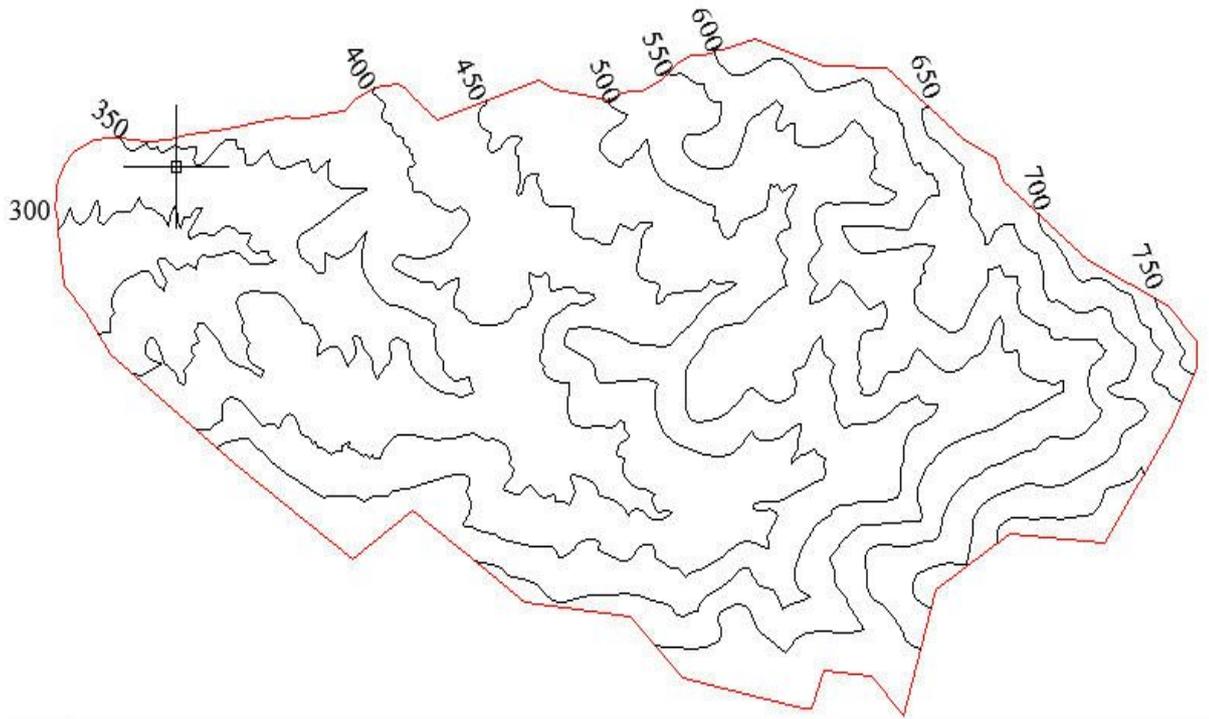


Figure III 1 : Représentation du Bassin Versant

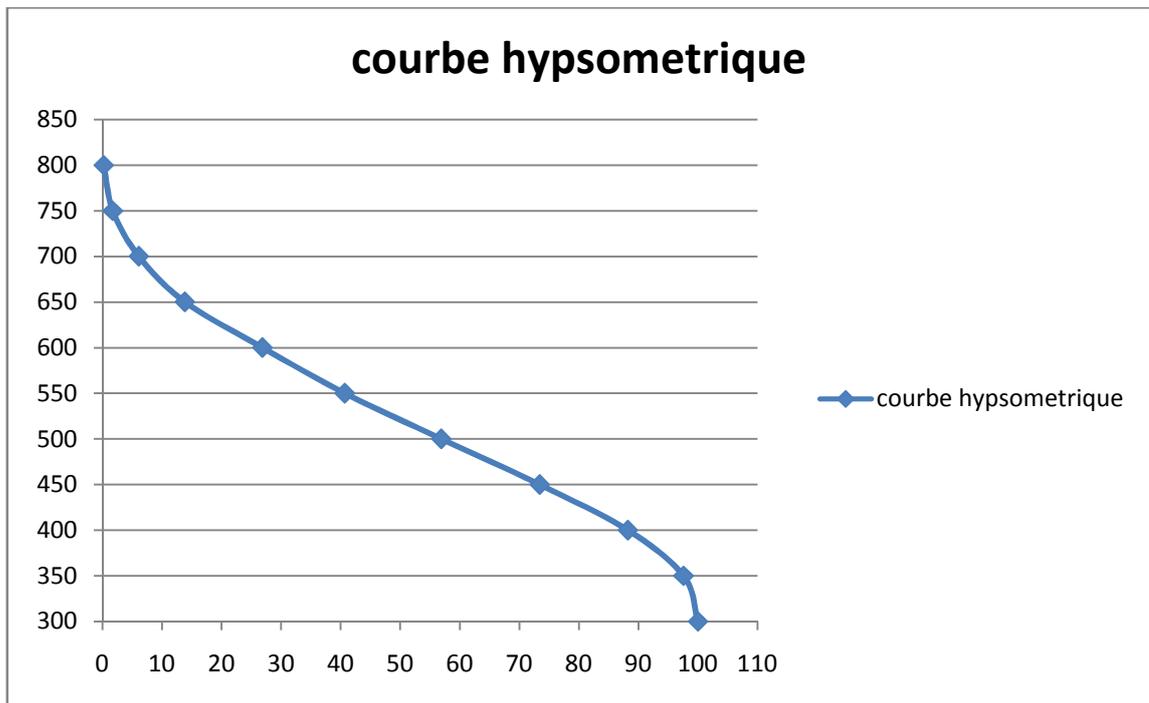


Figure III 2 : Courbe Hypsométrique

- Indice de pente

Le relief joue un rôle prépondérant dans l'aptitude au ruissellement des terrains. Son appréhension peut être faite à l'aide de l'indice de pente global (I_g).

L'indice de pente globale se calcul d'après la formule suivante :

$$I_g = D/L ; (m/km)$$

D : dénivelée simple ou bien la distance verticale qui, exprimée en mètres, sépare les altitudes ayant 5% et 95% de la surface du bassin au-dessous d'elles ; elle peut être assimilée à la distance séparant les deux courbes de niveaux maîtresses extrêmes qui délimitent le bassin.

L : longueur du rectangle équivalent telle que définie par M.Roche (km)

On prend :

$D = H_{05} - H_{95}$ pour notre bassin versant, on a donc

$D = 712.87 - 363.89 = 349$ m avec ;

$H_{5\%}$ et $H_{95\%}$: sont les altitudes correspondantes à $S_{5\%}$ et $S_{95\%}$

L : la longueur du rectangle équivalent (km)

Soit : $I_g = 82.5 m/km \Rightarrow I_g = 8.25 \%$

Pente moyenne du bassin versant I_m :

$$I_m = \frac{\Delta H (0.5L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0.5L_n)}{S}$$

Avec : L_1, L_2, \dots, L_n : les longueurs des courbes de niveaux (Km).

ΔH : Dénivelée (équidistance) en (m).

S: superficie du bassin versant (Km²).

Les résultats des mesures sont logés dans le tableau III.05 :

Tableau III.02 : Evaluation de la pente moyenne du Bassin versant

N°	Courbes de niveau (m. NGA)	delta H (m)	Longueur (km)
1	300	50	2,702
2	350		5,97
3	400		6,406
4	450		7,874
5	500		6,655
6	550		7,279
7	600		5,361
8	650		3,268
9	700		1,759
10	750		0,34
			Σ=47.614

A.N : $I_m = 0,05 * 47.614 / 6.662 = 35.73\%$ la pente moyenne de bassin est : $I_m = 35.73\%$

- Dénivelée spécifique :

Pour permettre une comparaison plus poussée des bassins entre eux du point de vue relief, on détermine la dénivelée spécifique (Ds) puis déduit de l'indice de pente globale.

$$D_s = I_g \sqrt{\quad}$$

La superficie du bassin versant en Km²

A.N : $D_s = 212.94 \text{ m}$

Sous classes de relief au sens des hydrologues de l'O.R.S.T.O.M. (IRD actuellement)

- | | |
|----------------------------|---------------------------------|
| $D_s < 10 \text{ m}$ | Classe R1 – relief très faible |
| $10 < D_s < 25 \text{ m}$ | Classe R2 – relief faible |
| $25 < D_s < 50 \text{ m}$ | Classe R3 – relief assez faible |
| $50 < D_s < 100 \text{ m}$ | Classe R4 – relief modéré |

100 < Ds < 250 m	Classe R5 – relief assez fort
250 < Ds < 500 m	Classe R6 – relief fort
Ds < 25 m	Classe R7 – relief très fort

Toutefois, les résultats (tableau 2) permettent de montrer la forte valeur de l'indice de pente globale (Ig) et la dénivelée spécifique (Ds). On constate, que le bassin d'Oued Hassana se range dans les classes de relief assez fort.

1) Densité de drainage Dd :

C'est le rapport entre la longueur total de tous les talwegs « Li » du bassin versant, à la surface « S » Elle reflète la dynamique du bassin, la stabilité du chevelu hydrographique et le type de ruissellement de surface. Elle est exprimée en Km/Km².

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S}$$

Avec :

$\sum_{i=1}^n L_i$: La longueur totale de tous les cours d'eau égale à 36.99Km.

S : Superficie du bassin versant en (Km²).

Soit :

$$D_d = 7.15 \text{ km/km}^2$$

2) Densité du thalweg élémentaire:

$$F_1 = \frac{N_1}{S}$$

N₁ : Nombre de thalwegs d'ordre 1, N₁= 106.

S : Superficie du bassin versant.

Soit :

$$F_1 = 15.91 \text{ thalweg/km}^2$$

3) Coefficient de torrentialité :

Il est défini comme étant :

$$C_t = D_d \cdot F_1$$

AN: $C_t = 114 \text{ Km}^{-3}$

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

4) Temps de concentration du bassin versant t_c :

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

Formule de GIANDOTTI:

$$t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5L_{cp}}{0,8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}}$$

Avec :

S : surface du bassin versant (Km²) ;

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

L_{cp} = 5.376Km.

T_c : temps de concentrations exprimé en heure

H_{moy} : altitude moyenne (m) ;

H_{min} : altitude minimale (m) ;

Soit :

$$t_c = 1.523 \text{ heures}$$

5) Vitesse de ruissellement :

On entend par ruissellement, l'écoulement par gravité à la surface du sol, suivant la pente du terrain, et dans le micro-réseau hydrographique, des eaux météoriques qui ont échappé à l'infiltration, à l'évaporation et au stockage superficiel.

Cette vitesse est déterminée par la formule suivante :

$$V_r = \frac{L}{T_c}$$

L : Longueur du thalweg principal (Km)

T_c : Temps de concentration (h)

Soit :

$$V_r = 3.53 \text{ Km/h}$$

III.1.2.4 La densité de drainage D_d :

Elle est définie comme étant le rapport entre la longueur cumulée de tous les cours d'eau de la surface totale du bassin versant :

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S}$$

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

$$\sum_{i=1}^n L_i = 35.4 \text{ km}$$

$$S = 6.662 \text{ Km}^2$$

AN :

$$D_d = 5.31 \text{ km/km}^2$$

III.1.2.5 Le coefficient de torrentialité C_t :

Le coefficient de torrentialité « C_t » est calculé à l'aide de l'équation n:

$$C_t = D_d \cdot F = D_d \cdot N/S$$

C_t avec:

D_d : la densité de drainage.

N : Nombre des talwegs élémentaires d'ordre 1. Soit $N=106$.(selon la classification d'HORTON)

S : Surface du bassin versant.

AN :

$$C_t = 84.5$$

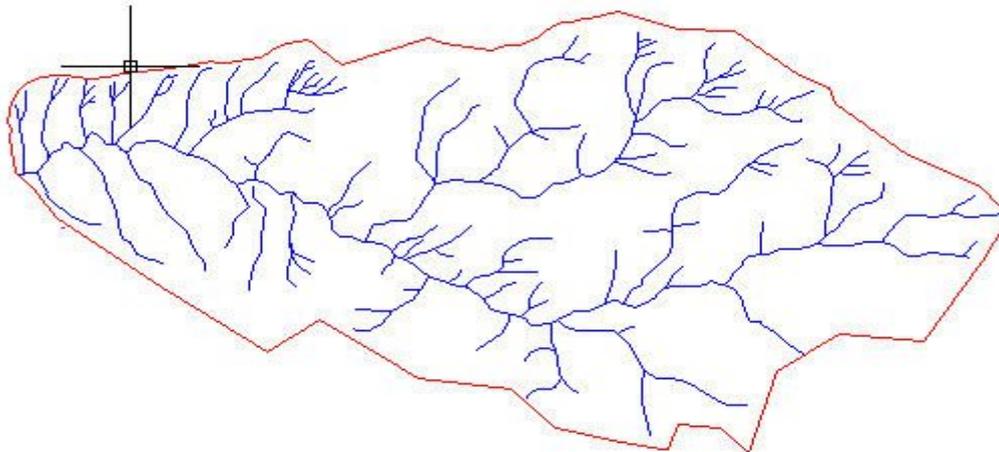


Figure III 3 : Le Réseau Hydrographique.

Tableau III.3 Caractéristiques hydro morpho métriques du bassin versant

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	km ²	6.662
Périmètre		P	km	11.63
Longueur du thalweg principal		L _p	km	5.376
Pente du thalweg principal		I	%	
Indice de compacité		K _C	-	1.26
Coefficient d'allongement		K _P	-	
Rectangle	longueur	L _r	km	4.23
	largeur	l _r	Km	1.57
Altitudes	maximale	H _{max}	m	780
	moyenne	H _{moy}	m	477.8
	médiane	H _{med}	m	521.32
	minimale	H _{min}	m	250
Pente moyenne de B.V		I _{moy}	%	35.73
Indice de pente de Roche		I _p	%	
Indice de pente globale		I _g	m/km	82.5
Indice de pente moyenne		I _{pm}	%	
Densité de drainage		D _d	Km/Km ²	5.31
Coefficient de torrentialité		C _t	Km ⁻³	84.5
Temps de concentration		T _c	h	1.523
Vitesse de ruissellement		V _r	Km/h	3.53

III.1.3 Caractéristiques climatiques du bassin versant :

L'objectif de l'étude climatologique est de fournir des données concernant le climat, données nécessaires pour la conception du barrage et de ces ouvrages annexes.

Les conditions climatiques du bassin jouent un rôle capital dans le comportement hydrologique des cours d'eau. Les facteurs qui déterminent le climat sont :

La précipitation avec sa distribution dans le temps et dans l'espace, l'humidité, la température le vent qui ont une influence sur l'évaporation et la transpiration

STATION DE REFERENCE :

Compte tenu du manque de stations climatologiques dans la zone d'étude, on a pris en considération les observations faites dans les stations de référence suivantes :

Tableau n°III.4 : Caractéristique des stations de Fodda BGE et EL Karimia

Code	Nom de la station	Coordonnées		Altitudes (m N.G.A)	Nombre des observations	
		X(m)	Y(m)		Ans	Période
01.21.08	FODDA BGE	402000	305600	1180	30	1972-2001
01.21.10	EL KARIMIA	400700	309850	116	30	1972-2001

III.1.3.1 Température :

En Algérie, la présence du Sirocco, un vent chaud et sec qui vient de Sahara, est caractéristique. Les températures maximales ont pour origine ce phénomène particulier, qui est accompagné par une humidité qui s'en trouve réduite

Compte tenu du manque de stations climatologiques dans la zone du projet, on a eu recours aux observations faites à la station de Chlef.

Dans le **Tableau n°III.11** sont portées les températures annuelles à station de Chlef pour une période de 15 années

Tableau n°III.5 : Différents types de températures Station de Chlef (1980-1995)

MOIS	TEMPERATUR ES MINIMALES (°C)	TEMPERATUR ES MAXIMALES (°C)	TEMPERATUR ES MOYENNES (°C)
Septembre	6.0	36.1	21,05
Octobre	1.1	30.2	15,65
Novembre	-2.5	23.4	10,45
Décembre	-6.0	17.8	5,9
Janvier	-4.9	18.7	6,9
Février	-7.2	21.0	6,9
Mars	-9.0	21.8	6,4
Avril	-3.3	27.6	12,15
Mai	-0.7	31.6	15,45
Juin	-5.5	34.9	14,7
Juillet	-9.0	39.1	15,05
Août	8.8	37.8	23,3
Moyenne Annuel	-2.68	28.33	12.825

La répartition mensuelle de température figure dans la **figure N° III.4**

L'ensemble des données de températures montre que l'hiver est très froid et l'été très chaud.

les températures moyennes diminuent pendant les trois mois d'hiver, (Décembre, Janvier, Février) d'un minima de (5,45 °C) et elles progressent pendant les trois mois d'été (Juin, Juillet, Août) d'un maxima de (26,1 °C), l'écart entre ces deux extrêmes donne une amplitude thermique de (20,4 °C). Quant à la température moyenne elle est de 14,7 °C.

La température maximale absolue peut atteindre l'ordre de 40 °C (2 à 3 jours par mois) pendant les mois de juillet et août. Les températures minimales peuvent descendre sous 0°C.

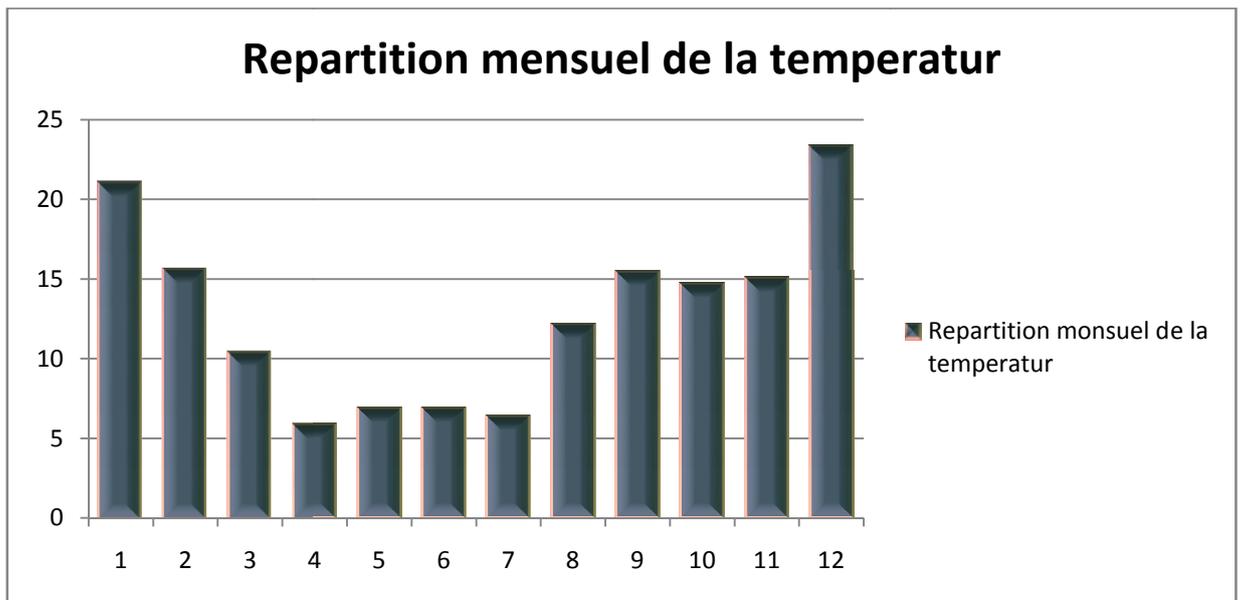


Figure III 4: Répartition Mensuel de la Température

III.1.3.2 Le vent :

Les vents dominants sont de secteur nord (NE 22%, N 12%, NO 27%). Les vitesses moyennes mensuelles sont de 3 m/s environ, sans grandes variations d'un mois sur l'autre (les minimales à 2,7 m/s et les maximales à 3,5 m/s) d'après les mesures de la station Chlef pour la période 1974 – 1992

Tableau n° III.6 : Vitesse moyenne du vent en m/s – Station d'Oued Fodda

MOIS	S	O	N	D	J	F	M	A	M	JUI	JUIL	AOU
V (m/s)	2,8	3,2	3,5	3,5	3,1	3,2	3,1	3	2,9	2,7	2,9	2,9

III.1.3.3 La Gelée :

Tableau n° III.7: Nombre de jours de Gelée Période 1986/7-2004/05

MOIS	SEP	OC	N	D	J	F	M	AV	M	JUI	JUIL	A
jours	0,0	0,3	2,0	4,6	4,6	3,2	2,3	1,3	0,2	0,0	0,0	0,0

D'après le tableau, on relève un total annuel de 18.5 jours/an. Nous enregistrons durant le Printemps 13 jours de gelées, qui se manifestent au moment de la floraison des espèces Arboricoles.

III.1.3.4 Humidité relative :

Dans la station d'Oued Fodda, et pour une période de 15 ans de (1988 – 2003), l'humidité se Présente ainsi :

Tableau n°III.8 : Humidité relative moyenne à Chlef (1990-2002)

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avril	Mais	Juin	Juil	Août	Annuel
Humidité relative moyenne (%)	55	66	75	79	76	76	72	66	61	50	39	41	63

L'humidité relative moyenne est de 63%. Elle présente un maximum en Décembre (79 %) et un minimum en Juillet (39 %)

L'humidité se manifeste durant sept mois dans l'année soit du mois d'octobre au mois d'avril où les valeurs sont toutes supérieures à la moyenne annuelle. Le reste de l'année, notamment

la période qui coïncide avec les fortes température, l'humidité ne s'abaisse pas au dessous de 39 %.

III.1.3.5 Ensoleillement :

L'ensoleillement moyen a été mesuré à Chlef pour une période de 22 ans (1978– 2000). La nébulosité a été mesurée à une ancienne station (étude GEC 1971) et la radiation totale a été calculée par FAO (1984) sur la base des observations de la période de l'ensoleillement. C'est environ 2961 heures d'ensoleillement par an à Chlef et l'énergie moyenne de la radiation solaire par jour est de 393 calories par cm².

Tableau n°III.9 : Insolation, nébulosité et radiations solaire mensuelles

Mois	sept	oct	nov	déc	jan	fév	mar	av	mai	jui	jt	août
L'ensoleillement (heures/jour)	5,8	6,5	7,3	8,1	9,4	10,5	11,4	10,6	8,9	7,3	6,2	5,2
Nébulosité	5,4	5,5	4,6	4,6	4,6	3,7	2,1	2,4	3,7	4,3	5,6	6,3
Radiation (Cal/cm ² /jour)	202	285	370	457	459	559	604	534	439	317	224	184

III.1.3.6 Evaporation :

Les données disponibles pour l'évaporation sont celles mesurées aux stations de Chlef (période 1965 - 1996).

L'évaporation moyenne annuelle retenue est donc de **2036mm**, comme on le remarque dans le tableau n°III.18, Elle est minimale durant les mois d'hiver (**Janvier et Février**), alors qu'elle est maximale pour les mois d'été (**Juillet et Août**).

Tableau n° III.10 : Différentes valeurs de l'évaporation (1963/64-1992/93)

Mois	Evaporations moyenne (mm)	% de la valeur annuelle (mm)
Septembre	241	11,84
Octobre	144	7,07
Novembre	87	4,27
Décembre	55	2,70
Janvier	58	2,85
Février	67	3,29
Mars	124	6,09
Avril	172	8,45
Mai	210	10,31
Juin	298	14,64
Juillet	310	15,23
Août	270	13,26
Annuel	2036	<i>100</i>

La répartition mensuelle de l'évaporation, est présentée en (**figure N° III.5**)

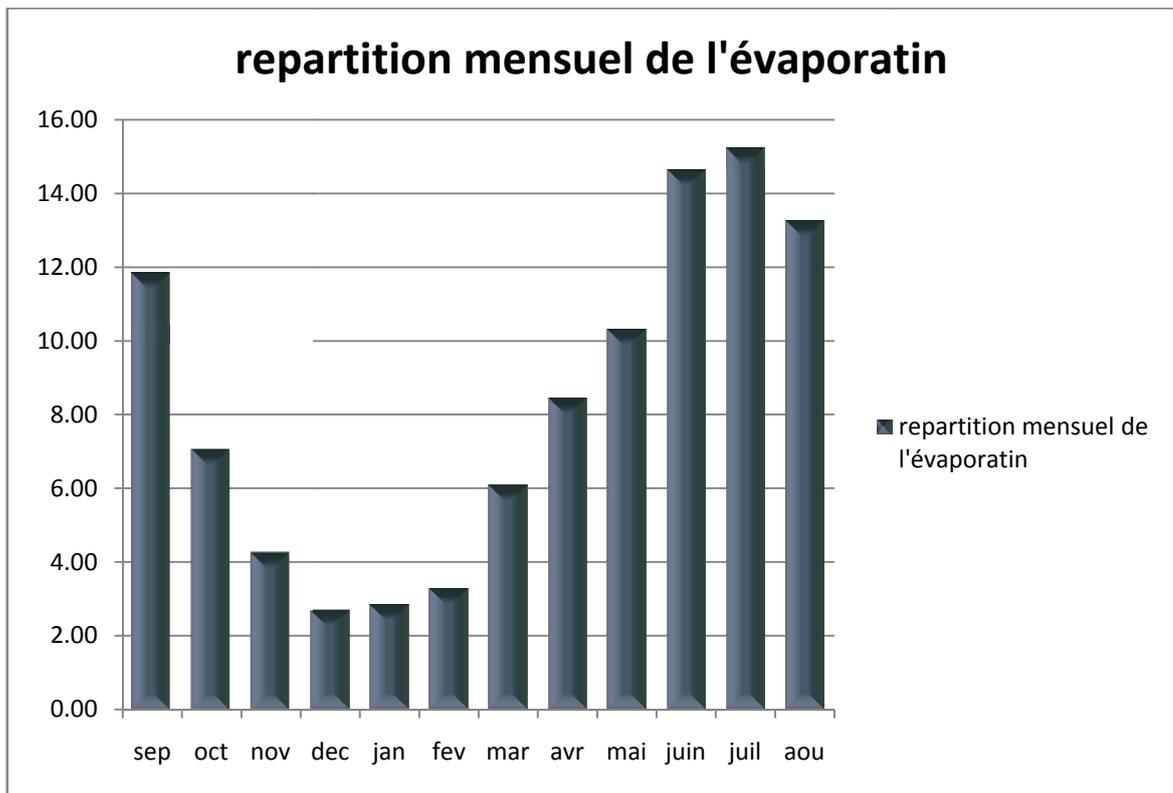


Figure III 5 :Répartition Mensuel de l'Evaporation

III.1.3.7 Précipitation :

Données disponibles :

Aucune donnée d'observation directe n'est disponible au niveau du bassin versant de l'oued Hassana. Ainsi on est amené à considérer les stations pluviométriques voisines ayant les similitudes altimétriques et pourvues d'un nombre satisfaisant des années d'observation.

Les stations disponibles au voisinage du bassin et les plus proches du site sont données dans

III.1.4 Répartition de la pluie moyenne dans l'année :

Le tableau n°III.20 reproduit les valeurs des pluies moyennes mensuelles, ainsi que leur répartition dans l'année :

Tableau n°III.11: Répartition mensuelle de la précipitation (station de oued Fodda) 1973/74-1999/00

M ois	S ept	O ct	N ov	D éc	ja n	fé v	M ars	A vr	M ais	J uin	J uil	A oût	To tal
P (mm)	18.1	34.3	49.8	51.9	48.6	51.2	47.7	46.2	26.8	8.1	2.7	3.2	388,6
P (% (mm)	4,66	8,83	12,82	13,36	12,51	13,18	12,27	11,89	6,9	2,08	0,69	0,82	100

La répartition mensuelle de la précipitation est présentée dans la figure N°III.6

Nous remarquerons que les lames précipitées durant les mois de Novembre à Avril sont à peu près de même ordre de grandeur et représente environs 80 % du total pluviométrique annuel néanmoins, on note une pointe en décembre.

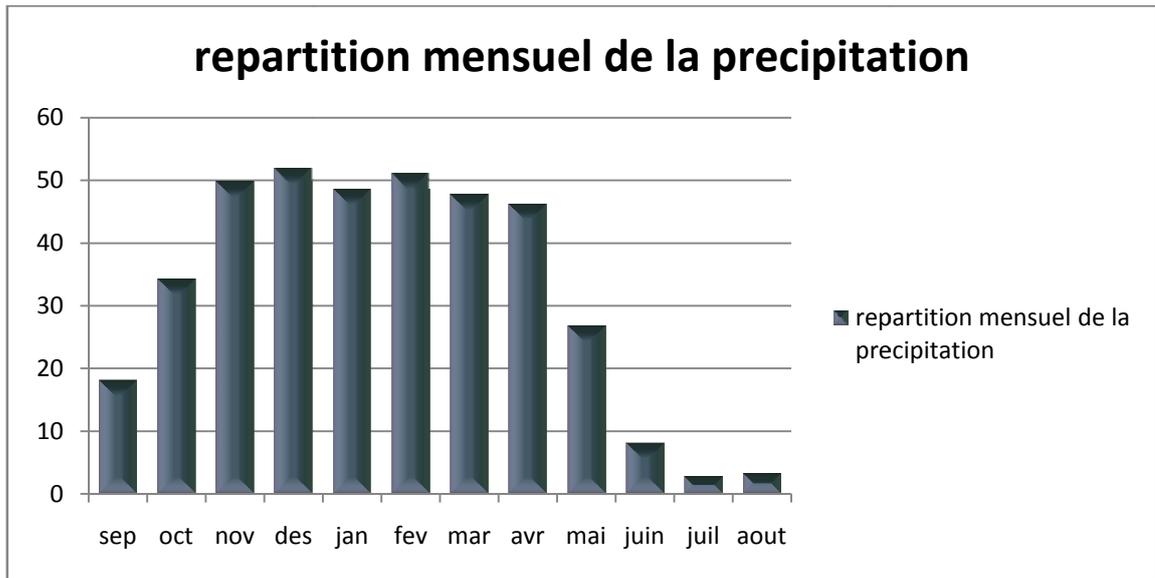


Figure III 6 : Répartition Mensuel de la Précipitation

III.2 ANALYSE STATISTIQUE DES PLUIES MAXIMALES

JOURNALIERES

L'estimation des pluies journalières est souvent génératrice de crues exceptionnelles. Pour cela, il est important d'effectuer un ajustement statistique d'une loi théorique à la série d'observations afin de déterminer les précipitations maximales journalières fréquentielles. Le traitement des données a été fait à laide d'un logiciel «HYDROLAB».

III.2.1 Ajustement des pluies maximales journalières suivant à la loi de GUMBEL

Les Paramètres statistiques de l'échantillon sont :

-Nombres des échantillons : $n = 28$ ans

La moyenne $\bar{P}_{max j} = 25.23$ mm

L'écart type $\sigma = 10.80$ mm

-coefficient de variation $Cv = \sigma / \bar{P}_{max j} = 0,42$

L'équation de droite de GUMBEL :

$$\bar{P}_{max j} = \frac{1}{\alpha} Y + X_0$$

Y : Variable de la droite de GUMBEL :

Y = - [ln (-ln (F(x)))]

Où : $F(x) = \frac{m - 0,5}{N}$

m : Ordre de classement ;

CHAPITRE III : ETUDE HYDROLOGIQUE

N : Taille de l'échantillon;

$\frac{1}{\alpha}$, X_0 : Sont déterminées par la méthode des moindres carrés;

$\frac{1}{\alpha} = 8.43$; $X_0 = 20.37$.

Donc : $\bar{P}_{\max j} = 8.43 Y + 20.37$

Tableau n III 12 : ajustement a une loi de Gumbel

Taille=17 $X_0=31.67$ (mode=31.67 gradex=13.93 et I.C.à 80%)

$G=13.93$ U de Gauss=1.2817

Valeurs classées	Ordre de classement	Fréquence expérimentale	Variable réduite	Valeur expérimentale	Valeurs théorique	Borne inf	Borne sup
16,5	1	0,029	-1,260	16,5	14,11	4,20	20,13
16,6	2	0,088	-0,887	16,6	19,31	11,33	24,63
18,8	3	0,147	-0,651	18,8	22,60	15,68	27,65
26	4	0,206	-0,458	26	25,29	19,1	30,25
26,5	5	0,265	-0,285	26,5	27,70	22,04	32,71
30,3	6	0,324	-0,121	30,3	29,98	24,69	35,16
31	7	0,382	0,039	31	32,21	27,15	37,69
33,2	8	0,441	0,201	33,2	34,46	29,51	40,36
37,1	9	0,500	0,367	37,1	36,77	31,82	43,23
39,3	10	0,559	0,541	39,3	39,21	34,13	46,37
40	11	0,618	0,730	40	41,84	36,53	49,86
50	12	0,676	0,939	50	44,75	39,08	53,83
54	13	0,735	1,179	54	48,10	41,92	58,47
56,7	14	0,794	1,467	56,7	52,11	45,23	64,14
57	15	0,853	1,838	57	57,28	49,39	71,55
62	16	0,912	2,382	62	64,85	55,36	82,52
80	17	0,971	3,511	80	80,59	67,54	105,57

Fréquence	U.Gumbel	Valeurs théorique	Borne inf	Borne sup	Valeurs	Fréq.théo	Pér.ret
0,1	-0,834	20,048	12,319	25,296	63,02	0,90	10,00
0,05	-1,097	16,382	7,345	22,064	73,05	0,95	20,00
0,02	-1,364	12,664	2,174	18,914	86,028	0,98	50,00
0,01	-1,527	10,392	-1,032	17,034	95,754	0,99	100,00
0.001	-1.933	4.743	-9.101	12.461	125.895	1	1000

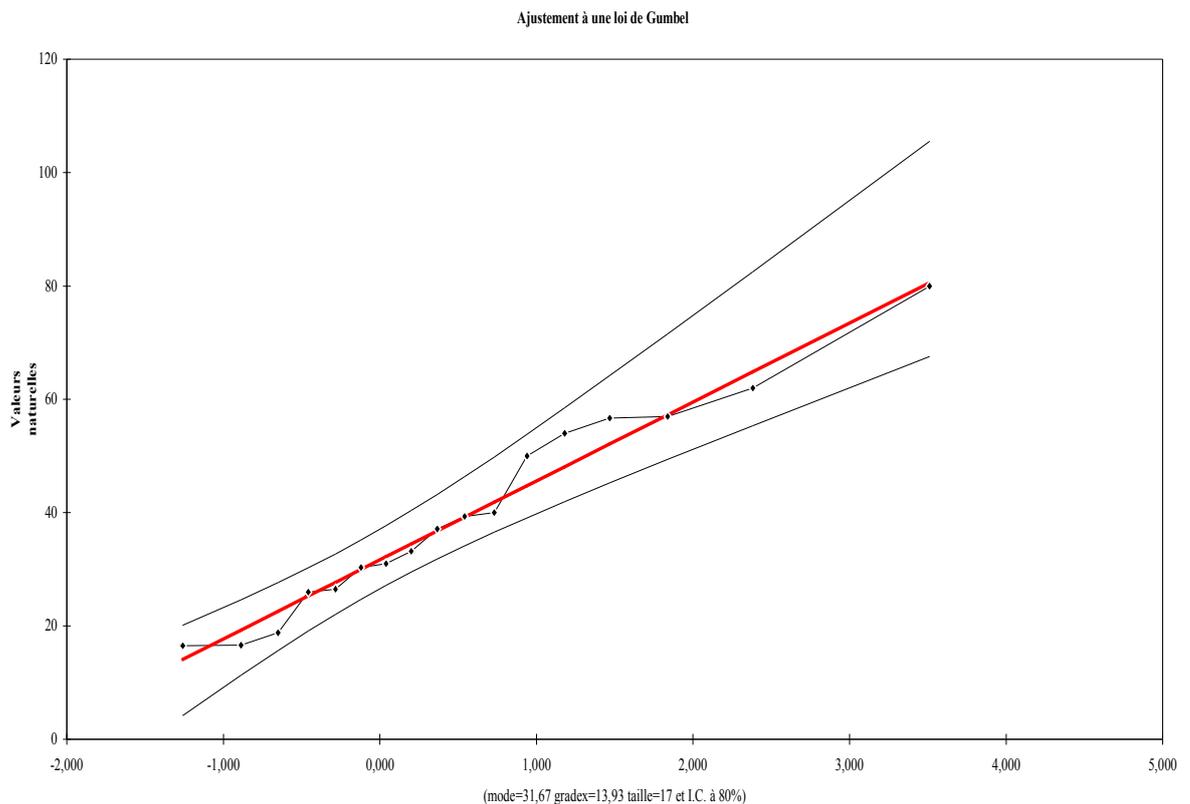


Figure n III 7 :Ajustement à la Loi de Gumbel

Tableau n°III.13: résultats l’ajustement choisi (la loi de Galton).

PERIODE DE RETOUR (ANS)	1000	100	50	20	10
Fréquence	0,999	0,99	0,98	0,95	0,90
P_{max j} (mm)	125.895	95.754	86.028	73.05	63.02

III.2.2 Pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités:

Les pluies de courte durée pour différentes fréquences ont été déterminées à l'aide de la relation préconisée par l'A.N.R.H (Body) :

$$P_{Ct} = P_{\max, j} \left(\frac{t}{24} \right)^b$$

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

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

T: Temps en heures.

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

les résultats obtenus pour une durée égale au temps de concentration (T_c) et pour différents temps de retour sont reportés dans le tableau ci-dessous :

Tableau n°III.14: Intensité pour les différentes fréquences

		Fréquence									
		0,999		0,99		0,98		0,95		0,9	
		$P_{\max t}$ (mm)	I_0 (mm/h)								
Temps (h)	1	37,63	37,63	28,62	28,62	25,71	25,71	21,83	21,83	18,84	18,84
	2	48,97	24,48	37,25	18,62	33,46	16,73	28,41	14,21	24,51	12,26
	4	63,73	15,93	48,47	12,12	43,55	10,89	36,98	9,24	31,90	7,97
	6	74,34	12,39	56,54	9,42	50,80	8,47	43,14	7,19	37,21	6,20
	8	82,93	10,37	63,07	7,88	56,67	7,08	48,12	6,01	41,51	5,19
	10	90,27	9,03	68,66	6,87	61,68	6,17	52,38	5,24	45,19	4,52
	12	96,74	8,06	73,58	6,13	66,11	5,51	56,13	4,68	48,43	4,
	14	102,58	7,33	78,02	5,57	70,10	5,01	59,52	4,25	51,35	3,7
	16	107,92	6,74	82,08	5,13	73,74	4,61	62,62	3,91	54,02	8
	18	112,86	6,27	85,84	4,77	77,12	4,28	65,49	3,64	56,49	3
	20	117,47	5,87	89,34	4,47	80,27	4,01	68,16	3,41	58,80	2,94
	22	121,80	5,54	92,64	4,21	83,23	3,78	70,67	3,21	60,97	2,77
	24	125,90	5,25	95,75	3,99	86,03	3,58	73,05	3,04	63,02	63

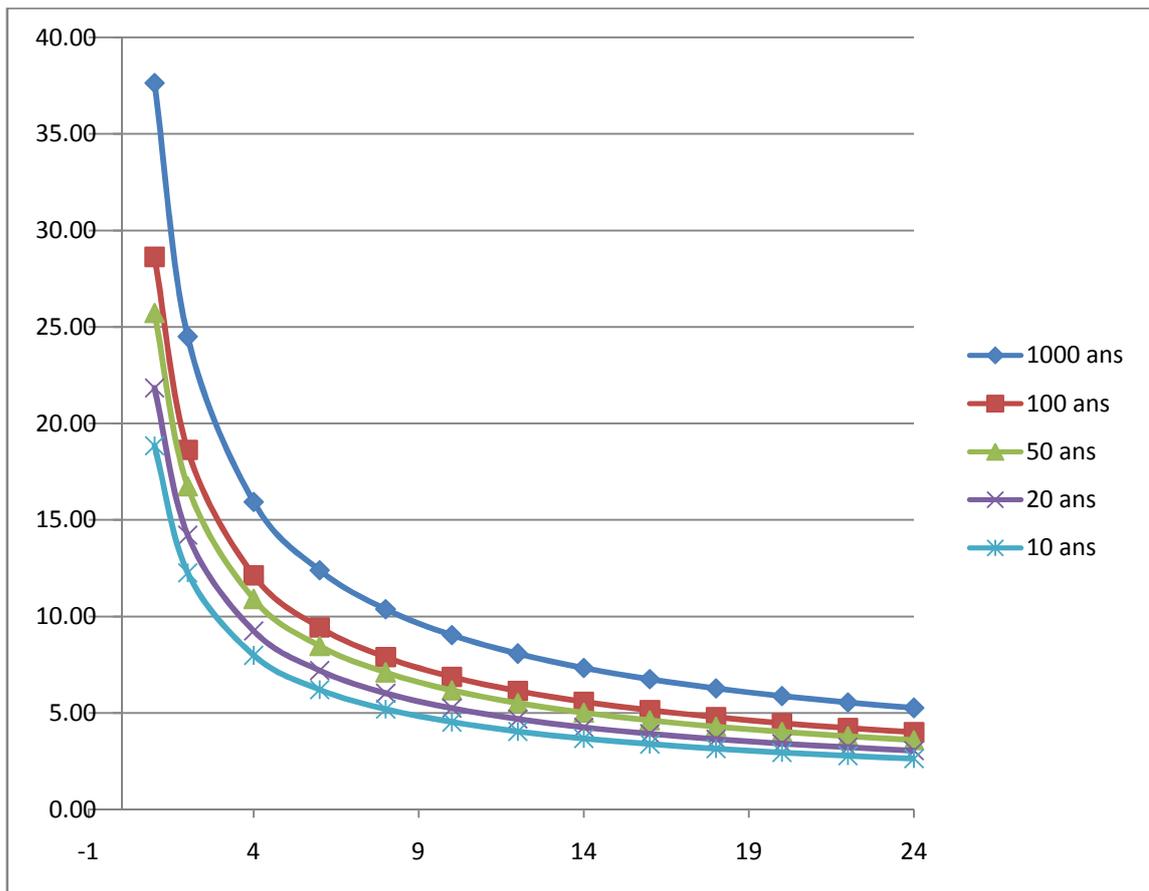


Figure III 8: Courbe Intensité Durée Fréquence

III.3 ETUDES DES APPORTS :

III.3.1 Estimation de l'apport moyen annuel (A_0) :

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

D'autre part, vu **Tableau n°III.24**: résultats l'ajustement choisi (la loi de Galton).

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

a) Formule de l'A.N.R.H:

On a :

$$A_{\text{moy}} = 0,915 \cdot P^{2,684} \cdot S^{0,842}$$

P : Pluie moyenne annuelle (m).

S : Superficie du bassin versant (Km^2)

$$A_0 = 0,915 \cdot 0,406^{2,684} \cdot 6,662^{0,842} = 0,4 \text{ Hm}^3$$

$$A_0 = 0,4 \text{ Hm}^3$$

$$Le = \frac{A_0}{S}$$

Soit : $Le = 60 \text{ mm}$

b) Formule de Mallet - Gauthier :

$$L_e = 0,6 \cdot P_{\text{moy}} (1 - 10^{-0,36 \cdot P_{\text{moy}}^2})$$

P : Pluie moyenne annuelle en (m).

le : lame d'eau écoulée en (m)

AN :

$$le = 31.11 \text{ mm}$$

$$A_0 = Le * S$$

$$A_0 = 0.207 \text{ Hm}^3$$

c) Formule de MEDINGER:

$$Le = 1,024 (P_{\text{moy}} - 0,26)^2$$

Le : Lamme d'eau écoulée (mm).

P : Pluie moyenne annuelle (m).

AN :

$$Le = 21.83 \text{ mm}$$

On a encore :

$$A_0 = Le * S$$

Soit :

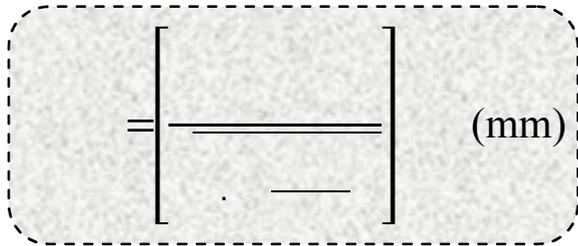
$$A_0 = 0.145 \text{ Hm}^3$$

d) Formule de TURC :

$$L_e = P_{moy} - D$$

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

D : Déficit de l'écoulement (mm) .



L : Variable théorique

$$L = 300 + 25 T_{moy} + 0,05 (T_{moy})^3$$

T_{moy} : Température moyenne annuelle

$$L = 300 + 25 \cdot 19 + 0,05(19)^3 = 1117,95$$

$$D = 399,85 \text{ mm}$$

$$L_e = 6,35 \text{ mm}$$

$$A_0 = 0,0423 \text{ Hm}^3$$

e) Formule de SAMIE :

$$L_e = P_0^2 (293 - 2,2 \sqrt{S})$$

$$L_e = 47,36 \text{ mm}$$

$$A_0 = L_e \cdot S$$

Soit :

$$A_0 = 0,32 \text{ Hm}^3$$

f) Formule de Derie II :

On a :

$$A_0 = 0,513 \cdot P^{2,683} \cdot D_d^{0,5} \cdot S^{0,842}$$

P : Pluie moyenne annuelle (mm).

S : Superficie du bassin versant (Km²).

D_d : Densité de drainage (Km/Km²) (4.22)

soit :

$$A_0 = 0,6 \text{ Hm}^3$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau (III.26) :

Tableau (III.15) Récapitulatif des résultats

Formules	A_0 (Hm³)	L_e (mm)
A.N.R.H	0.4	60
Malet -Gauthier	0.207	31.11
MEDINGER	0.145	21.83
TURC	0.0423	6.35
SAMIE	0.32	47.36
DERIE	0.6	90.51

Conclusion :

Vu les résultats des différentes méthodes qui varient d'une méthode à une autre. On a choisit celle qui est la plus commode et la plus proche donc on adopte pour $A_0=0,32Hm^3$ donnée par la formule de SAMIE.

III.3.2 Caractéristiques de l'écoulement :

a) Module de l'écoulement :

Il est donné par :

$$Me = A_0 / T$$

A_0 : Apport moyen annuel (mm).

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

Soit :

$$Me=10,15 \text{ l/s}$$

b) Module de l'écoulement relatif :

On a :

$$M_0 = Me / S_{bv}$$

Me: Module de l'écoulement (l/s)

S : Superficie du bassin (Km²).

Soit :

$$M_0 = 1,52 \text{ l/s/Km}^2$$

c) **Lame d'eau écoulée :**

$$L_e = A_0 / S_{BV}$$

Soit :

$$L_e = 48,03 \text{ mm}$$

d) **Coefficient de l'écoulement:**

Il est donné par : $C_e = L_e / P_{moy}$

Soit :

$$C_e = 0,12$$

III.3.3 Coefficient de variation :

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

a) **Formule de SOKOLOVSKY :**

$$C_v = 0,78 - 0,29 \log M_0 - 0,063 \log (S + 1)$$

M_0 : Module de l'écoulement relatif

Soit :

$$C_v = 0,67$$

b) **Formule D'OURKGUIPROVODKHOZ:**

$$C_v = \frac{\dots}{\dots}$$

Soit :

$$C_v = 0,66$$

c) **Formule de L'ANTONOV :**

$$C_v = 0,7 / (S + 1000)^{0,097}$$

AN:

$$C_v = 0,36$$

d) Formule de KRISTKY MENKEL:

$$C_v = 0,83 / (S^{0,06} \cdot M_0^{0,27})$$

M_0 : module de l'écoulement relatif

Soit : $C_v=0,66$

Conclusion : Le coefficient de variation moyen calculé à base des formules empiriques sera donc : $C_v=0,66$

III.4 IRRIGULARITE DES APPORTS

III.4.1 Estimation fréquentielle des apports :

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

$$A\% = \frac{A_0}{\sqrt{C_v^2 + 1}} e^{\mu \sqrt{\ln(CV^2 + 1)}}$$

$A\%$: Apport de fréquence donnée.

μ : Variable réduite de Gauss.

A_0 : Apport moyen annuel (Hm^3).

C_v : Coefficient de variation. $C_v= 0.7$

$$A\% = \frac{0.32}{\sqrt{0.66^2 + 1}} e^{\mu \sqrt{\ln(0,66^2 + 1)}}$$

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau n°III.27.

Tableau n°III.16: Les Apports Fréquentiels :

PERIODE DE RETOUR (AN)	1,25	10	50	100	1000
Fréquence (%)	80	10	2	1	0,1
Le variable réduit "u"	-0,841	1,282	2,054	2,327	3,091
Apport (Mm^3)	0,161	0.58	0.918	1.082	1.713

III.4.2 Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel:

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; on a donc :

Tableau n°III.17: Répartition Mensuelle des Apports

MOIS	SEP	OCT	NOV	DEC.	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOU
Pluies mens (%)	23,01	6,52	6,01	33,9	1,60	5,34	8,28	7,04	2,58	3,01	1,89	0,82
A (Mm³)	0,0 736	0, 0209	0, 0192	0, 1085	0, 0051	0, 0171	0, 0265	0, 0225	0, 0083	0, 0096	0, 0060	0, 0026
A_{80%} (Mm³)	37 046	10 497	9 676	5 4579	2 576	8 597	1 3331	11 334	4 154	4 846	3 043	1 320

III.5 ETUDE DES CRUES:

Les crues sont des écoulements variables dans lesquelles les débits atteignent des valeurs importantes.

L'estimation des crues revêt une grande importance pour la sécurité de l'ouvrage à implanter.

Les paramètres définissant une crue sont :

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

Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de retour, différentes formules empiriques ont été sélectionnées pour le calcul des débits de période de retour 1000, 50, 20, et 10ans et l'application de la méthode de l'hydrogramme synthétique pour la détermination du débit de période de retour 100ans.

III.5.1 Formules empiriques pour la détermination de la crue:

a) Formule de MALLET-GAUTHIER :

On a :

$$Q_{\max p\%} = 2K \log(1+20.P_{\text{moy}}) \cdot \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1+4\log T - \log S}$$

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

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

S : Superficie du bassin versant (6.662Km²).

L : Longueur du talweg principal (5.376Km).

K : Constante dépendant des caractéristiques du bassin : $K (1-3)$

On prend $K = 2$.

T : Période de retour (an).

Le tableau (III.29) nous donne tous les résultats de calcul.

Tableau n°III.18 : Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de MALLET-GAUTHIER)

PERIODE DE RETOUR	1000	100	50	20	10
Q_{\max} (m³/s)	38.34	31.42	29.02	25.5	22.46

b) Formule de SOKOLOVSKY :

On a :

$$Q_{\max\%} = \frac{0,28 * (Pct - H_0) * \alpha p\% * F * \bar{S}}{Tm}$$

H_0 : pertes initiales en mm. $H_0 = 7\text{mm}$

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

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

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

✓ Pour $1^\circ - S < 50 \text{ Km}^2$ $\gamma = 2$.

✓ Pour un bassin boisé avec un sol peu perméable $2 \leq \gamma \leq 2,5$

On prend : $\gamma = 2$ D'où : $F = 1,2$

S : Superficie du bassin (Km^2).

$T_m = T_c = 1,523 \text{ h}$.

Les résultats de calcul sont inscrits dans le tableau n°III.30.

Tableau n°III.19 : Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de SOKOLOVSKY)

PERIODE DE RETOUR(AN)	100 0	100	50	20	10
Fréquence	0,1 %	1%	2%	5%	10%
P_{ct} (mm)	44.15	33.58	30.17	25.62	22.1
α_p %	0.43	0.37	0,35	0,31	0,28
Q_{max p%} (m³/s)	23.48	14.45	11.92	8.48	6.21

c) Formule de TURAZA:

On a

$$Q_{\text{max}p\%} = \frac{C * I_t * S}{3,6}$$

S : Superficie du bassin versant (Km²).

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

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

Tableau n° III.20: Débit maximum de crue pour différents périodes de retour (Formule de TERRAZA:)

PERIODE DE RETOUR (AN)	100 0	100	50	20	10
C	0.43	0.37	0,35	0,31	0,28
I_{tc}	29	22.05	19.81	16.82	14.51
Q_{max} (m³/s)	23. 08	15.1	12.83	9.65	7.52

Tableau n° III.21: Récapitulatif des Résultats de Débit de Crue

FORMULE	Q _{0,1%} (m ³ /s)	Q _{1%} (m ³ /s)	Q _{2%} (m ³ /s)	Q _{5%} (m ³ /s)	Q _{10%} (m ³ /s)
Mallet - Gauthier	38.34	31.42	29.02	25.5	22.46
Sokolovsky	23.48	14.45	11.92	8.48	6.21
Turaza	23.08	15.1	12.83	9.65	7.52

Conclusion : La formule la plus intéressante est celle de Sokolovsky, dont le débit a été calculé en fonction de la période considérée, et la pluie moyenne journalière, ainsi les caractéristiques générale du bassin versant, valeur la plus proche aux moyenne obtenues par formules.

Tableau n°III.22 : Débits Fréquentiels Calculés :

Période de retour (ans)	1000	100	50	20	10
Q _{max} (m ³ /s)	23.08	15.1	12.83	9.65	7.52

III.5.1.1 Hydrogramme de crue:

L'Hydrogramme de crue est une identité de la crue, il nous donne les caractéristiques principales de la crues tel que:

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

Pour le tracer de l'Hydrogramme de crue, on doit suivre la méthode de Sokolovski qui divise l'Hydrogramme en deux parties non symétriques, une est calculée à partir du temps de montée et l'autre à partir du temps de la décrue.

- **Pour le temps de montée:**

$$Q_{montée} = Q_{max} \left(\frac{t}{t_m} \right)^2$$

T_m=t_c =1,523h : Temps de montée.

- **Pour la décrue:**

$$Q_{déc.} = Q_{max} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^3$$

Avec: T_d= δ t_m (Sokolovski)

CHAPITRE III : ETUDE HYDROLOGIQUE

δ : Coefficient dépendant des caractéristiques du bassin versant ,il est pris en général compris entre (2 — 4) , celui-ci est fonction du cours d'eau (longueur), de la perméabilité et du boisement du bassin ,on prend $\delta=3$.

Donc : $T_d = 2 \cdot 1,523 = 3,046h$

Les résultats de calcul des débits de la crue pour les différentes périodes de retour

(1000; 50 ; 20 ; 10) Ans, sont donnés dans le tableau n°III.34

Tableau n°III.23 : Débits fréquentiels pour la construction des hydrogrammes de crue

<i>temps</i>	<i>Q_{max}</i> <i>(0,1%)</i>	<i>Q_{max}</i> <i>(1%)</i>	<i>Q_{max}</i> <i>(2%)</i>	<i>Q_{max}</i> <i>(5%)</i>	<i>Q_{max}</i> <i>(10%)</i>
0	0	0,000	0	0	0
0,2	0,398	0,260	0,221	0,166	0,130
0,4	1,592	1,042	0,885	0,666	0,519
0,6	3,582	2,344	1,991	1,498	1,167
0,8	6,368	4,166	3,540	2,663	2,075
1	9,950	6,510	5,531	4,160	3,242
1,2	14,328	9,374	7,965	5,991	4,669
1,4	19,503	12,759	10,841	8,154	6,354
1,523	23,080	15,100	12,830	9,650	7,520
1,6	21,374	13,984	11,881	8,937	6,964
1,8	17,339	11,344	9,638	7,249	5,649
2	13,846	9,059	7,697	5,789	4,511
2,2	10,858	7,104	6,036	4,540	3,538
2,4	8,333	5,452	4,633	3,484	2,715
2,6	6,234	4,079	3,466	2,607	2,031
2,8	4,521	2,958	2,513	1,890	1,473
3	3,154	2,064	1,754	1,319	1,028
3,2	2,095	1,371	1,165	0,876	0,683
3,4	1,305	0,854	0,725	0,545	0,425
3,6	0,743	0,486	0,413	0,311	0,242
3,8	0,371	0,243	0,206	0,155	0,121
4	0,150	0,098	0,084	0,063	0,049
4,2	0,041	0,027	0,023	0,017	0,013
4,4	0,004	0,003	0,002	0,002	0,001
4,569	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

Les Hydrogramme de crues sont représentés par la Figure N°III. 9

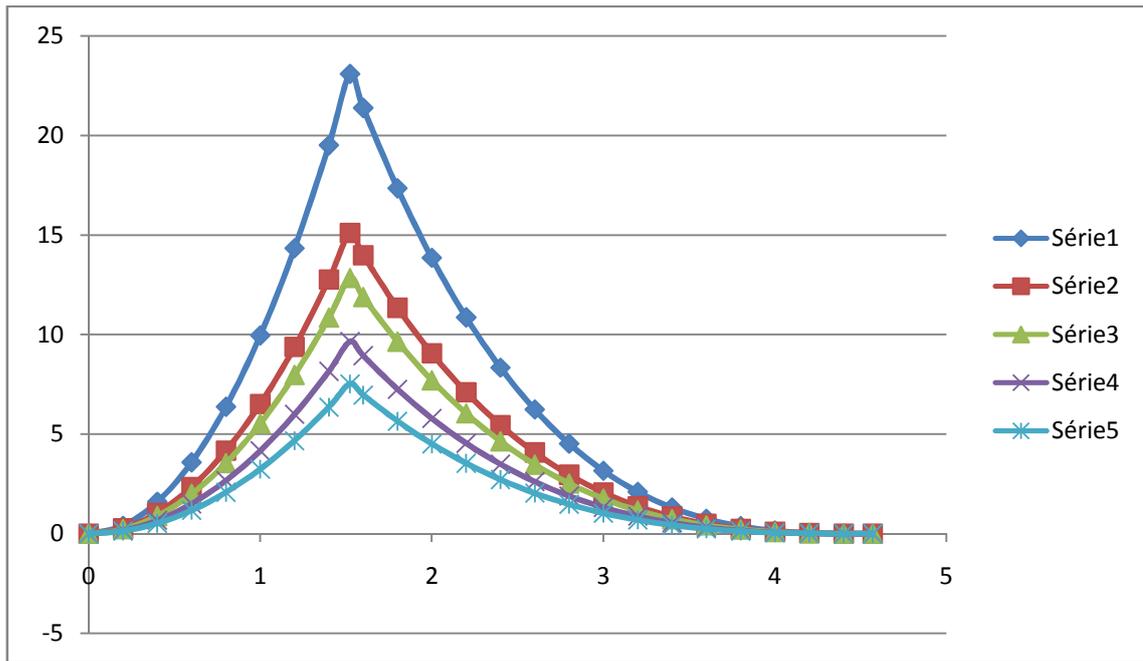


Fig n III 9 :Représentation de l'Hydrogramme de Crues

III.6 ESTIMATION DE LA CRUE DE PROJET

La crue de projet est la crue de plus faible fréquence entrant dans la retenue. Elle est prise en compte pour déterminer 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.

Souvent la crue de projet considérée est la crue du débit de pointe maximal, mais il n'est pas toujours certain que cette crue soit la plus défavorable pour le calcul de l'évacuateur de crues ; une crue moins pointue, mais plus étalée pourrait être plus défavorable. La période de retour minimale préconisée pour cette crue est comprise entre (100 et 1000) ans.

Le choix de la période de retour dépend du risque induit par la rupture du barrage. Cependant le risque global est lié aussi à la vulnérabilité de la vallée en aval (occupation de la zone susceptible d'être inondée en cas de rupture).Lorsque le barrage intéresse la sécurité publique la période de retour ne devra en aucun cas être inférieure à 1000 ans.

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

- Le comité national australien des grands barrages (CNAGB)
- Le CEMAGREF (ex : C.T.G.R.E.F).

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

- Méthode du gradient des valeurs extrêmes.
- Méthode PMP-PMF (pluie maximum probable –débits maximum probable).

Le comité australien des grands barrages donne les recommandations suivantes:

Tableau n°III.24 : Catégories des dommages résultant des crues

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

Tableau n°III.25: Crue de projet recommandée

Catégories des dommages	Crue de projet recommandée probabilité de dépassement annuelle
Elevés - Perte de vie; -Dommage considérable	1/100000 à 1/10000
Importants - Pas de perte de vie; -Dommages importants.	1/10000 à 1/1000
Faibles - Pas de perte de vie; - Dommages légers.	1/1000 à 1/100

- Pour la détermination de la crue de projet on doit tenir compte des caractéristiques géologiques et hydrologiques du bassin versant (précipitations superficie-perméabilité...)
- On doit calculer l'indice global "I_g" qui est lié à tous ces paramètres tel que :

$$I_g = I_a \times I_d \times I_r \dots\dots\dots(III.44).$$

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

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

I_r : représente les risques.

- SI :

1/ Le risque est faible ($I_g = 1$), on dimensionne l'évacuateur de crues pour une crue centennale.

2/ Le risqué est moyen ($I_g = 2$), on dimensionne pour la crue centennale avec vérification avec la crue cinq centennale et parfois millénaire.

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

Tableau n°III.26 : Choix de la crue de projet.

LE RISQUE	RISQUE FAIBLE	RISQUE MOYEN (MODERE)	RISQUE IMPORTANT
Hydrologie	Bonne connaissance	Connaissance moyennes	Incertitude
Géologie et géotechnique	Peu ou pas de difficulté	Quelques difficultés	Difficiles
Risque ou non de rupture	Faible	Moyen	Important
La crue de projet	$Q_{max}(1\%)+revanche$	$Q_{max}(1\%)+revanche$ majorée avec vérification pour $Q_{max}(0,1\%)$ et $Q_{max}(0,2\%)$	$Q_{max}(0,1\%)$

Pour notre cas, on peut considérer que les difficultés géologiques et géotechniques sont faibles, les connaissances hydrologiques paraissent moyennes et que le risque en aval n'est pas élevé (site éloigné des zones urbaines- volume d'emmagasinement relativement faible), donc on accepte un risque moyen ($I_g = 2$) et on opte pour la crue centennale :

D'où $Q=15,1m^3/s$.

III.6.1 TRANSPORT SOLIDE

Le transport solide dépend de l'étendue, du relief du bassin versant, de la nature géologique des sols et de leur résistances à l'érosion, liée elle même à la couverture végétale, au régime des pluies et des températures.

Le transport solide et le charriage du fond permettent la détermination du volume mort en fonction de la durée de vie de la retenue.

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

- Accumulation des matériaux solides dans la retenue.

Garantir le fonctionnement normal des pompes.

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

A. FORMULE DE TEXERONT:

$$V_m = \dots$$

avec :

Ts : le transport solide en (t/Km²/an).

Le : la lame écoulée en (m).

valeur qui correspond à une perméabilité moyenne du bassin versant donc α=350

AN: $T_s = 222T / \text{Km}^2/\text{an}$

$$V_m = (1.05 \div 1.10) \frac{Q_s T}{\delta_s}$$

Qs : Le débit solide (m³/s).

δs : Poids spécifique de la vase humide (δs = 1.6 t/m³).

$$Q_s = T_s \cdot S = 1478.96$$

S : Superficie du bassin versant.

α : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin on prend la T :

T : Délai de service ; T = 30 ans

Selon TEXERONT : $V_m = 29117 \text{ m}^3$

B. Formule de Sogreah:

$$E_s = \alpha \cdot P^{0.15}$$

α: paramètre caractérisant la perméabilité du bv (α = 350).

P: pluie moyenne annuelle (en m). P=0.406 m

$$E_s = 305.74 \text{ (t/Km}^2/\text{An)}.$$

$$A_s = E_s \times S = 2036.81 \text{ t/An.}$$

$$V_m = \frac{A_s \times T}{\delta_s}$$

$$V_m = 38190 \text{ m}^3$$

δs : Poids spécifique de la vase humide (δs = 1.6 t/m³).

C. Formule de GRAVILLOVIC

$$Q_s = q_{sp} C_{rm} \quad \text{m}^3/\text{Km}^2/\text{an}$$

$$q_{sp} = T \overline{P_{an}} \cdot \pi \sqrt{Z^3}$$

Où $\overline{P_{an}}$: Pluie moyenne interannuelle $\overline{P_{an}} = 406.2 \text{mm}$

T : Coefficient thermique

$$T = \sqrt{\frac{t_0}{10}} + 1$$

Avec t_0 : Température moyenne annuelle en C° $t_0 = 19\text{C}$, $T = 2.38$

Z : Coefficient dépendant de l'érosion du sol $Z = 0.55$ (érosion moyenne)

D'où $q_{sp} = 1239 \text{m}^3/\text{Km}^2/\text{an}$.

C_{rm} : Coefficient de rétention

$$C_{rm} = \frac{\sqrt{P \cdot H_{moy}}}{0.25(L + 10)}$$

Avec P : Périmètre en Km du bassin versant $P = 11.63 \text{Km}$

H_{moy} : Altitude moyenne en Km $H_{moy} = 0.478 \text{Km}$

L : Longueur du talweg principal en Km $L = 5.376 \text{Km}$

Donc $C_{rm} = 0.61$ D'où $Q_s = 760 \text{m}^3/\text{Km}^2/\text{an}$ $V_{mort} = 14250 \text{m}^3$

III.7 REGULARISATION DES DEBITS

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

Il y a deux types de régularisation sont utilisés:

- La régularisation saisonnière. ou annuelle
- La régularisation interannuelle

Les paramètres qu'on doit avoir pour pouvoir faire le calcul de la régularisation sont :

- *-La répartition mensuelle de la demande en eau d'irrigation.
- *- La répartition mensuelle de l'apport ($A_{80\%}$ Hm^3).
- *-La répartition mensuelle des infiltrations et d'évaporation.
- *-Les courbes caractéristiques de la retenue (Fig.).

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

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

Il s'agit donc de faire un bilan d'eau pendant une année avec un pas de calcul d'un mois et de trouver un optimum de régularisation.

III.7.1 Répartition des besoins :

Les besoins (en %) se repartissent comme suit :

Tableau N°III.27 : Répartition mensuelle des besoins.

MOIS	S EP	O CT	N	D EC	J AN	F EV	M	A VR	M AI	J UI	J UIL	A
Besoin en (%)	6.10	1.39	0	0	0	0	0	4.74	12.94	21.07	29.73	23.72
U_{irr} (m^3)	4843. 4	1103. 66	0	0	0	0	0	3763. 56	1027 4.36	1672 9.58	23605 .62	1883 3.68

III.7.2 Répartition mensuelle de l'apport $A_{80\%}$ (Hm^3):

Les distributions moyennes mensuelles de l'apport moyen annuel et de l'apport correspondant à la fréquence de 80 % sur Oued Hassana sont portées dans le tableau suivant :

Tableau n°III.28: Répartition mensuelle des apports

MOIS	SEP	OCT	NOV	DEC.	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOU
Pluies mens (%)	23,01	6,52	6,01	33,9	1,60	5,34	8,28	7,04	2,58	3,01	1,89	0,82
A (Mm³)	0,0 736	0, 0209	0, 0192	0, 1085	0, 0051	0, 0171	0, 0265	0, 0225	0, 0083	0, 0096	0, 0060	0, 0026
A_{80%} (Mm³)	37 046	10 497	9 676	5 4579	2 576	8 597	1 3331	11 334	4 154	4 846	3 043	1 320

III.7.3 Courbes « Hauteurs –Capacités -Surface » :

L'établissement du plan d'eau en courbe de niveau donne, d'une part les variations du volume de la retenue en fonction de la cote de la retenue normale et d'autre part la variation de la surface submergée de la retenue en fonction de la cote du plan d'eau, ce qui permettra de calculer les pertes par évaporation.

La cote minimale relevée est de 870,00m et la cote maximale de 892m, soit hauteur près de 22Mètres.

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

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

$$\Delta V_1 = \frac{2}{3} \cdot S_1 \cdot \Delta H$$

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 niveau successives

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

Le tableau donne les caractéristiques topographiques de la retenue.

Altitude en m	Surface	Smoy	ΔH	ΔV	V
---------------	---------	------	------------	------------	---

NGA					
259	0	0,491	1	0,491	0
260	0,737	0,982	1	0,982	0,491
261	1,227	2,231	1	2,231	1,473
262	3,235	5,204	1	5,204	3,704
263	7,173	8,546	1	8,546	8,908
264	9,92	11,059	1	11,059	17,454
265	12,199	13,492	1	13,492	28,514
266	14,786	16,156	1	16,156	42,006
267	17,527	19,089	1	19,089	58,163
268	20,651	22,259	1	22,259	77,252
269	23,868	25,789	1	25,789	99,512
270	27.71				125,3

Tableau n°III.29 : Courbes topographiques et volumétriques

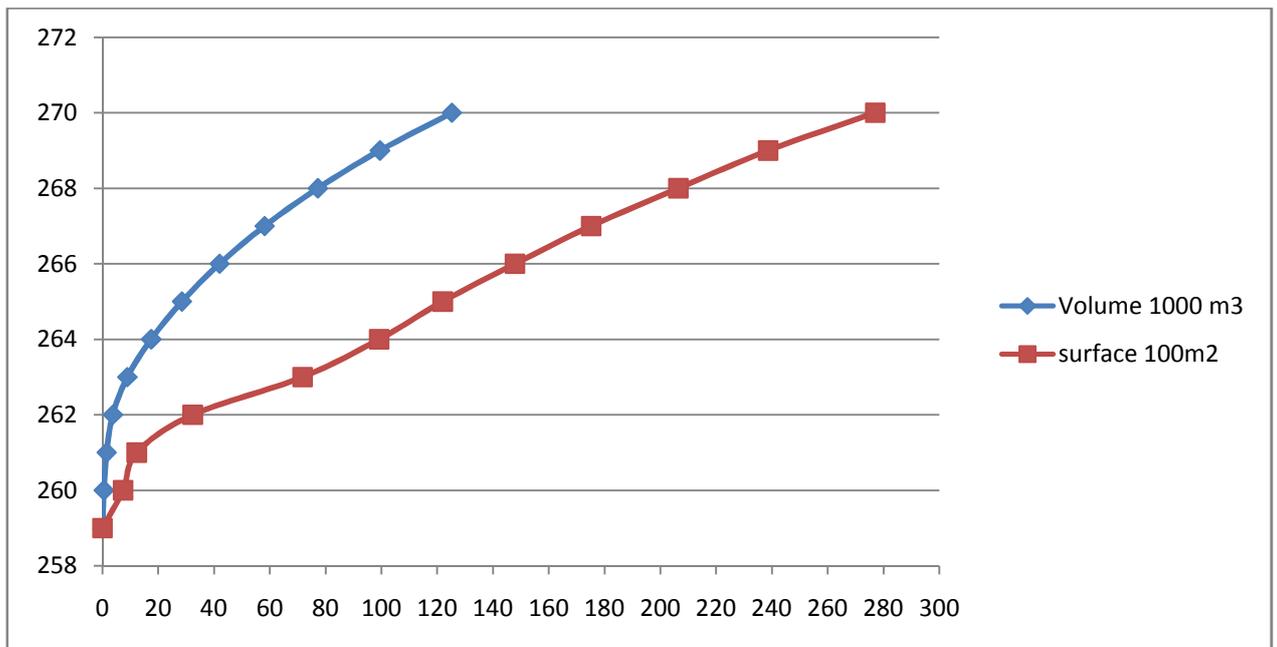


Fig N III 10 : Courbes Surface Hauteur Capacité

III.7.4 Calcul du volume utile :

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

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

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

Procédé de calcul:

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

La période à bonne hydraulicité est celle du mois d'octobre jusqu'au mois d'avril. Les calculs se font comme suit :

$$V_{rf} = V_{ri} + (W-U)$$

III.7.5 Calcul du volume utile en tenant compte des pertes:

e) Calcul des pertes:

Perte par infiltrations:

Le volume mensuel des pertes par infiltrations est:

$$V_{\text{inf}} = \frac{\delta \cdot V_{\text{moy}}}{100}$$

δ : coefficient dépendant des conditions hydrologiques de la cuvette $\delta = (0.5 \div 1.5)$. on prend ($\delta = 1$)

$$V_{\text{moy}} = \frac{V_{ri} + V_{ri+1}}{2}$$

Pertes par évaporation:

Le volume mensuel des pertes par évaporation est:

$$V_{\text{exp}} = E_s \cdot S_{\text{moy}}$$

E_s : évaporation mensuelle.

S_{moy} : surface du plan d'eau correspondant au volume moyen.

$$V_s = 137925,4 \text{ m}^3.$$

$$V_d = 56080,2 \text{ m}^3.$$

$$V_U = V_d = 56080 \text{ m}^3.$$

$$V_u = 56080 \text{ m}^3.$$

$$V_{\text{NNR}} = V_u + V_M = 56080 + 29117 = 85197,2 \text{ m}^3$$

$$\text{Surface inondable} = 21799,47 \text{ m}^2$$

$$\text{Cote N.N.R} = 268,36$$

Tableau n°III.30: Régularisation Saisonnière sans tenir compte des pertes en (Hm³).

1^{ère} consigne d'exploitation

Mo is	A _{80%} (M m ³)	U _{80%} (M m ³)	A-U (Mm ³)	1 ^{ère} consigne d'exploitation		
				V _{ri} (Mm ³)	V _{rf} (Mm ³)	S (Mm ³)
sep	37046	4843.4	32202.6	29117	29117	
oct	10497	1103.66	9393.34	61319,6	61319,6	
nov	9676	0	9676	70712,94	70712,94	
dec	54579	0	54579	80388,94	80388,94	
jan	2576	0	2576	134967,9	85197,24	49770.7
fév	8597	0	8597	87773,24	85197,24	2576
ma rs	13331	0	13331	93794,24	85197,24	8597
avr	11334	3763.56	-7570.4	98528,24	85197,24	13331
mai s	4154	10274.36	-6120.4	92767,68	85197,24	7570.44
jui n	4846	16729.58	-11884	79076,88	79076,88	
juil	3043	23605.62	-205623	67193,3	67193,3	
aou t	1320	18833.6 8	-17513.7	46630,68	46630,68	81845,14
				29117	29117	$\sum S = 0,28$

Avec :

V_{rf} : Volume de remplissage final

V_{ri} : Volume de remplissage initial

S : Volume excédentaire à évacuer

Tableau n°III.31: Régularisation Saisonnière sans tenir compte des pertes en (Hm³)

2^{ème} consigne d'exploitation

Moi s	A _{80%} (Mm ³)	U _{80%} (M m ³)	A-U (Mm ³)	2 ^{ème} consigne d'exploitation		
				V _{ri} (Mm ³)	V _{rf} (Mm ³)	S (Mm ³)
sep	37046	4843.4	32202.6	-3085,6	29117	88282.8
				19723,66		65473.6
oct	10497	1103.66	9393.34	19441	61319,6	65756.2
					70712,94	
nov	9676	0	9676	-1456,2	80388,94	86653.4
dec	54579	0	54579	53122,8	53122,8	
jan	2576	0	2576	55698,8	55698,8	
fév	8597	0	8597	64295,8	64295,8	
mars	13331	0	13331	77626,8	77626,8	
avr	11334	3763.56	-7570.44	85197,24	85197,24	
mais	4154	10274.36	-6120.36	79076,88	79076,88	
juin	4846	16729.58	-11883.6	67193,3	67193,3	
juil	3043	23605.62	-20562.6	46630,68	46630,68	-306166
aout	1320	18833.68	-17513.7	29117	29117	∑S = 0,28

III.7.5.1 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes :

Les pertes dans la retenue sont à deux sortes :

- ✓ Pertes par évaporation.
- ✓ Pertes par infiltration.

A. Pertes par évaporation :

On a:

$$V_{ep} = E_s \cdot S_{moy}$$

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

E_s : Evaporation mensuelle (m).

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

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

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

B. Pertes par infiltration :

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100}$$

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

δ : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette déterminer d'après le tableau III.46.

Tableau n°III.32: valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologique.

NATURE	HAUTEUR D'INFILTRATION PENDANT UNE ANNEE (CM)	δ	
		Année	Mois
Sol a faible perméabilité	0 à 50	5 à 10	0,5 à 1,0
Sol à perméable moyenne	50 à 100	10 à 20	1 à 1,5
Sol a forte perméabilité	>100 à 200	>20 à 40	>1,5 à 3,0

C. Estimation de l'erreur :

Les volumes des pertes sont considérés comme consommation pour ces calculs on doit vérifier la condition suivante :

$$\varepsilon = \frac{V'_u - V_u}{V_u} \cdot 100 \quad \text{Avec} \quad 1\% < \varepsilon < 2\%$$

V_u : volume utile sans tenir compte des pertes.

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

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

Tableau n°III.33 : La Première Approximation :

Mois	V_{moy} Mm ³	S_{moy} (Ha)	Es (m)	V_{inf} Mm ³	V_{evp} Mm ³	Π Mm ³	$W-(U-\pi)$
Sept	45218,3	15,33	185	226,09	2836,05	3062,14	29140,46
Oct	66016,27	18,812	122	330,08	2295,064	2625,15	6768,19
Nov	75550,94	20,37	56	377,75	1140,72	1518,47	8157,53
Déc	82793,09	21,452	44	413,97	943,888	1357,85	53221,15
Jan	85197,24	21,799	49	425,99	1068,151	1494,14	1081,86
Fév	85197,24	21,799	58	425,99	1264,342	1690,33	6906,67
Mars	85197,24	21,799	83	425,99	1809,317	2235,30	11095,70
Avr	85197,24	21,799	102	425,99	2223,498	2649,48	4920,96
Mai	82136,74	21,357	134	410,68	2861,838	3272,52	-9392,88
Juin	73134,77	19,977	166	365,67	3316,182	3681,86	-15565,44
Juil	56911,99	17,315	254	284,56	4398,01	4682,57	-25245,19
Août	37873,84	13,994	259	189,37	3624,446	3813,82	-21327,50

$V_s = 121292.51m^3$ Et $V_d = 71531m^3$

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

Donc : $V_U = V_d = 71531 m^3$.

$V_{NNR} = V_U + V_m = 71531 + 29117 = 100648 m^3$

$$V_{\text{NNR}}=100648 \text{ m}^3 \quad \Rightarrow \quad \text{COTE NNR} = 269.04 \text{ m}$$

$$\square = \frac{\quad}{\quad} 100 = 27.55\% \quad \square = 27.55\%$$

Donc on fait une deuxième approximation

La deuxième approximation : D'après le tableau n° III.38 on a :

$$V_s = 1,6727 \text{ Mm}^3 \quad \text{Et} \quad V_d = 1,5417 \text{ Mm}^3.$$

Tableau n III.34 : La Deuxième Approximation

Mois	V_{moy} Mm ³	S_{moy} (Ha)	Es (m)	V_{inf} Mm ³	V_{evp} Mm ³	Π Mm ³	$W-(U - \pi)$
Sept	43687,23	15,071	185	218,44	2788,14	3006,57	29196,03
Oct	61641,56	18,096	122	308,21	2207,71	2515,92	6877,42
Nov	69104,42	19,318	56	345,52	1081,81	1427,33	8248,67
Déc	86915,59	22,048	44	434,58	970,11	1404,69	53174,31
Jan	100648	24,04	49	503,24	1177,96	1681,20	894,80
Fév	100648	24,04	58	503,24	1394,32	1897,56	6678,44
Mars	100648	24,04	83	503,24	1995,32	2498,56	10832,44
Avr	100648	24,04	102	503,24	2452,08	2955,32	4615,12
Mai	95951,56	23,35	134	479,76	3128,90	3608,66	-9729,02
Juin	83472,4	21,55	166	417,36	3577,30	3994,66	-15878,26
Juil	63067,09	17,315	254	315,34	4655,82	4971,16	-25533,76
Août	39780,74	13,994	259	198,90	3718,98	3917,88	-21431,58

$$V_s = 120517.23 \text{ m}^3 \quad \text{Et} \quad V_d = 72572.62 \text{ m}^3.$$

$$\zeta = 1.46\%$$

Donc : $V_U = V_d = 71531 \text{ m}^3.$

$$V_{\text{NNR}} = V_U + V_m = 72572.62 + 29117 = 101690 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{NNR}} = 101690 \text{ m}^3 \quad \Rightarrow \quad \text{COTE NNR} = 269.08 \text{ m}$$

$$\square = \frac{\quad}{\quad} 100 = 1.46\% \quad \square = 1.46\%$$

III.8 LAMINAGE DES CRUES :

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

$$Q \cdot dt = q \cdot dt + S \cdot dh$$

Où :

Q : le débit entrant de la crue.

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

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

Le débit cumulé à l' instant t est :

$$Q - q = S \cdot \frac{dh}{dt}$$

Où :

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

Il existe plusieurs procédés de calcul comme Hedeblat, Sorensen, Blakmore, Kotcherine, Patapov, Step by step et d'autre méthodes, nous retenons la méthode Méthode de Kotcherine.

III.8.1 Méthode de KOTCHERINE :

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

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

III.8.2 Estimation du débit de crue laminée :

Le volume stocké est exprime selon la relation suivant :

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

Où :

V_F : le volume d'eau en charge,

V_C : le volume de la crue,

$Q_{\%}$: le débit de la crue,

q_{lam} : le débit laminé.

De cette relation se déduit le débit de crue laminée :

$$q_{lam} = Q_{\%} \cdot \left(1 - \frac{V_F}{V_C}\right)$$

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

III.8.3 Estimation de la charge au dessus du déversoir :

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

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

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; [$g = 9,81 \text{ m}^2/\text{s}^2$];
 L : la largeur de déversoir,

H : la charge sur le déversoir (on fait varier de 0,5 à 4 m),

Connaissant ce débit et parce qu'aussi :

$$q = S \cdot V_{moy} \quad \text{Et} \quad S = L \cdot (H/2 + P)$$

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

$$V_{moy} = \frac{q}{L \cdot (H/2 + P)}$$

Enfin on calcule les débits en faisant varier cette fois la largeur déversante par la même formule qui a dessus et L compris entre 20 et 50 mètres.

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

$$H_o = H/2 + \frac{\alpha \cdot V_{moy}^2}{2g}$$

Où :

H_0 : est la charge globale;

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

P : la hauteur de pelle.

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

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

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

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

$$Q_{\text{lam}} = Q_{\%} \left(1 - \frac{V_{\text{ch}}}{V_{\text{cr}}}\right)$$

$Q_{\%}$: débit maximum de crue considérée en m^3/s .

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

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

$$V_{\text{cr}} = \frac{1}{2} q_{\%} T_b$$

T_b : temps global de la crue.

D'après le tableau, on réalise des courbes croissantes représentées dans la figure (IV.14). la courbe $H=f(q, Q)$ nous permet de définir la largeur du déversoir optimal ainsi que le débit correspondant.

A travers le tableau, on réalise les courbes de variation des volumes déversés pour chaque largeur du déversoir puisque la courbe $V=f(q, Q)$ qui nous permet de faire le choix de la largeur du déversoir économique (Voir figure (IV.15)).

Les caractéristiques de chaque largeur du déversoir proposée comme le débit évacué, le volume de la charge et la lame déversée est représenté dans le tableau suivant.

Tableau n°III.35 : Données initiales :

Données initiales	
g	9,81 m²/s
α	1
Q_{1%}	15.1m³/s
V_{crue 1%}	72820m³
m	0,48
P	1m

Tableau n°III.36 : 1 ère étape de calcul.

b	H	débit	surface	vitesse	V_{forcé}
(m)	(m)	(m³/s)	(m²)	(m/s)	(Mm³)
2	0,4	1,08	0,80	1,34	12378,72
4	0,6	3,95	2,40	1,65	17536,52
6	0,8	9,45	4,94	1,91	22952,21
8	1	17,01	8,00	2,13	27852,12
10	1,2	27,95	12,00	2,33	33009,92
12	1,4	42,26	16,80	2,52	38167,72

Tableau n°III.37 : 2 ème étape de calcul

H	V _{moy}	H ₀	Débit m ³ /s					
			b=2 m	b=4 m	b=6m	b=8 m	b=1 0m	b=1 2m
0,4	1,345	0,492	1,468	2,937	4,405	5,874	7,342	8,810
0,6	1,646	0,738	2,696	5,393	8,089	10,786	13,482	16,178
0,8	1,9	0,984	4,151	8,301	12,452	16,602	20,753	24,904
1	2,125	1,230	5,802	11,604	17,405	23,207	29,009	34,811
1,2	2,33	1,477	7,631	15,261	22,892	30,523	38,153	45,784
1,4	2,515	1,722	9,612	19,224	28,836	38,448	48,060	57,672

Tableau n°III.38 : 3 ème étape de calcul

H	V forcé	q Laminé	Débit m ³ /s					
			b=2m	b=4 m	b=6m	b=8m	b=10m	b=12m
(m)	(Mm ³)	(m ³ /s)						
0,4	11347	12,747	1,468	2,937	4,405	5,874	7,342	8,810
0,6	16505	11,678	2,696	5,393	8,089	10,786	13,482	16,178
0,8	21663	10,608	4,151	8,301	12,452	16,602	20,753	24,904
1	26820	9,539	5,802	11,604	17,405	23,207	29,009	34,811
1,2	31978	8,469	7,631	15,261	22,892	30,523	38,153	45,784
1,4	37136	7,399	9,612	19,224	28,836	38,448	48,060	57,672

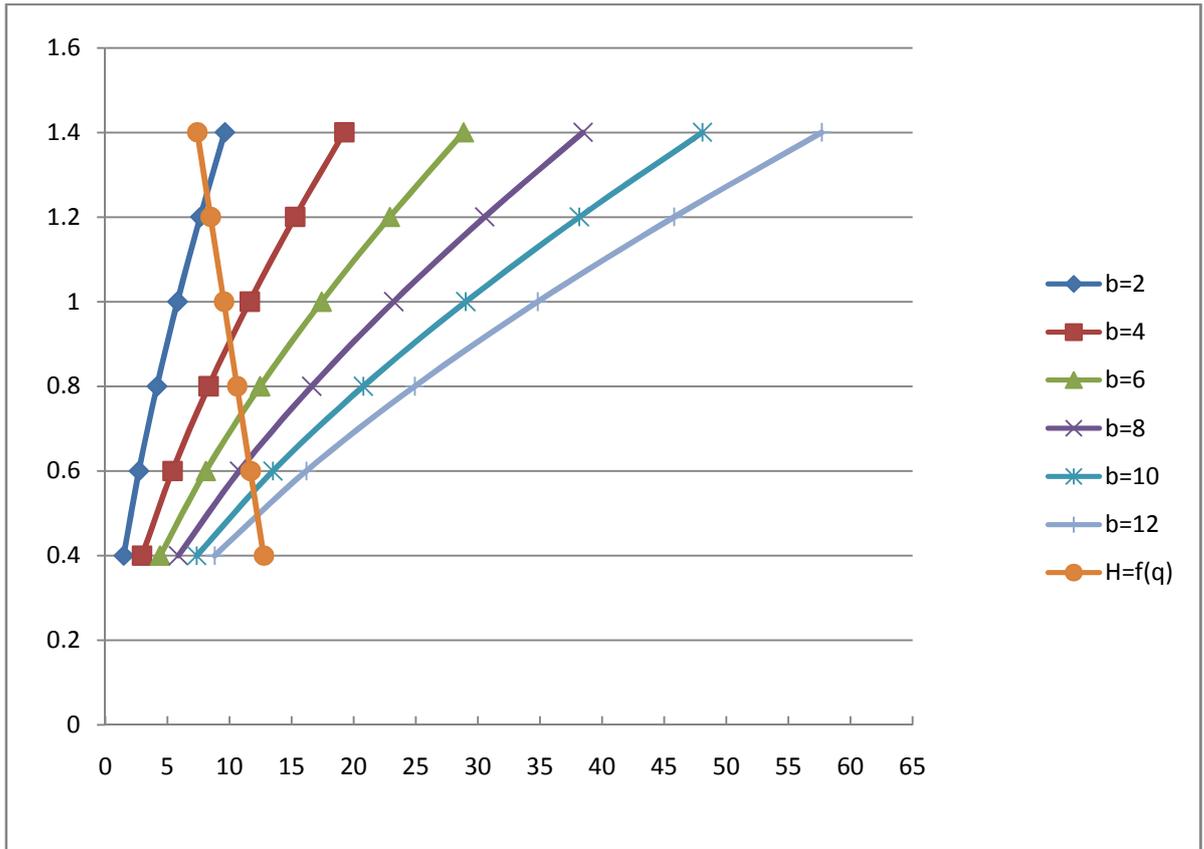


Figure III.11 : Courbes $H=f(Q . q)$

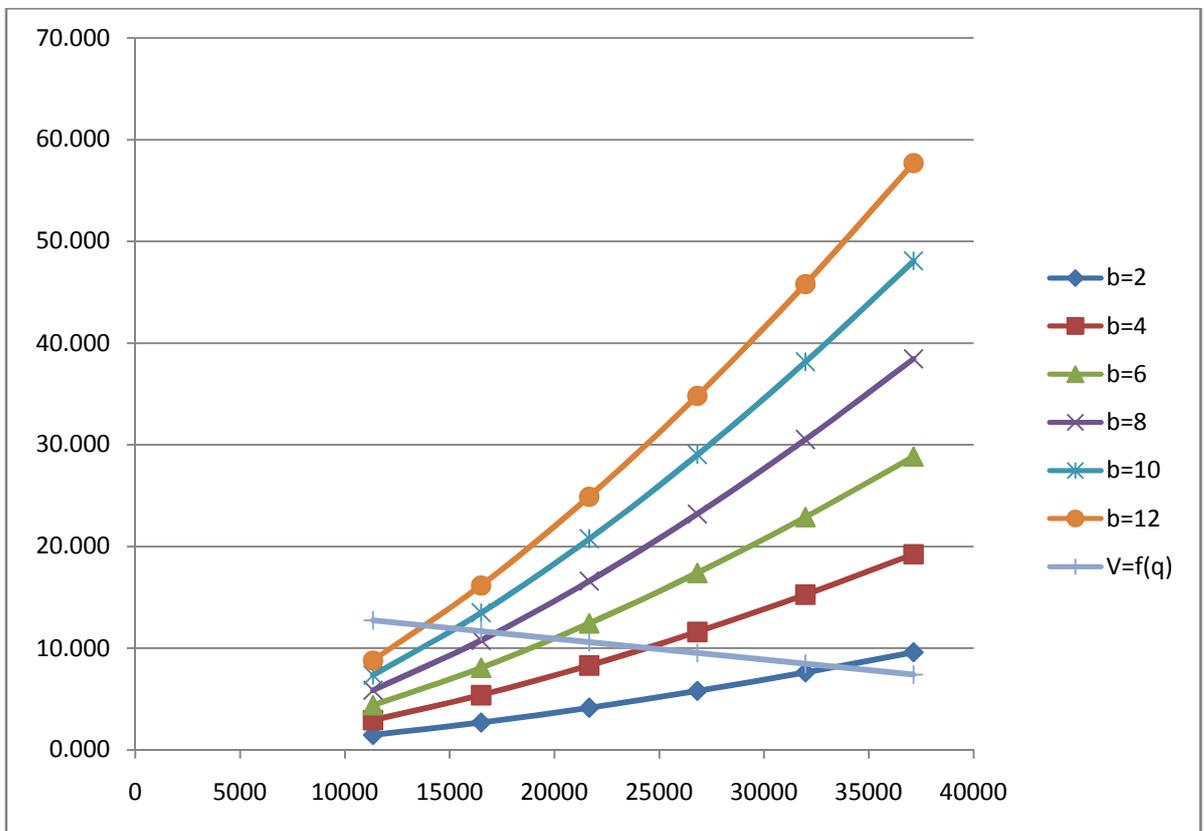


Figure III.12 : courbes $V=f(Q . q)$

Tous les calculs et résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau n°III.39 : Récapitulatif des résultats de la méthode de Kotcherine.

b (m)	H (m)	NPHE (m)	q(m³/s)	V_{forcé}(Mm³)
2	1,24	890,55	8.04	34041
4	0.9	890,41	9.88	25273
6	0.73	890,3	10.8	20890
8	0.62	890,22	11.34	18052
10	0.55	890,15	11.78	16247
12	0.49	890,09	12	14700

III.9 ETUDE D'OPTIMISATION :

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

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

III.9.1 Calcul du coût approximatif de la digue :

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

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

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 $[H_i = NNR - Cf + R + h_{dév} + t]$.

R : Revanche en (m).

t : Tassement en (m).

III.9.1.1 Calcul de la revanche :

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

Sans séisme :

A. Formule de STEVENSON GAILLARD :

$$R = 0,75 \cdot H + \frac{V^2}{2g} \quad \text{Avec} \quad H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{F} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{F}$$

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

F : largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment et direction du barrage appelée Fetch et doit inférieure à 18kilomètre [F = 0,3 km].

A.N :

$$H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{0,3} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{0,3} = 0,74 \text{ m}$$

D'où :

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,78 = 2,98 \text{ m/s}$$

Donc :

$$\boxed{R=1\text{m}}$$

B. Formule de MALLET et PAQUANT :

$$R = 0,75 \cdot H + \frac{V^2}{2g} \quad \text{Avec} \quad H = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{F}$$

A.N :

$$H = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{0,3} = 0,68 \text{ m}$$

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,68 = 2,86 \text{ m/s}$$

Donc :

$$\boxed{R=0.93\text{m}}$$

C. Formule Simplifiée :

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F} \quad R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{0,3} = 1,16 \text{ m}$$

$$\boxed{R=1.16\text{m}}$$

Commentaire :

On remarque que tous les formules pour des mesures de sécurité sont plus proche a la moyenne, on prend la valeur de la revanche : R =1 m.

$$H_b = \text{NNR} - C_f + h_{\text{dév}} + R + t.$$

$$H_b = 269 - 259 + 1 + 0.6 = 11.6$$

En considérant l'effet de séisme :

Cote de la crête = NNR + h₁ + h₂ + a

$$R_s = h_1 + h_2$$

Ou :

NNR Niveau Normal de la Retenue. (m)

- h₁ c'est le tassement de la digue par le séisme. (m)
- h₂ c'est la montée d'eau dans la digue par le séisme. (m)
- h₁ = 0.05H_d ; ou H_d est la hauteur de la digue.
- h₂ = 0.75(K_s.H²)^{0.333} ou H est la hauteur de la digue jusqu'au niveau d'eau normales.
- K_s coefficient d'accélération de séisme

En accord avec les règles parasismique de l'Algérie RPA 99 l'ouvrage est situé dans la Zone III et se classe dans le Groupe 3 ce qui lui correspond un coefficient d'accélération de 0.18.

$$h_1 = 0.58\text{m} \quad h_2 = 1.96\text{m}$$

$$\text{Cote de la crête} = 272.22\text{m}$$

III.9.1.2 Largeur en crête :

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

1) Formule de KNAPPENT :

$$b_{\text{cr}} = 1,65 \cdot \sqrt{H_b}$$

2) Formule de E- F-PREECE :

$$b_{\text{cr}} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1$$

3) Formule Anonyme (simplifiée) :

$$b_{\text{cr}} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3$$

4) Formule pratique :

$$b_{\text{cr}} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b}$$

On admet une valeur de t = 0,6 mètre pour le tassement de retenue, le tableau n°III.40 nous donne les résultats du calcul pour les différents largeurs et lames déversantes.

Tableau N III.40 : Différentes largeur en crête

Largeurs déversantes (m)	Lames déversantes (m)	Tassements (m)	Hauteur du barrage (m)	Largeur en crête du barrage (m)			
				KNAP PEN	PRE ECE	PRATIQUE	SIMPLIFIEE
2	1,24	0,6	14,46	6,27	5,18	6,34	5,77
4	0.9	0,6	14,12	6,20	5,13	6,26	5,70
6	0.73	0,6	13,95	6,16	5,11	6,22	5,67
8	0.62	0,6	13,84	6,14	5,09	6,20	5,64
10	0.55	0,6	13,77	6,12	5,08	6,18	5,63
12	0.49	0,6	13,71	6,11	5,07	6,17	5,62

III.9.1.3 Calcul le volume et le coût de la digue :

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

Tableau n°III.41 : Coût et Volume de la Digue.

Coût de la digue		
Largeur déversantes (m)	Volume de la digue (m ³)	Coût de la digue 10 ⁶ (DA)
2	47009	18.8
4	44540	17.82
6	43333	17.33
8	42560	17
10	42073	16.83
12	41657	16.66

Pour les fruits des talus de la digue amont et aval on prend respectivement 3 et 2,5mètre, et pour Le prix du mètre cube du remblai est estimé à 350 DA.

III.9.2 Calcul du coût de l'évacuateur de crues :

III.9.2.1 Coût du déversoir :

Le déversoir sera construit en béton armé, de type profile Creager, celui-ci s'adapte mieux à l'écoulement puisque la lame déversante épouse toujours le profil, donc on aura une diminution des phénomènes hydrauliques dangereux (cavitation, dépression...), pouvant engendrer des dégâts importants et provoquant à la suite l'instabilité de l'ouvrage. Le coefficient de débit est 0,48

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

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

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 deux mille dinars Algériens 22000 DA, le coût du déversoir pour les différentes largeurs déversantes sera :

Tableau n°III.42 : coût de déversoir.

<i>Coût du déversoir</i>			
<i>Largeurs déversantes (m)</i>	<i>Section (m²)</i>	<i>Volume du béton (m³)</i>	<i>Coût du déversoir millions (DA).</i>
2	2.48	4.96	0,11
4	2.1	8.4	0,185
6	1.84	11.04	0,24
8	1.68	13.44	0,3
10	1.58	15.8	0,35
12	1.5	18	0,4

III.9.2.2 Coût de 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 1m.

D'où la hauteur totale du mur : $H_{ca} = P + H + R$

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 40m

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

D'où le volume du canal d'approche est estimé par $V = S.e = L.H_{ca}.e$

Tableau n°III.43 : Coût du Canal d'Approche

Largeur déversants (m).	Volume du béton (m ³).	Coût du canal d'approche
2	50.4	1,12
4	46.32	1,02
6	44.28	0,97
8	42.96	0,945
10	42.12	0,93
12	41.4	0,91

III.9.3 le coût total du Retenue :

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

Tableau n°III.44: coût Total du Retenue.

largeurs déversants (m)	coût de la digue (millions de DA)	coût de l'évacuateur de crue (millions de DA)		coût total (millions DA)
		déversoir	canal d'approche	
2	18.8	0,11	1,12	20,03
4	17.82	0,185	1,02	19,025
6	17.33	0,24	0,97	18,54
8	17	0,3	0,945	18,245
10	16.83	0,35	0,93	18,11
12	16.66	0,4	0,91	17,97

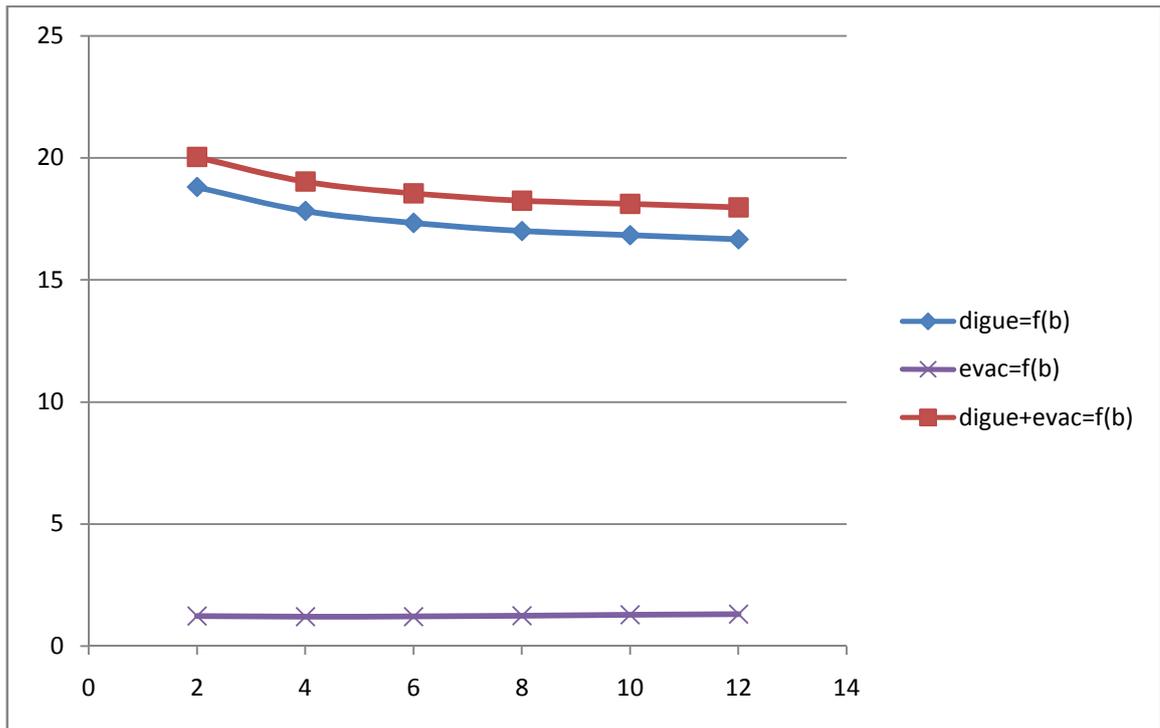


Figure III.13 : Optimisation de la Digue

D'après la courbe d'optimisation représentée par la FigureN°III.20, la largeur déversant donnant le coût minimum est **12mètre**.

Donc la hauteur du barrage est :

$$H_b = 13,7 \text{ mètre}$$

Et le niveau de crête est :

$$\text{Cote de la crete} = 272.7\text{m}$$

CHAPITRE IV :

ETUDE DES VARIANTES DE LA DIGUE

CHAPITRE IV : ETUDE DES VARIANTES DIGUES:

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

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

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

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

IV.1 LE CHOIX DU SITE DU BARRAGE :

Le choix du site de l'ouvrage, doit tenir compte de :

La convenance technico-économique de sa situation et ses alentours, les secteurs d'irrigation ou d'approvisionnement à la population et les possibles difficultés du transfert de l'eau depuis l'emplacement choisi jusqu'au point de distribution d'eau.

L'emplacement du barrage où la relation entre le volume utile et le secteur occupé par celui-ci doit être au maximum; sans oublier que le secteur doit être vaste pour satisfaire la régularisation du barrage.

Aspects économiques tels que : affectations de terrains, d'habitations et d'infrastructures par les inondations.

Possibilité de voies d'accès au lieu, fourniture d'énergie électrique, approvisionnement d'eau potable, entre autres aspects d'intérêt.

IV.2 LE CHOIX DU TYPE DE BARRAGE :

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

✓ **La topographie du site:**

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

✓ **La morphologie de la vallée :**

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

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

✓ **Les conditions géologiques et géotechniques :**

La nature, la résistance, le pendage, la fracturation et la perméabilité des formations

rencontrées dans le bassin versant, constituent un ensemble de facteurs permettant la détermination du site et du type de barrage à implanter.

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

-Les fondations graveleuses conviennent en général pour les barrages en terre ou en enrochement, mais il faut toujours attribuer des dispositifs d'étanchéité et de drainage afin de contrôler les fuites et les percolations (Risque de Renard), et les tassements différentiels.

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

✓ **Les matériaux de construction :**

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

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

IV.3 LES VARIANTES A CHOISIR :

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

✓ **Le barrage en terre homogène.**

Ce sont des barrages constitués d'un seul matériau qui garantit l'imperméabilité, accompagnée de dispositifs de drainage contre la filtration. Le remblai est constitué de matériaux du type argile, argile sablonneuse, limons, sable limoneux, sable, 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).

✓ **Le barrage en terre hétérogènes ou zoné.**

Ce sont des barrages composés de deux matériaux, l'un imperméable et l'autre résistant, séparés par des couches de transition. Ces derniers peuvent être classés en terre avec enrochement, en terre avec écran, en terre avec noyau ou zoné, etc.

Ce noyau interne a l'avantage d'être peu sensible aux agressions extérieures, il présente l'inconvénient d'être difficilement réparable en cas de fuites.

✓ **Barrage en terre à masque :**

La réalisation d'un noyau étanche peut présenter des Difficultés telles manque de matériaux convenables, difficulté de mise en œuvre,.....Dans ce cas la solution c'est le

barrage à masque amont. La résistance mécanique est apportée par un remblai homogène à granulométrie élevée (enrochement en général) alors qu'un organe mince tel que une géomembrane ou un masque en béton armé ou bitumineux est placé plus couramment sur sa face amont pour assurer l'étanchéité.

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

IV.4 DEFINITION DE PROFIL GENERAL DE LA RETENUE :

IV.4.1 Hauteur de barrage :

IV.4.1.1 Calcul de la revanche :

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

1. Sans séisme :

a) Formule de STEVENSON GAILLARD :

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

Avec

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

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

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

A.N :

$$H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{0,3} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{0,3} = 0,74\text{m}$$

D'où :

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,74 = 2,98\text{m/s}$$

Donc :

$$R = 0,75 \cdot 0,74 + \frac{2,98^2}{2 \cdot 9,81} = 1,01\text{ m}$$

b) Formule de MALLET et PAQUANT :

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

$$H = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{F}$$

Avec

A.N :

$$H = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{0,3} = 0,68\text{m}$$

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,68 = 2,86\text{m/s}$$

Donc :

$$R = 0,75 \cdot 0,68 + \frac{2,86^2}{2 \cdot 9,81} = 0,93\text{ m}$$

c) Formule Simplifiée :

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F}$$

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{0,6} = 1,23\text{ m}$$

Commentaire :

On remarque que tous les formules pour des mesures de sécurité sont plus proche a la moyenne, on prend la valeur de la revanche : $R = 1\text{ m}$.

2. En considérant l'effet de séisme :

Cote de la crete = $NNR + h_1 + h_2 + a$

$$R_s = h_1 + h_2$$

Ou :

- NNR Niveau Normal de la Retenue. (m)
- H_1 c'est le tassement de la digue par le séisme. (m)
- H_2 c'est la montée d'eau dans la digue par le séisme. (m)

$H_1 = 0.05H_d$; ou H_d est la hauteur de la digue.

$H_2 = 0.75(K_s \cdot H^2)^{0.333}$ ou H est la hauteur de la digue jusqu'au niveau d'eau normales.

K_s coefficient d'accélération de séisme

En accord avec les règles parasismique de l'Algérie RPA 99 l'ouvrage est situé dans la Zone III et se classe dans le Groupe 3 ce qui lui correspond un coefficient d'accélération de 0.18.

$$H_1=0.58\text{m} \quad h_2=1.96\text{m}$$

$$\text{Cote de la crete}=272.14\text{m}$$

IV.4.1.2 Calcul du tassement du barrage :

Dans les petits barrages t(0.4-0.6) m

$$\text{On prend} \quad t=0.6 \text{ m}$$

$$H_b = \text{NNR} - C_f + h_{\text{dév}} + R + t$$

$$\text{donc} \Rightarrow H_b = 269.08 - 259 + 0,58 + 1,96 + 0,6 + 0.49 = 13,7 \text{ m}$$

$$H_b=13.7 \text{ m}$$

$$\text{Cote de la crete}=272.7$$

IV.4.2 La largeur en crête :

Pour les digues dont les hauteurs sont inférieures à 10 m, la largeur de la crête ne doit pas être inférieure à 3m. Pour les digues de hauteur supérieure à 10m, la largeur de la crête sera égale à 1/ 3 de la hauteur de la digue, mais en général il est recommandable que la largeur soit de 4 à 7m.

1) Formule de KNAPPEN T :

$$b_{\text{cr}} = 1,65 \cdot \sqrt{H_b}$$

2) Formule de E- F-PREECE :

$$b_{\text{cr}} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1$$

3) Formule Anonyme (simplifiée) :

$$b_{\text{cr}} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3$$

4) Formule pratique :

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b}$$

H_b : Hauteur du barrage [m]

Tableau n°V.1 : Récapitulatif des résultats de calcul de largeur en crête.

Formule	b _{cr} (m)
KNAPPEN	6.11
EF PREECE	5.07
PRATIQUE	6.17
SIMPLIFIEE	5.62

On opte pour une largeur de crête égale à :

$$b_{cr} = 6 \text{ m}$$

IV.4.3 La longueur en crête :

La longueur de la crête est tirée à partir du plan de l'aménagement qui égale à :

$$L = 146 \text{ m}$$

IV.4.4 pentes des talus :

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

Tableau n°V.2 : Valeurs indicatives des pentes des talus.

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

Pour les calculs préliminaires, nous adoptant les valeurs suivantes ; valeurs que nous retiendrons si toutefois la stabilité est assurée

- talus amont 1 :3
- talus aval 1:2,5

IV.4.5 Le volume du corps du barrage:

Le volume du corps du barrage est donné par la formule suivante:

$$V_b = \sum V_i$$

Tel que :

$$V_i = \frac{[w_i - w_{i+1}]}{2} L_i$$

V_i : volume du barrage dans la coupe i ;

W_i : section transversale du barrage dans la coupe i ;

L_i : distance entre deux coupes voisines.

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

b : largeur du couronnement;

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

m_1 : pente du talus amont;

m_2 : pente du talus aval.

IV.4.6 Variantes de la digue:

1ère variante: barrage en terre homogène avec un drain tapis.

2ème variante: barrage à zones.

3ème variante: barrage en enrochement avec un masque amont en géomembrane

IV.4.7 Evaluation du prix total des différents matériaux:

1) **barrage homogène :**

Pour un barrage homogène en d'une hauteur de 13,7m en prend les pentes des talus: $m_1=3$; $m_2=2,5$.

Les résultats de calcul ont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau n°V.3: coût de la digue (1ère variante).

Désignation	Unité	Quantité	P.U	Montant
		m ³	(DA)	(DA)
Décapage de la couche de terre végétale	m ³	2961	400	1184400
Enrochement	m ³	2393	2200	5264600
Sable	m ³	1945	600	1167000
Gravier	m ³	2420	600	1452000
Remblai en argile compacte	m ³	40085	400	16034000
Produit asphaltique	m ³	360	1000	360000
Montant total = 25462000 (Da)				

2) barrage zoné :

Pour un barrage a zones d'une hauteur de 13 ,7m on prend les pentes des talus amont et aval: $m_1=m_2= 3$.

Les résultats de calcul ont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau n°V.4: coût de la digue (2ème variante).

Désignation	Unité	Quantité	P.U	Montant
		m ³	(DA)	(DA)
Décapage de la couche de terre végétale	m ³	2831	400	1184400
Enrochement	m ³	1941	2200	4270200
Alluvions	m ³	29904	600	17942400
Gravier	m ³	2263	600	1357800
Sable	m ³	1540	600	924000
Noyau	m ³	8906	500	4453000
Produit asphaltique	m ³	360	1000	360000
Montant total = 30491800 (Da)				

c). 3^{ème} variante:

Pour un barrage en enrochements d'une hauteur de 16m on prend les pentes des talus amont et aval: $m_1=m_2= 2.5$

Les résultats de calcul ont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau V.5: coût de la digue (3^{ème} variante).

Désignation	Unité	Quantité	P.U	Montant
		m3	(DA)	(DA)
Décapage de la couche de terre végétale	m3	2784	400	1113600
Enrochement	m3	42870	2200	94314000
Sable	m3	868	600	520800
Gravier	m3	843	3000	2529000
Géomembrane	m ²	3158	1000	3158000
Produit asphaltique	m3	360	1000	360000
Montant total = 101995400 (Da)				

Conclusion:

L'évaluation des volumes des travaux a révélé que la variante de la digue homogène est plus appropriée que les deux autres variantes. Du point de vue technique, les deux variantes sont faisables, du point de vue économique les deux variantes sont également faisables. Toute fois si on doit choisir entre les deux variantes étudiées la première s'impose pour la raison de facilité de construction et disponibilité des matériaux de construction (principalement l'argile) de quantité et de qualité, sur le gîte d'empreinte qui est situé a la cuvette.

CHAPITRE V :

CONCEPTION DE LA DIGUE

CHAPITRE V : CONCEPTION DE LA DIGUE.

La digue de la retenue collinaire sur Oued Hassana est une digue dite homogène et sera construite uniquement avec des argiles marneuses.

- Fondation ancrée à 2,00mètres pour éviter le niveau alluvionnaire.
- La composition constructive sera comme suit:
- Filtre horizontal (tapis drainant) avec un prisme aval.
- Des recharges argileuses mélangées avec des alluvions.
- Revêtements sur les talus amont et aval de la digue.

Le niveau de la crête à été arrêtée à la côte 272,70 m N.G.A

La signification des principaux termes utilisée dans la conception et dans la construction de ces structures hydrauliques est comme suit :

- a) Crête: Facilite la circulation sur le barrage une fois terminée, elle est nécessaire dans la finition de l'ouvrage avec des équipements de compactage. Le niveau de la crête définit la hauteur maximale qu'atteint le barrage.
- b) Clé d'ancrage: Elle permet de couper ou de diminuer le flux d'eau à travers la fondation et d'allonger le chemin de filtration.
- c) 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 du talus aval, en contribuant à éviter l'érosion. Ils servent aussi d'appui aux revêtements des talus en amont.
- d) Revêtements: Ils protègent les talus contre l'action des vagues (en amont) et de la pluie (en aval).
- e) Filtres et drainages: Il s'agit de dispositifs qui contrôlent et évacuent les eaux infiltrées à l'intérieur des barrages.
- f) Recharge: Le massif en amont ou en aval que donne, en général, la stabilité au barrage.

V.1 DEFINITION DE PROFIL GENERAL DE LA RETENUE :

V.1.1 Hauteur de barrage :

V.1.1.1 Calcul de la revanche :

Plusieurs formules sont utilisées pour le calcul de la revanche :

1. Sans séisme :

a) Formule de STEVENSON GAILLARD :

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

Avec

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

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

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

A.N :

$$H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{0,3} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{0,3} = 0,74\text{m}$$

D'où :

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,74 = 2,98\text{m/s}$$

Donc :

$$R = 0,75 \cdot 0,74 + \frac{2,98^2}{2 \cdot 9,81} = 1,01\text{ m}$$

b) Formule de MALLET et PAQUANT :

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

$$H = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{F}$$

Avec

A.N :

$$H = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{0,3} = 0,68\text{m}$$

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,68 = 2,86\text{m/s}$$

Donc :

$$R = 0,75 \cdot 0,68 + \frac{2,86^2}{2 \cdot 9,81} = 0,93\text{ m}$$

c) **Formule Simplifiée :**

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F}$$

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{0,6} = 1,23\text{ m}$$

Commentaire :

On remarque que tous les formules pour des mesures de sécurité sont plus proche a la moyenne, on prend la valeur de la revanche : $R = 1\text{ m}$.

2. En considérant l'effet de séisme :

$$\text{Cote de la crete} = \text{NNR} + h_1 + h_2 + a$$

$$R_s = h_1 + h_2$$

Ou :

- NNR Niveau Normal de la Retenue. (m)
- H_1 c'est le tassement de la digue par le séisme. (m)
- H_2 c'est la montée d'eau dans la digue par le séisme. (m)

$H_1 = 0,05H_d$; ou H_d est la hauteur de la digue.

$H_2 = 0,75(K_s \cdot H^2)^{0,333}$ ou H est la hauteur de la digue jusqu'au niveau d'eau normales.

K_s coefficient d'accélération de séisme

En accord avec les règles parasismique de l'Algérie RPA 99 l'ouvrage est situé dans la Zone III et se classe dans le Groupe 3 ce qui lui correspond un coefficient d'accélération de 0.18.

$$H_1 = 0,58\text{m}$$

$$h_2 = 1,96\text{m}$$

$$\text{Cote de la crete} = 272,14\text{m}$$

V.1.1.2 Calcul du tassement du barrage :

Dans les petits barrages t(0.4-0.6) m

On prend $t=0.6$ m

$$H_b = \text{NNR} - C_f + h_{\text{dév}} + R + t$$

$$\text{donc} \Rightarrow H_b = 269.08 - 259 + 0,58 + 1,96 + 0,6 + 0.49 = 13,7 \text{ m}$$

$$H_b = 13.7 \text{ m}$$

$$\text{Cote de la crete} = 272.7$$

V.1.2 La largeur en crête :

Pour les digues dont les hauteurs sont inférieures à 10 m, la largeur de la crête ne doit pas être inférieure à 3m. Pour les digues de hauteur supérieure à 10m, la largeur de la crête sera égale à 1/ 3 de la hauteur de la digue, mais en général il est recommandable que la largeur soit de 4 à 7m.

1) Formule de KNAPPEN T :

$$b_{cr} = 1,65 \cdot \sqrt{H_b}$$

2) Formule de E- F-PREECE :

$$b_{cr} = (1,1 \cdot \sqrt{H_b}) + 1$$

3) Formule Anonyme (simplifiée) :

$$b_{cr} = 3,60 \cdot \sqrt[3]{H_b} - 3$$

4) Formule pratique :

$$b_{cr} = \frac{5}{3} \sqrt{H_b}$$

H_b : Hauteur du barrage [m]

Tableau n°V.1 : Récapitulatif des résultats de calcul de largeur en crête.

Formule	b_{cr} (m)
KNAPPEN	6.11
EF PREECE	5.07
PRATIQUE	6.17
SIMPLIFIEE	5.62

On opte pour une largeur de crête égale à:

$$b_{cr} = 6 \text{ m}$$

V.1.3 La longueur en crête :

La longueur de la crête est tirée à partir du plan de l'aménagement qui égale à :

$$L = 146 \text{ m}$$

V.1.4 Les bermes.

a) A-Talus amont :

Une berme est projetée au niveau du parement amont, afin de permettre d'effectuer les contrôles, les réparations et augmenter la stabilité des talus, donc nous aurons une berme de largeur 4m à la cote 266 m NGA.

b) Talus aval :

les bermes au talus aval sert a l'évacuation des eaux de ruissellement, il y a une berme sur le talus aval :

berme est disposée à la cote 266 m NGA avec une largeur de 4m.

V.2 PROTECTION DE LA CRETE:

La crête du barrage en tant qu'élément de la digue est nécessaire pour donner au profil en travers une forme trapézoïdale stable. Elle peut servir pour les passages de service .La crête est renforcée par un revêtement constitue de mélange gros graviers bitumineux.

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

V.3 PROTECTION DES TALUS :

Les talus de la digue doivent nécessairement être protégés contre toute action pouvant contribuer à leur altération.

Les talus de la digue sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux des pluies, aux renards provoqués par le ressuyage des eaux de saturation du barrage, en ce qui concerne

le parement amont à l'attaque des vagues, il y a donc en général de prévoir une protection des talus.

✓ **le talus aval :**

Une couche de gravillons est proposée avec une épaisseur de 20cm.

✓ **talus en amont**

L'emplacement du revêtement s'étend depuis la crête de la digue jusqu'à une profondeur minimale, Pour cela, on utilise communément un enrochement sur la couche de filtre dont l'épaisseur peut être calculée par les méthodes suivantes :

✓ **Première méthode :**

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

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

On a :
$$e = CV^2$$

V : vitesse de propagation des vagues (V= 2,98 m/s) (étude d'optimisation).

C : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique du matériaux d'enrochement

La valeur de «C » est donnée par le Tableau n°V.3

Tableau n°V.6: Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids.

Pente du talus	Valeur de C		
	$\gamma P = 2,5$	$\gamma P = 2,65$	$\gamma P = 2,80$
1/ 4	0,027	0,024	0,022
1/ 3	0,028	0,025	0,023
1/ 2	0,030	0,028	0,026
1/ 1.5	0,036	0,028	0,030
1/ 1	0,047	0,041	0,038

Par interpolation linéaire : C =0.028

D'où :

$$e = 0.25 \text{ m}$$

✓ **deuxième méthode :**

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

Tableau V.7 : Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.

Hauteur de la vague (m)	Épaisseur de la couche (m)	D50 minimal (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

Pour notre cas, $0,6 < H < 1,2$ m

$$e = 0,45\text{m.}$$

$$D_{\min} = 0,3\text{m.}$$

Conclusion:

En analysant les résultats obtenus, on adopte pour la suite du dimensionnement de la digue une épaisseur de couche $e = 30\text{cm}$ et un diamètre moyen de 25cm . Donc une protection du talus amont d'une épaisseur de 30cm d'enrochement avec 30cm de filtre (lit de gravier et sable).

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

V.4 DIAMETRE MOYEN DE L'ENROCHEMENT :

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

$$D_p = \left[\frac{Q_p}{0,524 \gamma_p} \right]^{1/3}$$

D_p : diamètre moyen de la pierre en m.

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

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

$$Q = \frac{0,025 \cdot \gamma_p \cdot h^2 \cdot \lambda}{\left(\frac{\gamma_p}{\gamma_w} - 1 \right)^3 \sqrt{1 + m^2}}$$

Avec :

m : pente du talus amont ;

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

h : hauteur des vagues en m.

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

Selon LABZOVSKI

$$h = \beta \cdot h_0, \quad \lambda = \alpha \cdot \lambda_0$$

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

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

et

$$h_0 = 0,073 K V \sqrt{F \xi}$$

$$\lambda_0 = 0,073 V \sqrt{\frac{F}{\xi}}$$

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

$$K = 1 + e^{0,40 \cdot F/V}$$

$$\xi = \frac{1}{9 + 19 e^{-14/V}}$$

F : longueur du fetch

V : Vitesse des vagues en m/s

Tableau n°V.9: résultats de calcul.

Formules	Valeurs
$\varepsilon = \frac{1}{9 + 19 e^{-14/V}}$	0,11
$K = 1 + e^{0,40 \cdot \frac{F}{V}}$	2,04
$\lambda_0 = 0,073 \cdot K \cdot V \cdot \sqrt{\frac{F}{\varepsilon}}$	0,71
$h_0 = 0,073 \cdot K \cdot V \cdot \sqrt{F \cdot \varepsilon}$	0,08
h_0 / λ_0	0,11
$\alpha = f(h_0 / \lambda_0)$	0,44
$\beta = f(h_0 / \lambda_0)$	0,56
$h = \beta \cdot h_0$	0,045
$\lambda = \alpha \cdot \lambda_0$	0,31

Ainsi :

$$Q_p = 0.037 \text{ KN}$$

Et

$$D_p = 0,15 \text{ m}$$

V.5 DRAINAGE:

L'objectif fondamental de ses 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.

Les conditions des drainages:

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

V.5.1 Prisme de drainage :

Les prismes sont les éléments les plus utilisés pour le drainage, Dans sa partie centrale, ils sont construits en pierres et on place un filtre à l'envers au niveau de la zone de contact du remblai et sa fondation, Sa situation est particulière dans la partie du remblai qui passe par la voie de l'oued, Sa hauteur minimale est fonction du niveau d'eau dans le talus en aval et sa stabilité dépend des critères du concepteur, On peut calculer sa hauteur selon $0,2 H$, où H est la hauteur du barrage.

V.5.1.1 Dimensionnement du prisme aval :

- **Fruits des talus :**

$$m_1 = (1 \div 1,75) \text{ on prend } m_1 = 1,5$$

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

- **la hauteur du drain :**

$$h_{dr} = (0,15 \div 0,2) H_{bcr}$$

Où :

H_{bcr} : Hauteur du barrage ;

AN:

$$h_{dr} = 0,18 * 13,7 = 2,5 \text{ m}$$

- **la largeur en sommet :**

Elle est donnée par :

$$b_{dr} = \left(\frac{1}{3} + \frac{1}{4}\right) h_{dr}$$

AN:

$$b_{dr} = \frac{1}{3} * 2,5 = 0,8 \text{ m}$$

- **largeur en base du drain :**

Elle est exprimée par :

$$B = b_{dr} + (m_1 + m_2) h_{dr}$$

AN :

$$B = 0,8 + (1,5 + 2) * 2,5 = 9,55 \text{ m}$$

V.5.2 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. Dans le dessin, on doit utiliser un facteur de sécurité plus élevé. Pour son dimensionnement on recommande d'utiliser des épaisseurs minimales de $e = 0.80 \text{ m}$; par rapport aux matériaux à employer et du remblai on peut le construire avec une ou plusieurs couches de filtre. La longueur est déterminée par les formules suivantes :

a) Selon l'USBR.

$$L_c = 3H \quad \text{où:} \quad L_c = \text{Longueur de la couche de filtre. (tapis)}$$

$H = \text{Charge hydraulique du barrage.}$

b) $L_c = 0,70 S$

où: $S = \text{Distance horizontale depuis la fin du talus en amont jusqu'au niveau normal de la retenue (son intersection avec le talus en amont)}$

Indépendamment des critères précédents, la solution définitive sera adoptée en fonction du calcul de stabilité des talus. Le tapis de drainage est utilisé dans des barrages construits sur des bases imperméables et sans niveau d'eau en aval, et dans ce manuel de solutions typiques, on les propose comme solution de drainage pour les barrages homogènes entre 10 et 15 m de hauteur. Il existe d'autres solutions de drainage qui peuvent être utilisées en fonction des caractéristiques et de la complexité de l'ouvrage comme, par exemple, drainages en bande et drainages cheminées ou verticales.

Tableau n V 10 : résultats de calcul de la longueur du tapis.

Méthodes	a	c
$L_c \text{ (m)}$	30	31.7

On prend 30m

V.6 CALCUL D'INFILTRATION :

V.6.1 Objectif de calcul d'infiltration :

L'objectif de cette partie est de déterminer :

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

V.6.2 Hypothèses de calcul de la ligne de saturation :

- Il s'agit tout d'abord de déterminer la ligne de saturation dont le calcul suppose les hypothèses suivantes :
- Que le sol est homogène et isotrope, c'est-à-dire que la perméabilité horizontale est identique à celle verticale.
- Que la ligne de saturation suit la loi de la parabole de Kozeny.
- Que le calcul se fera pour la section critique de la digue.

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

$$Y^2 - Y_0^2 - 2XY_0 = 0 \Rightarrow Y = \sqrt{Y_0^2 + 2XY_0}$$

$$Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$$

Avec :

d : Largeur en base du barrage diminuée de 0,7b (d =24,13m).

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont b=34,24m

(Déterminé graphiquement).

h : La hauteur d'eau en amont (h=10,08m).

On trouve $Y_0 = 2,02\text{m}$.

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

L'équation de la parabole s'écrit :

$$Y = \sqrt{4.08 + 4.04X}$$

Tableau n°V.11 : coordonnées de la parabole de Kozeny

x	y
-1	0,200
0	2,020
2	3,487
4	4,499
6	5,322
8	6,033
10	6,669
12	7,250
14	7,787
16	8,290
18	8,764
20	9,213
22	9,642
24	10,052
24,13	10,08

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

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

En aval on fait aboutir la ligne de saturation en un point D sensiblement

Situé à une distance de a_0 :

$$a_0 = \frac{y_0}{2} = \frac{1}{2} (\sqrt{d^2 + H^2} - d)$$

AN :
$$a_0 = \frac{2,02}{2} = 1,01m$$

V.6.3 Calcul du débit d'infiltration à travers le corps du barrage (débit de fuite) :

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

$$q_n = K \cdot I \cdot A$$

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

I : gradient hydraulique.

K : Coefficient de perméabilité.

A : section d'infiltration par unité de longueur.

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

Donc : $q_n = Ky \frac{dy}{dx}$

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

D'où : $q_n = K.y_0 \text{ m}^3/\text{s/ml}$.

Sachant que :

$$K = 4.65 \cdot 10^{-11} \text{ m/s}$$

$$q = 9.39 \cdot 10^{-11} \text{ m}^3/\text{s/ml}$$

Le débit total a travers le barrage sera :

$$Q = q.L = 1.22 \cdot 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s}$$

Le débit de perte en une année sera :

$$Q_{an} = 0.38 \text{ m}^3/\text{an}$$

Cette valeur de débit de fuite est sensiblement négligeable par rapport au volume d'eau stocké,

V.6.4 Vérification de la résistance à l'infiltration des sols du corps et de la fondation :

❖ Corps du barrage :

La vérification de la résistance d'infiltration dans le corps du barrage est effectuée d'après la condition :

$$I = \frac{\Delta H}{l} \leq I_{adm}$$

l : largeur indiquée sur le schéma si dessous : $l = 24,16\text{m}$.

ΔH : Perte de charge a travers le barrage $\Delta H = h = 10,08\text{m}$

I : Gradient hydraulique admissible tiré du tableau ($I_{adm} = 1,8$), voir la figure ci après:

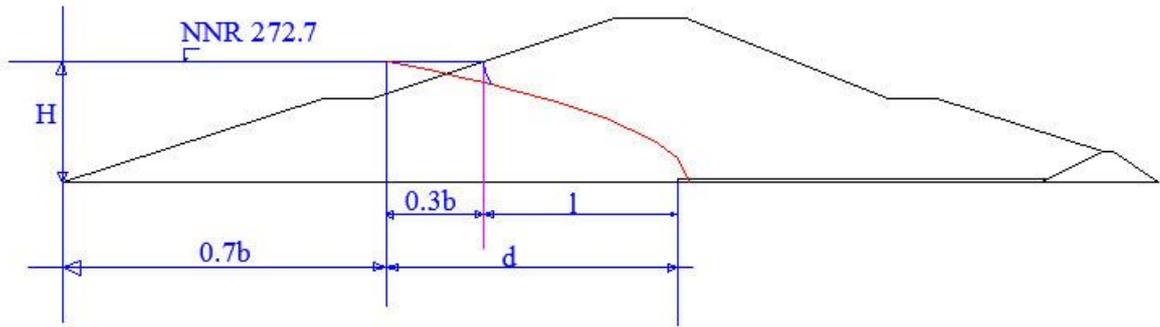


Figure n V .1 : Les Infiltration à Travers le Barrage

On trouve $I = 0,42 < 1,8$. Donc la condition est vérifiée.

La résistance à l'infiltration à travers le barrage est assurée.

❖ **Fondation du barrage :**

Cette vérification s'effectue en utilisant l'expression suivante :

$$J_f \leq \frac{I_{cr}}{K_s}$$

J_{cr} : Gradient d'infiltration critique qui est déterminé en fonction du type de sol de fondation d'après le tableau ci-dessous

Tableau V-12: Détermination du gradient d'infiltration admissible :

Sol de fondation	I _{cr}
Argile	0,9
Limon	0,45
Sable grossier	0,40
Sable moyen	0,28
Sable fin	0,22

K_s : Coefficient de sécurité déterminé en fonction de la classe du barrage d'après le tableau suivant :

Tableau V.13: Détermination du coefficient de sécurité.

Classe du barrage	I	II	III	IV
K_s	1,25	2	1,15	0,29

J_f : Gradient d'infiltration dans la fondation du barrage déterminé par la formule suivante :

$$J_f = \frac{\Delta H}{L + 0.88T_c} \leq \frac{I_{cr}}{K_s}$$

T_c : Profondeur de calcul de la zone d'infiltration.

$$T_c = T_{réel} \text{ si } T_{réel} \leq T_{ac}$$

$$T_c = T_{ac} \text{ si } T_{réel} > T_{ac}$$

$T_{réel}$: profondeur de la couche imperméable ;

T_{ac} : profondeur de la zone active.

$$T_{réel} = 2\text{m} ; T_{ac} = 2,5\text{m} ; \text{ on voit bien que } T_{réel} \leq T_{ac} \text{ donc } T_c = T_{réel} = 2\text{m}$$

L : Largeur du barrage à la base $L = 89.35 \text{ m}$.

ΔH : La différence du niveau d'eau à l'amont et à l'aval ($\Delta H = 10,08\text{m}$)

Notre barrage appartient à la III^{ème} classe ce qui donne ($K_s = 0,29$).

La fondation argileux, donc: $J_{cr} = 0,9$.

Pour cela on trouve:

$$J_f = \frac{13.5}{107 + 0.88 \cdot 2} = 0,11 < 0,9$$

La condition est vérifiée, la résistance d'infiltration à travers les fondations est assurée.

V.6.5 Calcul des filtres (annexes):

1. Règles des filtres :

En tenant compte des critères TERZAGUI et des règles suivantes $12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40$ et

$12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58$, on calcule les filtres.

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

Condition.1 :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt[6]{\eta} \cdot (1 + 0,05\eta) \frac{n}{1-n}$$

D'où

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

Condition 2 :

Vérification des suffisances de perméabilité:

$$K_F = (2 + \sqrt[6]{\eta \cdot K}) \quad (\text{m/s}) \text{ d'où :}$$

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

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

2. Détermination de la courbe granulométrique des filtres :

Selon les critères:

$$12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40 \quad \text{Et} \quad 12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58$$

On trace les limites des couches de filtres avec :

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

✓ Granulométrie de sol à protéger :

$$d_{15} = 0,0008 \text{ mm ;}$$

$$d_{50} = 0,009 \text{ mm ;}$$

$$d_{85} = 0,05 \text{ mm ;}$$

- La première couche de filtre est entre le corps du barrage et la première couche de drain a les limites suivantes :
 - $0,0096 \text{ mm} < D_{15} < 0,032 \text{ mm}$.

- $0,108\text{mm} < D_{50} < 0,522\text{mm}$

La courbe granulométrique moyenne est :

$$D_{15} = 0,021\text{mm} ;$$

$$D_{50} = 0,315\text{mm},$$

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

$$0,028\text{mm} < D_{15} < 0,0936\text{mm}$$

$$0,126\text{mm} < D_{50} < 0,609\text{mm}$$

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

$$D_{50} = 0,368 \text{ mm.}$$

$$D_{15} = 0,061 \text{ mm}$$

3-) Vérification de l'absence de RENARD dans le sol des filtres :

✓ **Filtre N° 1 :**

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

$$\text{que : } \frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32 \sqrt{\eta} (1 + 0,05\eta) \frac{n}{1-n} .$$

D'après la courbe granulométrique de F₁ :

$$d_5 = 0,0011\text{mm}; d_{10} = 0,0016 \text{ mm};$$

$$d_{17} = 0,0018\text{mm} ; d_{60} = 0,013\text{mm} ;$$

- $\eta = D_{60}/D_{10} = 8,125$ Coefficient d'hétérogénéité ;
- $n_0 = 0,45$ d'où $n = 0,36$
- $D_5/D_{17} = 0,61 > 0,36$.
- La condition est vérifiée donc il n'y a pas de phénomène de RENARD dans ce cas.

- La condition de TERZAGUI (zone de transition) :

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,021}{0,05} = 0,42 < 4$$

La condition de TERZAGUI est vérifiée.

✓ **Filtre N°2 :**

Pour qu'il n'y ait pas le phénomène du RENARD il faut que :

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32\sqrt[6]{\eta(1 + 0,05\eta)} \frac{n}{1 - n}$$

$$D_5/D_{17}=0,54 > 0,42 : \text{pour } n=0,34; \eta=12,98.$$

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

➤ La condition de TERZAGUI (zone de transition) : $\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,061}{2,25} = 0,027 < 4$

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.7 CALCUL DE STABILITE :

V.7.1 Généralité sur la stabilité des barrages (Talus) :

Il est évident qu'un remblai mal dimensionné, et instable peut, d'une part porter préjudice à la sécurité des populations, exploitations agricoles et aménagements situés à son aval et, d'autre part, appellera probablement des travaux d'entretien.

Pour l'appréciation de la stabilité du remblai compacté de la retenue collinaire de Oued Tissafine, et la vérification des valeurs des fruits des parements adoptés, nous avons utilisé la méthode des tranches (Méthode de FELLENIUS). Cette vérification a fait l'objet d'un calcul détaillé effectué manuellement. Ce calcul manuel a été réalisé avec la contribution d'un programme Excel.

Quatre cas peuvent être vérifiés :

Parement amont : cas fin de construction et vidange rapide.

Parement aval : cas fin de construction et fonctionnement normal.

Pour réaliser cette étude nous avons tenu compte des données suivantes :

- De la géométrie de la digue
- Des caractéristiques des matériaux utilisés
- Des différents niveaux d'eau dans la cuvette en fonction de l'exploitation du barrage (niveau de retenue normale et vidange rapide).
- Du niveau piézoélectrique dans les différentes couches.
- De l'accélération de la pesanteur en cas de séisme prévu pour une période de retour de 500 ans.

V.7.2 Principe de la méthode :

Cette méthode nous amène à respecter les étapes suivantes :

- Construire la coupe transversale du barrage à l'échelle.
- Détermination du talus moyen.
- Tracer deux lignes au milieu du talus, l'une verticale et l'autre faisant un angle 85° avec le talus moyen.
- Détermination de la zone du centre du cercle de glissement, pour cela Fandeev recommande de disposer le centre du cercle du glissement dont les limites définies par deux cercles de rayons, R_{min} et R_{max} donnés par le tableau suivant :

Tableau V-14: détermination des rayons max et min.

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

La ligne de glissement éventuelle est un arc de cercle à trois paramètres inconnus : rayon, abscisse et ordonnée du centre. La partie instable du talus (au-dessus du cercle de glissement) est divisée en certain nombre de tranches verticales de largeur égale.

Le coefficient de sécurité est égale à :
$$K_s = \frac{M_{resist}}{M_{mot}}$$

M_{resist} : les moments résistants.

M_{mot} : les moments moteurs.

La valeur minimale du facteur de sécurité est caractérisée par un centre de cercle critique qui définit en fin de compte la valeur à prendre en considération, cette valeur du facteur de sécurité définie doit être supérieure du moins égale à la valeur admissible.

Tableau n° V.15 : Coefficient de stabilité admissible des talus

Combinaison des charges	Coefficient de stabilité admissible des talus des barrages en telles de classe			
	I	II	III	V
Et des actions				
Fondamentales	1,30-1,20	1,20-1,15	1,15-1,10	1,10-1,05
Singulières	1,10-1,05	1,10-1,05	1,05	1,05

Cas les plus défavorables :

a) Vidange rapide (talus amont) :

La vidange rapide par laquelle a été vérifiée la stabilité du talus amont, est le cas le plus défavorable. Pour ce dernier, l'abaissement rapide du plan d'eau entraîne un écoulement en régime transitoire dans la digue. L'état critique se situant juste après vidange, les pressions hydrostatiques internes ne s'étant pas dissipées, dans ce cas les moments stabilisants seront dus au poids saturé.

- Sans séisme
- Avec séisme

$$K_{ss} = \frac{\sum (N_n - P)tg\phi + \sum CdL}{\sum T_n}$$

$$K_{as} = \frac{\sum (N_n - P)tg\phi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n}$$

Où:

C: Cohésion.

dL: Longueur déployée de la surface de rupture.

a : Coefficient d'intensité sismique de la zone a = 0,2.

d_n : Bras de levier (en m).

R : Rayon du cercle de glissement.

N: Contrainte normale.

$$N_n = G_n \cdot \cos \alpha_n$$

α_i : angle vertical de la tranche.

$$G_n = b_n(\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3)$$

Avec :

b_n : Largeur de la tranche.

γ_1 : Densité humide utilisée au dessus de la ligne phréatique.

γ_2 : Densité saturée utilisée au dessous de la ligne de saturation.

γ_3 : Densité du massif de la fondation.

Remarque:

γ_{sat} : Densité saturée utilisée au dessous de la ligne de saturation.

γ_h : Densité humide utilisée entre la ligne de saturation et le niveaux NNR.

γ_d : Densité sèche utilisée entre le niveaux NNR et PHE.

γ' : Densité déjaugée utilisée pour le cas de vidange rapide.

T: Contrainte tangentielle.

$$T_n = G_n \cdot \sin \alpha_n$$

φ : Angle de frottement interne.

P: Pression interstitielle.

$$P = \gamma_w \cdot h_n \cdot l_n$$

Où :

γ_w : Poids volumique de l'eau $\gamma_w=1(t/m^3)$.

h_n : Hauteur de la tranche n.

l_n : Longueur de l'arc délimitant la base de la tranche n, tel que :

$$l_n = \frac{b_n}{\cos \alpha_n}$$

b) **Fin de construction (talus amont et aval) :**

L'étape la plus critique se situe juste a la fin de la construction, alors que les pressions interstitielles sont à leur maximum, le drainage n'a pas encore eu lieu, le calcul se fera alors en contraintes effectives en considérant les densités de mise en place des terres (95% Proctor).

- *Sans séisme*

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n tg\phi + \sum CdL}{\sum T_n}$$

- *Avec séisme*

$$K_{as} = \frac{\sum N_n tg\phi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n}$$

c) **Retenue normale (talus aval) :**

De même que pour la fin de construction, le calcul se fait en contraintes effectives en tenant compte de l'écoulement à l'intérieur de la digue du aux infiltrations.

Ce cas a la réputation d'être le plus défavorable pour le talus aval, du fait du caractère catastrophique d'une rupture en charge.

- *Sans séisme*

$$K_{ss} = \frac{\sum (N_n - P) tg\phi + \sum CdL}{\sum T_n}$$

- *Avec séisme*

$$K_{as} = \frac{\sum (N_n - P) tg\phi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n}$$

Tableau V-16:Les caractéristiques géotechniques

Paramètres	Unité	Corps du barrage
ϕ	Degré (°)	22
C	T/m ²	3
γ_{sat}	T/m ³	2,05
γ_d	T/m ³	1,69
γ'	T/m ³	1,05

Pour la fondation : $\gamma_{sat} = 2,05$ (t/m³)

Les coefficients admissibles de stabilité :

$K_{adm} = (1,1 - 1,05)$ (sans séisme).

$K_{adm} = 1,05$ (avec séisme).

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant

Tableau n°V.17 : différentes coefficients de sécurité

CAS DE SOLLICITATION		COEFFICIENT DE SECURITE	
		Avec séisme	Sans séisme
Fonctionnement normal	Talus aval		
	R= 28,35m.	1,6	2,68
	R= 32,42m.	1,52	2,57
	R= 30,66m.	1,55	2,62
	R=29,45m	1,65	2,77
	R=28,13m	1,62	2,74
Fin de construction	Talus aval		
	R= 28,35m.	1,6	2,68
	R= 32,42m.	1,52	2,57
	R= 30,66m.	1,55	2,62
	R=29,45m	1,65	2,77
	R=28,13m	1,62	2,74
	Talut amont		
	R= 35,62m.	1.6	2.85
	R= 35,75m.	1.59	2.84
	R= 33,69m.	1.62	2.86
	R=34,1m	1.61	2.88
R=32,75m	1.66	2.93	
Vidange rapide	Talus amont		
	R= 35,62m.	1,61	3
	R= 35,75m.	1,61	2,98
	R= 33,69m.	1,64	3,03
	R=34,1m	1,62	3,03
	R=32,75m	1,69	3,11

CHAPITRE VI :

***ETUDE DES
OUVRAGES
ANNEXES***

CHAPITRE VI : ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

VI.1 INTRODUCTION :

Pendant d'élaboration d'un projet de la retenue formée par un barrage fixe, on doit prévoir l'implantation des ouvrages annexes convenants à cet ouvrage en tenant compte du type de barrage, sa fondation, les rives de la vallée, la topographie du site et autres.

Les ouvrages annexes prévus pour la retenue seront.

- L'ouvrage de vidange de fond.
- L'ouvrage de prise d'eau.
- L'ouvrage de l'évacuateur de crues.
- L'ouvrage de la dérivation provisoire.

le but est donc de choisir le type d'ouvrage le plus adéquat (fonctionnement - économie) à notre retenue.

VI.2 ÉVACUATEUR DES CRUES :

Les évacuateurs de crues ont pour rôle d'assurer l'évacuation des crues exceptionnelles survenant à retenue normale pleine sans risque de déversement sur la digue et sans crée d'érosion en aval risquant d'être dommageable pou la digue.

VI.2.1 Critères de choix de l'évacuateur de crue :

Les principaux critères à prendre en considération pour le choix de l'évacuateur de crues sont :

1. la sûreté et la sécurité de fonctionnement.
2. les difficultés de réalisation.
3. les exigences typographiques du site.
4. les exigences géologiques du site.
5. la facilité d'entretient.
6. la facilité de modification.
7. le coût de l'ouvrage.

VI.2.2 Différents types des évacuateurs de crues.

a) L'évacuateur de crues latéral à entonnement latéral :

Ce type d'ouvrage est à écoulement à surface libre, son critère de choix est purement topographique.

Ce type représente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversante.

L'inconvénient majeur est celui de la saturation, puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier.

b) L'évacuateur de crue latéral à entonnement frontal :

Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs à écoulement à surface libre. Il représente les avantages :

Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet.

Facilité de réalisation.

Ces inconvénients sont :

Le coût peut être élevé.

La difficulté de modification.

VI.2.3 Choix de la variante :

Différentes solutions ont été envisagées, mais; nous avons retenu l'évacuateur de surface qui présente plus d'avantages surtout sur le plan économique

Pour des raisons topographiques et notamment l'accessibilité sur la crête de la digue, dans notre étude nous optons pour un évacuateur de surface à entonnement frontal sur la rive gauche.

Dans ce type de déversoir le déversement est effectué d'une façon coaxiale à l'axe de l'évacuateur. Ce dernier est composé des parties suivantes :

- ✓ Canal d'entrée
- ✓ Déversoir
- ✓ Chenal
- ✓ convergent
- ✓ Coursier
- ✓ Élément de dissipation
- ✓ Un canal de restitution

VI.2.4 Dimensionnement hydraulique :

VI.2.4.1 Canal d'amenée :

Le canal d'amenée (canal d'approche) permet de guider l'écoulement de la crue vers le seuil déversant.

Le canal de rapprochement doit conduire l'eau jusqu'au déversoir dans des conditions tranquilles sans turbulence.

Les dimensions du canal (largeur et longueur) seront subordonnées à la longueur, au type, à l'emplacement du déversoir et aux caractéristiques du terrain.

Les vitesses doivent être suffisamment petites, pour que les pertes d'énergie et l'érosion soient minimales.

La vitesse d'approche est donnée par la formule :

$$V_{ap} = \frac{Q}{S_{can}}$$

Q : Débit à évacuer [m^3/s].

S_{can} : Section du canal en [m^2] et $S_{can} = H \times b$.

H : Charge d'eau [m] et $H = h + P$.

P : Hauteur de pelle en [m].

h : Lame déversante en [m].

A.N :

$$V_{ap} = \frac{12}{12 \cdot (0.5 + 1)} = 0.67 \text{ m/s}$$

$V_{ap} \leq V_{adm}$ tel que V_{adm} compris entre 1,8 et 2,20 m/s donc pas de risque de l'érosion.

VI.2.4.2 Déversoir :

Le déversoir est à seuil profilé (Creager), il est le mieux adapté pour l'écoulement de sorte que la lame d'eau déversante épouse le profil du déversoir.

Les coordonnées du profil Creager sont déterminées par l'équation :

$$Y = \frac{X^{1,85}}{2 \cdot H^{0,85}}$$

H : Charge sur le déversoir en [m].

Les coordonnées du déversoir sont données par le tableau si dessous et le profil du déversoir est représenté si dessous.

Tableau n° VII.01 : Coordonnés de profil de Greager.

coordonnées graphiques	
y	x
0	0
0,01	0,1
0,05	0,2
0,10	0,3
0,17	0,4
0,25	0,5
0,36	0,6
0,47	0,7
0,61	0,8
0,75	0,9
0,92	1
1	1,05

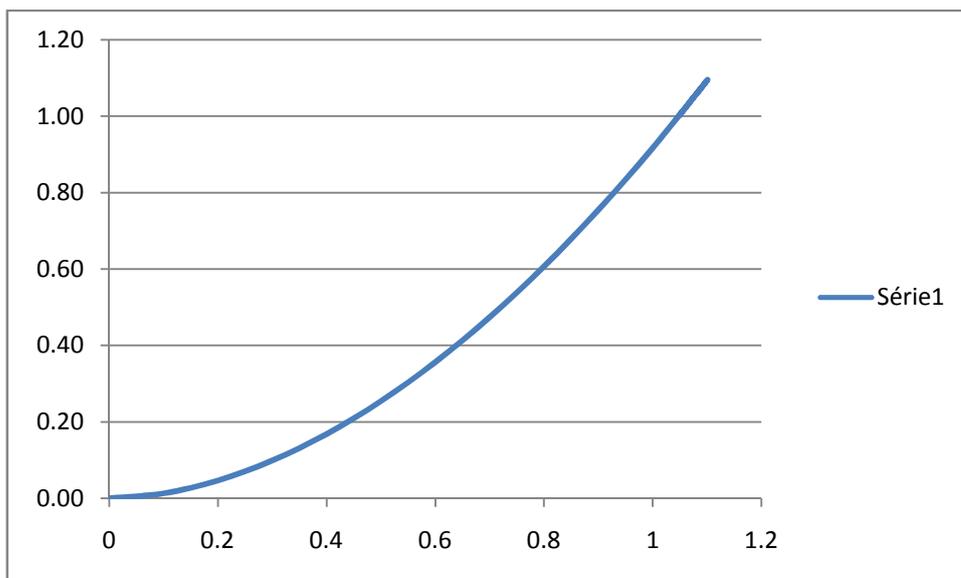


Figure VII 01:Profil Greager

VI.2.4.3 Chenal d'écoulement :

La trace du chenal doit être aussi rectiligne que possible avec une faible pente (inférieure à la pente critique) pour que le régime y soit fluvial.

La longueur du chenal est égale à 13m.

Pour vérifier les conditions d'écoulement, on calculera la profondeur critique "y_c" et la pente critique.

A. profondeur critique :

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \left(\frac{Q}{b}\right)^2}$$

Ou :

Q : débit de projet lamine (Q = 12 m³/s);

b : la largeur de déversoir.

A.N :

$$Y_c = 0.467m$$

B. pente critique :

La pente critique se détermine par la formule de Manning

$$Q = K \cdot S \cdot R_H^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

Avec :

R_H : rayon hydraulique en [m];

I : pente en [m/m];

S : section mouillée;

K : coefficient de Manning –Strickler (K = 71)

Pour une section rectangulaire

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

A.N :

$$I_{cr} = \left[\frac{12 \cdot (12 + (2 \cdot 0,467))^{2/3}}{71 \cdot (12 \cdot 0,467)^{5/3}} \right]^2 \cdot 100\% = 0,285\%$$

I_{cr} = 0,285% > 0.1%, donc la condition est vérifiée

VI.2.4.4 Le coursier :

En général, le coursier commence par un convergent amenant à la section de contrôle (section où atteinte la hauteur critique), à partir de laquelle la pente augmente, sa largeur est calculée et estimée à :

$$L_2 = 5\text{m}$$

1. Calcul du convergent :

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

La longueur du convergent est estimée par la formule suivante :

$$L = 2,5 (l_1 - l_2)$$

Où : l_1 : est la largeur au plafond du bief amont $l_1 = 12\text{ m}$

l_2 : est la largeur au plafond de la section de contrôle $l_2 = 5\text{m}$

La longueur du convergent est de **17.5m**.

➤ **La profondeur critique :**

On fait le même calcul que celui du chenal d'écoulement.

Pour $b = 5\text{ m}$

$$h_{cr} = 0,84\text{m}$$

➤ **La pente critique :**

La pente d'un canal uniforme, pour un débit donné, est la pente que devrait prendre ce canal, pour que la profondeur normale du courant considéré, soit égale à la profondeur critique.

Pour calculer I_{cr} on associera donc la relation du régime uniforme

$$Q = S_c \cdot C_c \cdot \sqrt{R_c \cdot I_{cr}}$$

Avec celle du régime critique.

$$\frac{Q^2 \cdot b}{g \cdot S_c^3} = 1$$

L'élimination de Q entre les deux expressions pour une section rectangulaire ($S = h \cdot b$) conduit à :

$$I_{cr} = \frac{g \cdot h_c}{C_c^2 \cdot R_c}$$

Avec : I_{cr} : pente critique ;

S_c : section critique $S_c = b \cdot h_{cr}$;

R_c : rayon critique $R_c = S_c / P_c$;

P_c : périmètre critique $P_c=2.h_{cr}+b$

C_c : coefficient de Chézy $C_c = R_c^{1/6} / n$

n : coefficient de rugosité $n=0,014$ (revêtement en béton).

Ce qui donne :

- $S_c=4,2m^2$;
- $P_c=6,68m$;
- $R_c=0,63m$;
- $C_c=66,11$.

La pente critique est:

$$I_{cr}=0,30\%$$

➤ **Calcul de la profondeur normale :**

La profondeur normale, présente la profondeur du courant en régime uniforme (c'est-à-dire la section transversale et la pente de la surface libre sont constantes) elle est calculée en utilisant la formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy).

$$Q = S.C.\sqrt{R.I}$$

Avec : S : section du coursier $S=b.h_n$;

I : pente du coursier $I=10\%$ (voir le profil) ;

C_n : coefficient de Chézy $C_n = R^{1/6} / n$

$$R : \text{rayon hydraulique } R = \frac{S}{P} = \frac{b.h_n}{2.h_n + b} ;$$

En substituant De la même manière que pour le chenal d'écoulement, on aura:

$$Q = \frac{1}{n} . I^{1/2} . (b.h_n)^{5/2} . (2.h_n + b)^{-3/2}$$

On aura :

$$h_n=0,36m, V_n = \frac{Q}{b.h_n}, V_n=12,7m/s$$

➤ **Classification du mouvement et du régime d'écoulement :**

$I=10\%$ ($h_n=0,45m$), $I_{cr}= 0,3\%$ ($h_{cr}=0,84m$)

En analysant ces résultats, on constate que $I>I_{cr}$ ($h_n< h_{cr}$) donc le régime d'écoulement est torrentiel et le canal est à forte pente.

➤ **Calcul de la ligne d'eau dans le coursier :**

Le calcul de la ligne d'eau est effectué à l'aide d'un logiciel appelé « CANAL21 ».

Sur le tableau suivant on présente les différents paramètres de calcul suivant des sections distantes de 10m (le pas).

Les données de départ sont:

- Largeur du canal $b=5\text{m}$.
- Débit à évacuer: $Q=12\text{m}^3/\text{s}$.
- La pente du coursier: $I=0,10$
- La longueur du coursier: $L=100\text{m}$.
- Coefficient de Strickler (71).

Tableau n°VII.02: Calcul de la ligne d'eau

Q (m³/s)	Strickler r	I (m/m)	Y_N	Y_C	Régime	L_{bief} (m)
12	71	0.1	0,36	0,84	NT	160

Tableau n°VII.03: Calcul de la ligne d'eau

Section	Abciss	Pas	Y (m)	Froude
Amont	0	10	0,790	1,09
1	10	10	0,572	1,77
2	20	10	0,505	2,14
3	30	10	0,470	2,38
4	40	10	0,447	2,56
5	50	10	0,430	2,71
6	60	10	0,417	2,84
7	70	10	0,406	2,96
8	80	10	0,397	3,07
9	90	10	0,388	3,17
Aval	100	10	0,380	3,27

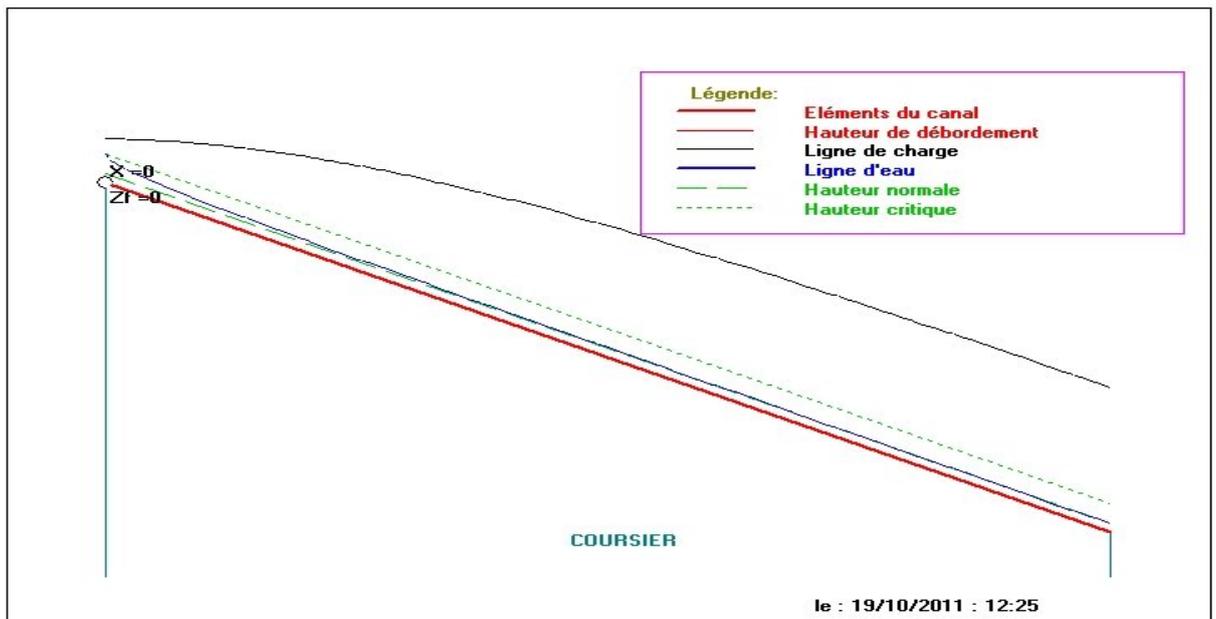


Figure n° VII.2 : Ligne d'eau dans le coursier

D'après le tableau la valeur qu'on doit adopter est : $y=0,38\text{m}$.

La vitesse à la fin coursier est:

$$V = \frac{Q}{b \cdot y} = 6,32\text{m/s}$$

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gy}}$$

Donc : $Fr = \frac{V}{\sqrt{gy}} = 3,27$

$$Fr = 3,27$$

VI.2.4.5 Dissipateur d'énergie :

Il permet de dissiper l'énergie des eaux de crue avant de les instituer à l'oued, la forme du ressaut et ses caractéristiques dépendent directement du nombre de Froude d'après les tests réalisés par (USBR) "The bureau Of Réclamation" .

- ❖ $1,0 \leq Fr \leq 1,7$ Ressaut ondulé.
- ❖ $1,7 < Fr \leq 2,5$ Ressaut faible de petites apparitions en surface.
- ❖ $2,5 < Fr \leq 4,5$ Ressaut oscillant.
- ❖ $4,5 < Fr \leq 9$ Ressaut stable (Stationnaire).
- ❖ $Fr > 9$ Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

Froude est inférieur à 4,5, donc il y'aura formation d'un ressaut stable.

Pour la dissipation de cette énergie on a opté pour un bassin à ressaut, la mise en place des blocs, de déflecteur permettent de raccourcir le bassin et évite le déplacement du ressaut à l'aval. La vitesse d'entrée est inférieure à 15m/s. Le nombre de Froude indique nettement

qu'il y'a formation de ressaut dont il faut déterminer les profondeurs conjuguées et la longueur du bassin pour s'en servir au dimensionnement des blocs chicanes.

$2,5 < Fr \leq 4,5$ alors le bassin qui convient est de type I.

❖ **Détermination des caractéristiques du bassin :**

On a $F = 3,27$, $y_1 = 0,38$ m

Donc de l'abaque $\frac{y_2}{y_1} = 4.15$, d'où

$$y_2 = 1.58\text{m.}$$

y_1 : Tirant d'eau avant le ressaut en (m).

y_2 : Tirant d'eau après le ressaut en (m).

Longueur du bassin On a; de l'abaque $\frac{L}{Y_2} = 5.42$

Donc : $L = 8,55\text{m}$. On prend : $L = 8.55\text{m}$.

❖ **Dimensionnement des blocs Chicanes :**

- La hauteur des blocs de chutes : $h_1 = 2 Y_1 = 0,76$ m.
- La largeur des blocs de chutes : $l_1 = 2 Y_1 = 0,76\text{m}$.
- Epaisseur des blocs de chutes: $e_1 = Y_1 = 0,38\text{m}$.
- Espacement entre deux dents : $e_2 = 2,5 Y_1 = 0.95$ m.
- Le nombre de dents déflectrices : $n=5$

VI.2.4.6 Canal de restitution :

Le canal de restitution a pour but d'acheminer les eaux évacuées vers le l'oued après la dissipation de son énergie; selon les conditions topographiques, cette partie est constituée par un tronçon de 5,34m de longueur environ, de forme trapézoïdale avec un fruit de talus de 1/1, a une pente du canal de $I_c=0,3\%$ et il est en enrochement.

➤ **La hauteur critique :**

Pour un canal trapézoïdal, la hauteur critique se calcule par la formule suivante :

$$h_{cr} = K \left(1 - \frac{\sigma_{cr}}{3} + 0,105 \sigma_{cr}^2 \right)$$

Avec : $K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b^2}}$

Et $\sigma_{cr} = \frac{K \cdot m}{b}$

m : fruit des talus du canal de fuite $m=1$.

Ce qui donne : $K=0,67$, $\sigma_{cr} = 0,1$ d'où

$$h_{cr} = 0,65 \text{ m.}$$

➤ **La pente critique :**

Elle est donnée par : $I_{cr} = \frac{g \cdot h_c}{C^2 \cdot R_c}$

Avec : I_{cr} : pente critique ;

S_c : section critique $S_c = m \cdot h_{cr}^2 + b \cdot h_{cr}$;

R_c : rayon critique $R_c = S_c / P_c$;

P_c : périmètre critique $P_{cr} = b + 2 \cdot h_{cr} \cdot \sqrt{1 + m^2}$

C_c : coefficient de Chezy $C_c = R_c^{1/6} / n$

n : coefficient de rugosité du sol $n=0,02$

Ce qui donne :

- $S_c = 4,97 \text{ m}^2$;
- $P_c = 8,84 \text{ m}$;
- $R_c = 0,56 \text{ m}$;
- $C_c = 45,39 \text{ m}$.

La pente critique est :

$$I_{cr} = 0,55 \%$$

➤ **Profondeur normale dans le canal :**

La formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy) est :

$$Q = S \cdot C \cdot \sqrt{R \cdot I}$$

Pour la hauteur normale on a :

- $S_n = m \cdot h_n^2 + b \cdot h_n$
- $P_n = b + 2 \cdot h_n \cdot \sqrt{1 + m^2}$
- $R = S_n / P_n$
- $C_n = R^{1/6} / n$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout avec la méthode itérative.

$$Q = \frac{1}{n} I^{1/2} \cdot (m h_n^2 + b \cdot h_n)^{5/2} \cdot (2 \cdot h_n \sqrt{1 + m^2} + b)^{-3/2}$$

Le résultat du calcul par itération donne :

$$h_n = 1,74 \text{ m}$$

➤ **Vitesse dans le canal :**

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{m \cdot h_n^2 + b \cdot h_n} \quad \text{D'où}$$

$$V = 0,79 \text{ m/s}$$

VI.2.5 Hauteurs des murs bajoyers:

A. Hauteur des murs à l'entrée du déversoir :

On a :

$$h_m = h_e + r$$

h_m : Hauteur des murs bajoyers en [m].

h_e : Lamme d'eau sur le déversoir [m].

r : Revanche de sécurité (m) donnée par $[r = 0,61 + 0,14 V^{1/3}]$

A.N:

$$V = 12 / (12 \cdot 0,5) = 2 \text{ m/s} \quad \text{donc:} \quad r = 0,79 \text{ m.}$$

$$h_m = 0,5 + 0,8 = 1,3 \text{ m}$$

B. Hauteur des murs du chenal :

Sur le long du chenal d'écoulement, la hauteur des bajoyers doit atteindre la crête du retenue.

C. Le coursier :

Pour des raisons d'ordre économiques et compte tenu de la ligne d'eau présentée, on partage le coursier en deux tronçons dont les hauteurs des murs bajoyers différent.

➤ **Hauteur au début du coursier :**

$$H_m = h_e + r,$$

Ou : hm : hauteur du mur bajoyer ;

he : hauteur d'eau $he = 0,79$ m ;

r : revanche de sécurité donnée par : $r = 0,61 + 0,14V^{1/3}$

V : la vitesse du niveau de la section de contrôle $V = 5,05$ m/s ;

Ce qui donne : $r = 0,85$ m, $H_m = 1,65$ m

➤ Hauteur à la fin du coursier :

On procède de même manière que précédemment.

$he = 0,38$ m on aura $V = 10,08$ m/s, $r = 0,91$, $H_m = 1,3$ m

D. Le bassin de dissipation :

Il aura les mêmes hauteurs que les murs bajoyers du canal de restitution

Le canal de restitution :

$he = 0,65$ m On aura $V = 2,64$ m/s, $r = 0,8$ m $H_m = 1,45$ m

On prend ; $H_m = 1,45$ m.

VI.2.6 Vérification de l'apparition des phénomènes hydrauliques dans le coursier :

Vagues roulantes :

Les vagues roulantes peuvent avoir lieu aussi bien dans les écoulements aérés que dans les écoulements non aérés. Elles apparaissent généralement lors d'un débit inférieur au débit de projet, suite à un écoulement déstabilisé.

Les conditions d'absence de vagues roulantes sont :

$$b/h < (10 \div 12) \text{ et } Fr^2 < 40.$$

Avec : b : largeur du coursier, Fr : Nombre de Froude $Fr^2 = \frac{V^2}{g \cdot h}$.

h : profondeur d'eau minimale dans le coursier

$$b/h = 12,6 \quad \text{et} \quad Fr^2 = 9,42$$

Les conditions ne sont pas vérifiées alors on risque d'avoir des vagues roulantes alors il faut prendre des mesures de sécurité pour éviter l'affouillement à l'aval.

VI.3 OUVRAGE DE VIDANGE:

L'ouvrage de vidange est primordial pour un barrage, il a pour rôle :

- ✓ D'assurer la vidange de la retenue en quelques jours en cas d'avarie grave constatée sur les ouvrages (Renards, glissement d'une partie de talus amont).
- ✓ De vider la tranche morte en fin saison d'utilisation des eaux stockées pour l'entretien de la retenue (curage éventuel des dépôts et des parties amont du collinaire (prise, parement amont de la digue).
- ✓ De faire passer les eaux lors de la montée du remblai (évacuation de la crue de chantier).

L'ouvrage de vidange peut être de plusieurs types tels que :

VI.3.1 Conduite de vidange en charge :

L'ouvrage est généralement combiné avec celui de la prise ou de l'évacuateur de crue (tulipe). La conduite de vidange doit être en acier enrobé de béton armé ou une conduite en âme tôle sous le remblai, son diamètre est en fonction du débit à évacuer.

VI.3.2 Conduites à écoulement libre :

Deux types de conduites peuvent être employées pour les réaliser :

- ✓ Le tuyau cylindrique de gros diamètre en acier.
- ✓ La canalisation en béton de type galerie ou ovoïde (1-2) m de hauteur.

L'aération de l'écoulement dans ces conduites est nécessaire, on prévoit donc un reniflard à l'aval immédiat de la vanne amont afin d'éviter les phénomènes de battements ou de vibration sous l'effet de passage en écoulement instable à forts débits.

VI.3.3 Choix de la variante :

Pour des raisons pratiques et économiques, il a été préférable d'associer l'ouvrage de vidange à celui de prise d'eau.

Le tracé de la vidange de fond empruntera celui de la dérivation provisoire

Recommandation pour les dispositifs constitués de la conduite :

- ✓ Il faut d'une part une protection amont afin d'éviter tout problème dû au transport solide (colmatage), et d'autre part prévoir un dissipateur d'énergie à l'aval pour éviter les affouillements.
- ✓ Prévoir une bonne assise pour la conduite.
- ✓ Prévoir le nombre et la position des vannes nécessaires en fonction des types des conduites, de leurs diamètres, de la charge amont du barrage et du volume stocké.

Quelques dispositifs minimums de vidange qu'ont doit tenir en compte sont donnés dans le tableau (VI-01).

Tableau n°VI.01 : les paramètres de la conduite en fonction de $H^2\sqrt{V}$

$H^2\sqrt{V}$	Type de conduite	Diamètre (mm)	Nombre de position des vannes
≤ 30	P V C ou Acier	(160 – 200)	Une vanne en aval
30 -- 100		300 en Acier	
100 --300	Acier ou béton en âme tôle	300 - 400	Une vanne de garde amont et une vanne aval.
300 – 700		400 – 600	
700 -- 1500		600 – 800	
≥ 1500	Galerie en béton armé (tuyau posé dans la galerie de visite)		Vanne de garde et vanne réglable en aval.

H : Hauteur du barrage (m).

V : Volume d'eau stocké (Hm^3)

L'ouvrage de vidange sera constitué de deux vannes, une vanne de garde. (Batardeau) en amont et une autre en aval.

Afin d'édifier le barrage à l'abris de l'eau courante dans l'oued ou d'une éventuelle crue, il est nécessaire de prévoir un chemin d'écoulement aux débits quel que soit leur provenance. Ce chemin d'écoulement ne doit pas entraver ni gêner les travaux de construction de la digue et des ouvrages annexes.

Destination de la vidange de fond :

- Assurer de l'eau pour les besoins d'irrigation.
- Vidange de la retenue en cas de défaillance dans le corps du barrage (glissement du talus, Renards) ou pour entretien.
- Evacuer la crue de chantier dans certains cas.

Le débit de projet est déterminé en fonction :

- De la condition de la vidange du volume utile durant 7-90 jours
- De la condition d'amenée d'eau pour l'irrigation suivant la condition de la vidange.

La vidange de fond qui est une conduite en charge (aspect économique), est mise dans la galerie de dérivation provisoire pour minimiser les coûts de déblai pour l'installation de cette dernière.

On a prévu une protection amont pour cette conduite contre le colmatage, on l'a équipé aussi de vannes ; à l'amont d'une vanne batardeau et une autre à l'aval.

Le débit transitant à travers la conduite est défini par la formule suivante :

$$Q_{vf} = \frac{Vu}{T} + Q_r$$

Où:

Q_r : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (pris égal au débit moyen annuel).

V : volume utile ($V=72573\text{m}^3$).

T : temps de vidange égal 20 jours = 1296000 secondes

$$Q_{vf} = \frac{72573}{1296000} + \frac{0.32}{31.53} = 0,052\text{m}^3/\text{s}$$

$$Q_{vf} = 0,066\text{m}^3/\text{s}$$

Le type et la construction de la vidange sont déterminés en fonction des conditions topographique et géologique, ainsi que par la valeur du débit de projet.

Dans notre cas la meilleure des solutions est une vidange de fond en acier.

L'axe de la vidange de fond est choisi suivant l'axe de la dérivation provisoire et le plan d'aménagement hydraulique compte tenu de la vidange maximale de la retenue, et la possibilité de passage des débits de chantier.

VI.3.4 Calcul hydraulique :

Ce calcul consiste à déterminer la section et le diamètre de la conduite de vidange, en utilisant la formule de l'écoulement en charge :

$$Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2gZ}$$

Q_{vf} : débit de vidange (en m^3/s).

μ : coefficient de débit.

S : section de la conduite (en m^2).

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

Alors que:

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

Avec:

$$Z = 7,60\text{m}$$

Préalablement on prend: $\mu=0,80$.

On trouve : $S= 0,0068 \text{ m}^2$.

$$d = \sqrt{\frac{4S}{\pi}}$$

D'où: $d=0,093\text{m}$.

On prend un diamètre normalisé de:

$$d=100 \text{ mm}$$

Correction de la valeur de coefficient μ :

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi_s + \sum \xi_l}}$$

$\sum \xi_s$: somme des coefficients de pertes de charge singulières

$$\sum \xi_s = \xi_{ent} + \xi_{va} + \xi_{sor} + \xi_{grille}$$

$$\xi_{va} = 0,5$$

$$\xi_{ent} = 0,1$$

$$\xi_{sor} = 1$$

$$\xi_{grille} = 0,25$$

Donc:

$$\sum \xi_s = 1,85$$

$\sum \xi_L$: Somme des coefficients de pertes de charges linéaires.

$$\sum \xi_L = \frac{\lambda L}{d}$$

L: longueur de la conduite de la vidange de fond égale à 75m.

d: diamètre de la conduite de vidange 100mm.

λ : Coefficient de perte de charge calculé par la formule de Strickler:

$$\lambda = \frac{124.6n^2}{d^{1/3}}$$

n: rugosité de la conduite en acier (n=0,013).

On trouve: $\lambda = 0.045 \Rightarrow \sum \xi_L = 33.75$.

Ce qui nous donne:

$$\mu = 0,165$$

Avec cette nouvelle valeur du coefficient de débit, le diamètre de la conduite de vidange sera égal à $d=205\text{mm}$

On adopte la valeur de: $D_{vf}=200\text{mm}$.

La conduite étant en acier d'un diamètre de 200mm. Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes: $V_s=Q_{vf}/S_{con}$

Ca donne $V_s=2\text{ m/s}$

VI-3 La prise d'eau:

Le but de cet ouvrage est d'assurer le débit de pointe de la demande aval entre le niveau de la retenue et celui des plus basses eaux, en tenant compte d'un prélèvement d'eau de qualité compatible avec sa destination.

VI.3.5 Type de prise :

a) Prise d'eau en charge :

Ce type est représenté par une conduite sous remblai en « âme tôle » ou en acier enrobé de béton. Ce type d'ouvrage est très économique, permettant une prise d'eau avec faible perte de charge et donne l'avantage du regroupement des organes de command au pied aval de la digue. En outre les inconvénients majeurs et le niveau unique de prise et la fonction non séparée avec la vidange.

b) Prise d'eau flottante :

Dans cette variante, les fonctions de prise et de vidange sont séparés, le prélèvement d'eau s'effectue à une profondeur constante ; l'inconvénient de celle ci et celui du coût important de sorte qu'elle nécessite des mécanismes relativement sophistiqués nécessitant un entretien périodique de pièces hydromécaniques.

c) Tour de prise :

Cette variante représente l'avantage du prélèvement à différents niveaux, la séparation des fonctions (prise- vidange), mais du point de vue économique elle est plus coûteuse (tour + passerelle), ainsi que la sensibilité aux secousses dues aux séismes.

VI.3.6 Choix de la variante :

Vu la destination du retenue (irrigation des parcelles adjacentes), le prélèvement des eaux peut être effectuer à un niveau unique, la qualité des eaux n'est pas d'une grandes turbidité vu les apports solides faibles. L'ouvrage de prise en conduite permet la prise avec faible perte de charge, et un coût relativement faible par rapport aux deux autres variantes (flottantes, tour de prise), cela rend celle-ci la variante la plus adéquate.

Le but de cet ouvrage est d'assurer un débit exigé à l'aval mais aussi une eau qui soit compatible à sa destination (de qualité).

La variante choisie pour la prise d'eau est celle prise d'eau et vidange de fond son tracé sera implanté dans la galerie de dérivation provisoire.

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est en fonction de la demande en aval (consommation maximale en aval), de temps de prise et de la charge d'eau minimale.

La consommation maximale est en mois de juillet : $V_{\max} = 23606 \text{ m}^3$.

Donc : $Q_{\max} = \frac{V_{\max}}{T}$ avec : T : temps de prise (T=31 jours).

D'où : $Q_{\max} = 0,0088 \text{ m}^3/\text{s}$.

$$Q = \mu S \sqrt{2g.H} \quad (\text{m}^3/\text{s}).$$

μ : coefficient de débit $\mu=0,2$.

S : section de la conduite en m^2 .

H : charge d'eau minimale $H=7.6\text{m}$.

On trouve : $S=0,0036\text{m}^2$

Donc : $d=60 \text{ mm}$

- Correction de la valeur de coefficient μ :

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi}}$$

$\sum \xi$: Somme des coefficients de pertes de charge singulières et linéaires.

On suppose que les pertes de charge singulières sont égales à 15% des pertes de charges linéaires.

$$\sum \xi = 1,15 \cdot \frac{\lambda.L}{D}$$

Avec $\lambda = 0,03$.

AN : $\sum \xi = 43,125\text{m}$.

$\mu=0,15$. Donc : $S=0,0048 \text{ m}^2$. On trouve : $d = 0,078 \text{ m}$.

On prend $d=90 \text{ mm}$

2. Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite :

On a : $V=Q/S$

$$V = 1,83\text{m/s}$$

CONCLUSION:

Finally, the water intake pipe will have a diameter of 100 mm and will be made by tapping the emptying pipe downstream of the dam, it is equipped with a butterfly valve which will be grouped with the emptying valves at the downstream foot of the dam.

CHAPITRE VII :

***DERIVATION
PROVISOIRE***

CHAPITRE VII : DERIVATION PROVISOIRE

VII.1 INTRODUCTION :

Une dérivation provisoire est nécessaire pour tout barrage pour éviter le retour des eaux dans le chantier, dans notre cas ; on a opté pour une galerie en béton qui servira ensuite d'ouvrages permanents (vidange et prise d'eau).

VII.2 TYPE D'OUVRAGE DE DERIVATION PROVISOIRE :

VII.2.1 Galerie de dérivation :

Cet ouvrage est réservé aux vallées rocheuses étroites, son avantage est qu'il évite l'interférence avec les failles et la construction du barrage proprement dit.

VII.2.2 Conduite de dérivation :

La conduite de dérivation sous le remblai est préférée si la roche pour la galerie est de mauvaise qualité, mais plusieurs problèmes techniques peuvent surgir surtout en ce qui concerne le contact béton fondations.

L'avantage commun de ces deux ouvrages se résume par l'aspect économique qu'ils jouent, car ceux-ci sont souvent utilisés comme ouvrages définitifs (vidange de fond).

VII.2.3 Canal de dérivation :

Cet ouvrage est le plus souvent adopté dans les vallées larges ou les débits sont importants pour être évacués par les galeries ou les conduites d'une façon économique.

Conclusion :

En fonction des conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrauliques, la dérivation se fait par une galerie et batardeaux.

VII.3 CHOIX DE LA CRUE DE DIMENSIONNEMENT :

Il n'y a aucune loi qui fixe le choix de la crue de dimensionnement mais seule l'économie et l'hydrologie peuvent en décider, dans notre cas on dimensionné avec une crue vingtenale.

Le débit maximum de cette crue est $Q_{\max(5\%)} = 21,56 \text{ m}^3/\text{s}$.

Succession des travaux :

- **1^{ère} étape :**

Mise en place d'un batardeau partiel pour pouvoir entamer les travaux de la galerie.

- **2^{ème} étape :**

Construction de l'ouvrage de dérivation qui s'agit d'une galerie dans notre cas.

- **3^{ème} étape :**

- La coupure et dérivation de la rivière par la construction du batardeau amont.
- Empêcher le retour des eaux vers la galerie par la construction du batardeau aval.

▪ 4^{ème} étape :

Une fois les travaux achevés ; la galerie réalisée ; on enlève les batardeaux et puis on passe à la mise en eau.

VII.4 DIMENSIONNEMENT DE LA DERIVATION PROVISOIRE :

VII.4.1 La galerie de dérivation :

VII.4.1.1 L'écoulement à surface libre :

La première phase est celle où le niveau d'eau est inférieur au diamètre du tunnel. Dans ce cas l'écoulement est à surface libre et sera régi par la formule suivante :

$$Q = SC\sqrt{RI}$$

Où :

Q : débit évacué,

S : Section mouillée $S = \frac{R^2}{2} (\theta_{\text{rad}} - \sin \theta^0)$.

R : Rayon hydraulique, $R_{\text{cr}} = \frac{S}{P}$

P_{cr} : Périmètre mouillé, $P = R\theta_{\text{rad}}$

C_{cr} : Coefficient de Chézy, $C = \frac{1}{n} R^{\frac{1}{6}}$

n : Coefficient de rugosité, n= 0,015.

I: pente du tunnel, i =0,007

La hauteur d'eau dans la galerie :

$$h = (r - 1 - \cos \frac{\theta^0}{2}) \quad \text{Et} \quad \theta^0 = 2 \cdot \text{Arc cos} \left(1 - \frac{h}{r} \right)$$

VII.4.1.2 L'écoulement en charge :

L'écoulement devient en charge lorsque le niveau d'eau sera supérieur au diamètre de la galerie et l'écoulement sera régi par la formule suivante :

$$Q = u.S.\sqrt{2.g.Z}$$

Où :

Q : débit évacué

S : section de la galerie $S = \pi \frac{D^2}{4}$

g : accélération de la pesanteur [m/s²].

Z : la dénivelée

$$Z = (H + L \cdot I) - \frac{D}{2}$$

μ : coefficient de débit

H : hauteur d'eau devant la galerie

D : diamètre de la galerie

L : longueur de la galerie [L = 136m]

I : pente de la galerie [I = 0,019]

On a :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_i + \frac{\lambda \cdot L}{D}}}$$

- Coefficient de résistance singulière :

$$\sum \xi_i = \xi_{entrée} + \xi_{sortie}$$

À l'entrée :

$$\sum \xi_i = 0,5 + 1 = 1,5$$

λ: coefficient de résistance linéaire.

$$\lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}}$$

n= 0,014m^{-1/3}.s Rugosité de béton.

Tableau IV-01 : Coefficient de débits.

D _g (m)	∑ ξ _i	λ	λ.L/D	(1 + ∑ ξ _i + λ · L/D) ^{0,5}	μ
1	1,5	0,02	3,332	2,415	0,414
1.	1,5	0,02	1,941	2,107	0,475
2	1,5	0,01	1,322	1,955	0,511
2.	1,5	0,01	0,982	1,866	0,536
3	1,5	0,01	0,770	1,808	0,553

Pour l'écoulement en charge :

$$Q = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot Z}$$

$$Z = H + (L.I - D/2)$$

Tableau IV-02 : $Q = f(D)$.

D (m)	μ	S (m ²)	$\mu S \sqrt{2g}$	Z (m)	Q (m ³ /s)
1	0,41	0,79	1,44	H + 2,08	1,44. \sqrt{Z}
1.5	0,47	1,77	3,71	H + 1.83	3,71. \sqrt{Z}
2	0,51	3,14	7,12	H + 1,58	7,12. \sqrt{Z}
2.5	0,54	4,91	11,65	H + 1.33	11,65. \sqrt{Z}
3	0,55	7,07	17,31	H + 1,08	17,31. \sqrt{Z}

Le laminage dans ce cas se fait de la manière suivante:

On détermine les volume d'eau stockée à partir de l'hydrogramme de crue de fréquence 5% pour chaque heure du temps de crue et on ne s'arrête qu'une fois arrivé au temps de montée, ensuite on converti ces débits là en volumes et à partir de la courbe capacité -hauteur on tire les hauteurs d'eau correspondantes à chaque volume.

Les résultats de calculs sont donnés dans le tableau (VIII-03).

Tableau IV.03 : $H_{dév} = f(T)$

Temps(h)	$Q_c(m^3/s)$	$Q_{moy}(m^3/s)$	V (m ³)	$h_{dév}$
0	0	0,333	479.5	0,98
0,4	0,666			
0.8	2,663	1,66	2390	2,41
		4,33	6235	3,5
1,2	5,991	7,82	9093	4
1,523	9,65			

Les résultats du laminage sont donnés dans le Tableau VI.04

Tableau IV.04 : Résultats du laminage.

D (m)	1	1.5	2	2.5	3
Z (m)	6,08	5,83	5,58	5,33	5,08
Q (m³/s)	3,55	8,97	16,82	26,91	39

VII.4.2 Le batardeau :

Le batardeau devrait avoir les mêmes propriétés que la digue et constitué d'un remblai qui devrait être bien compacté avec un contrôle de la teneur en eau.

a) La revanche du batardeau :

La revanche est prise égale à 1m.

b) Calcul de la largeur en crête du batardeau :

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

- **Formule de KNAPPEN :** $b = 1,65\sqrt{H_b}$ (m)
- **Formule de PREECE :** $b = 1,1\sqrt{H_b} + 1$ (m)
- **Formule simplifiée :** $b = 3,6\sqrt[3]{H_b} - 3$ (m)

Tableau IV.05 : récapitulatif des hauteurs et largeurs en crête du batardeau

Diamètre de la galerie (m)	Hauteur du batardeau (m)	Largeur en crête (m)
1	7,08	4
1.5	6,83	4
2	6,58	4
2.5	6,33	4
3	6,08	3.75

VII.4.3 Calcul d'optimisation de la dérivation :

Le calcul est effectué par une méthode qui est basée sur la détermination des volumes du batardeau et de la galerie ainsi que sont équivalents en béton, ensuite tracer la courbe d'optimisation pour déterminer le diamètre optimal.

Pour assurer un écoulement à surface libre dans la galerie, les dimensions doivent être telles que la hauteur d'eau pour la crue de projet soit comprise entre 0,7 et 0,8 fois la hauteur de la galerie, mais ils peuvent parfois s'éloigner des dimensions optimales du point de vue hydraulique, afin de permettre l'utilisation de coffrage ou de vannes normalisés.

❖ **Hypothèses de calcul**

- Ecoulement uniforme ;
- Pertes de charges sont calculées à l'aide de la formule de CHEZY.

Sur un plan topographique, on positionne la digue, les batardeaux, l'axe de la dérivation et les ouvrages d'entrée et de sortie pour avoir la longueur réelle.

Le schéma suivant nous donne les différents paramètres pour cette méthode.

TABLEAU VIII.06 : CALCUL D'OPTIMISATION

	N	Désignation	Valeurs				
Paramètres hydrauliques	1	D (m)	1	1,5	2	2,5	3
	2	A (m ²)	0,79	1,77	3,14	4,91	7,07
	3	h _o (m)	0,7	1,05	1,4	1,75	2,1
	4	A _l (m ²)	0,58	1,31	2,32	3,63	5,23
	5	R _h (m)	0,3	0,45	0,6	0,75	0,9
	6	C	58,44	62,53	65,60	68,08	70,19
	7	V (m/s)	6,11	6,86	7,24	7,41	7,46
	8	i	0,04	0,03	0,02	0,02	0,01
	9	h _l (m)	4,95	3,64	2,76	2,15	1,71
	10	Z _{entr} (m)	1,72	2,18	2,42	2,54	2,57
	11	Z _o (m)	6,68	5,81	5,18	4,68	4,28
	12	N _{am} (m)	264,68	263,81	263,18	262,68	262,28
	13	N _l (m NGA)	262,95	261,64	260,76	260,15	259,71
	14	C _s (m NGA)	262,25	260,59	259,36	258,40	257,61
Calcul des volumes des travaux	15	H _{bat} (m)	7,08	6,83	6,58	6,33	6,08
	16	F _{bat} (m ²)	178,70	167,27	156,21	145,53	135,22
	17	L ^b _{moy} (m)	115	110	106	102	100
	18	V _{bat} (m ³)	20550,4	18399,3	16558	14843,7	13521,92
	19	V' _{bat} (m ³)	2055,04	1839,93	1655,82	1484,37	1352,19
	20	V _{tun} (m ³)	106,81	240,33	427,26	667,59	961,33
	21	V' _{tun} (m ³)	160,22	360,50	640,89	1001,39	1441,99
	22	Σ V' (m ³)	2215,26	2200,43	2296,70	2485,76	2794,19

Tableau VIII.07 : Paramètres de calcul d'optimisation.

Paramètres hydrauliques	1	Diamètre	D (m)
	2	Section du tunnel	A (m ²)
	3	Profondeur de remplissage	$h_o = 0,7D$ (m)
	4	Section mouillée	$A_1 = 0,74.A$ (m ²)
	5	Rayon hydraulique	$R_h = 0,3D$ (m)
	6	Coefficient de Chezy	$C = 1/n R^{1/6}$
	7	Vitesse moyenne	$V = Q_{max}/A_1$ (m/s)
	8	Pente	$i = V^2/C^2R$
	9	Perte de charge linéaire	$h_l = i.l$ (m)
	10	Perte de charge à l'entrée	$Z_{entr} = V^2/2gj^2$ (m)
	11	Perte de charge totale	$Z_o = Z_{entr} + h_l$ (m)
	12	Niveau amont pour Qmax	$N_{am} = N_{av} + Z_o$ (m NGA)
	13	La cote de niveau d'eau a l'entré de tunnel	$N_I = N_{am} - Z_{entr}$ (m NGA)
	14	Cote du seuil	$C_s = N_I - h_o$ (m NGA)
Calcul des volumes des travaux	15	Hauteur du batardeau	$H_{bat} = N_{am} + R - C_f$ (m)
	16	Section du batardeau	$F_{bat} = (2b + 2mH_{bat}).H_{bat}/2$
	17	Longueur moyenne du batardeau	L^b_{moy} (m)
	18	Volume du batardeau	$V_{bat} = L * F$ (m ³)
	20	Conversion en volume de béton	$V'_{bat} = 0,1 V_t$
	21	Volume d'excavation du tunnel	$V_{tun} = L . A$
	21	Conversion en volume de béton	$V'_{tun} = 1,5 V_{bet}$
	22	Coût total des travaux	$\Sigma V' = V'_{bat} + V'_{tun}$

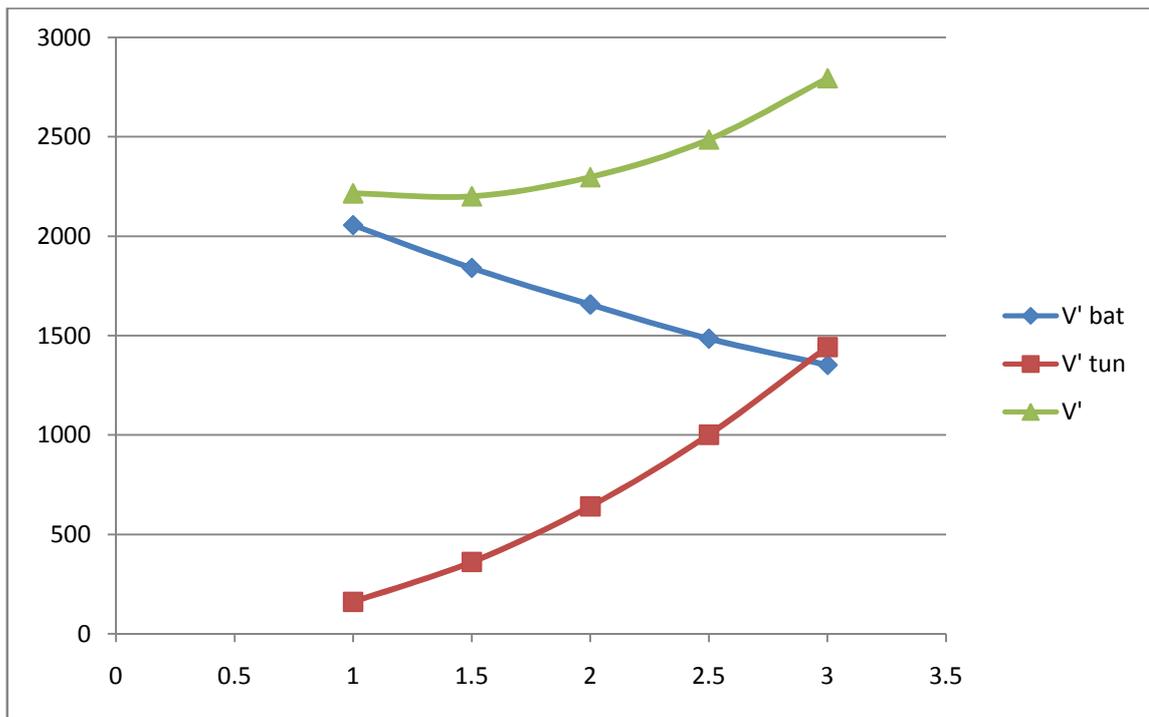


Figure n° VIII 1 : Courbe d'Optimisation

D'après le tableau et la courbe d'optimisation on remarque que le diamètre optimum est égal à 1.5m. Ce qui correspond à une hauteur du batardeau égal à 6,83m.

On construit le batardeau comme suit :

- Construction d'une banquette en béton
- Réalisation d'un filtre inverse (son rôle d'empêcher le retour d'eau)
- Remblayage du batardeau

VII.5 OUVRAGE DE RESTITUTION :

L'objectif de l'ouvrage de restitution est la dissipation de l'énergie cinétique de l'eau à la sortie de la galerie de dérivation.

Vu la nature du sol au niveau du lit de l'oued du côté aval de la digue qui est un sol rocheux, dont le risque d'érosion y est moindre, d'où l'implantation d'un bassin d'amortissement n'est pas une nécessité.

VII.6 CONCLUSION :

D'après l'étude d'optimisation on a trouvé que le diamètre le plus économique est de 1.5m, qui correspond a une hauteur de batardeau est égal à 6,83m, cette hauteur été calculée de façon qu'on a une dérivation moins coûteuse qui est influencé positivement sur le coût total de la retenue.

CHAPITRE VIII :

ORGANISATION DE CHANTIER

CHAPITRE VIII : ORGANISATION DE CHANTIER

VIII.1 INTRODUCTION :

L'organisation de chantier a pour but de réaliser des projets dans des délais courts et à moindres coûts, elle consiste à utiliser la main d'œuvre d'une façon économique, ainsi que les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier.

Afin d'atteindre ces objectifs, il est impératif de :

- Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement ;
- Repartir et coordonner les tâches par la contraction d'une main d'œuvre spécialisée ;
- Structurer convenablement les postes de travail stabilisés pour les quels, on adopter une mécanisation de plus en plus poussée ;
- Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main d'œuvre ayant une influence importante sur le prix de revient ;

VIII.2 TRAVAUX PREPARATOIRES ET INSTALLATION DE

L'ENTREPRISE :

L'implantation d'un chantier nécessite un terrain en dégagant de larges espaces autour de l'entreprise de la prise d'eau, a fin de ménager les divers aires de stockages et des pistes de circulation d'engins, suivie de leur occupation progressive par les locaux, engins, poste fixes de travail.

On peut distinguer les installations suivantes :

VIII.2.1 Installations destinées au personnel :

En général, sont les dortoirs ; les réfectoires, les installations sanitaires et les bureaux de chantier.

VIII.2.2 Installations destinées au stockage des matériaux :

Pour les ciment nous utilisons soit, des silos métalliques, soit des baraquements en bois ou en métal, les agrégats stockés peuvent être en plein air, on doit seulement prévoir un croisement entre les différents types d'agrégats, pour éviter leur mélange et ce fait faciliter le dosage du béton, et les aciers, on doit les protéger dans des endroits de forte humidité (baraquement, hangars).

VIII.2.3 Installations destinées à la réparation des engins :

En général, les grosses réparations ne se font pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

VIII.2.4 Installation destinée pour la préfabrication :

Pour cette installation, elle est constituée des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes...etc.

VIII.2.5 les moyens de chantier :

Pour l'exécution des travaux de terrassement, divers engins sont utilisés suivant la nature des travaux à accomplir :

Pour le compactage qui consiste en une augmentation artificielle de la densité d'un sol par des moyens mécaniques on a les engins généralement utilisés ci après :

- Les compacteurs à pneus ;
- Les rouleaux à pieds dameurs pour le compactage des sols fins ;
- Les rouleaux vibrants lisses pour les sols granulaires et rocheux

En ce qui concerne le prélèvement et le transport des matériaux, les deux moyens couramment utilisés sont :

- La décapeuse automotrice (Motors scraper) ;
- La pelle hydraulique associée à des camions favorisant ainsi le mélange de plusieurs horizons et est plus adapté lorsque la zone d'emprunt est éloignée du barrage ou a un relief très marqué.

VIII.3 PLANIFICATION :

VIII.3.1 Définition :

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- Installation des postes de travail ;
- Observations instantanées ;
- Analyse des tâches ;
- Le chronométrage ;
- Définition des objectifs et des attributions ;
- Simplification des méthodes ;
- Stabilisation des postes de travail.

VIII.3.2 Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

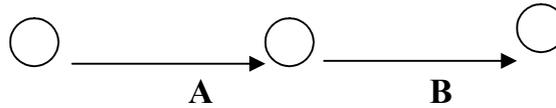
VIII.3.2.1 Méthodes basées sur le réseau :

Définition du réseau :

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

➤ Réseau à flèches :

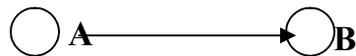
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération A précède l'opération B

➔ Réseau à nœuds :

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches



L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

Construction du réseau :

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

◆ Etablissement d'une liste des tâches :

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

◆ détermination des tâches antérieures :

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

◆ Construction des graphes partiels ;

◆ Regroupement des graphes partiels ;

◆ Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage ;

◆ Construction du réseau ;

Méthode C.P.M (méthode du chemin critique) :

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1^{ère} phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;

2^{ème} phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue ;

3^{ème} phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

VIII.3.2.2 les étapes de la planification :

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

Collection des informations :

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

Décomposition du projet :

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières ; nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

Relations entre les tâches :

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

VIII.3.3 les paramètres de la méthode C.P.M :

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : temps de réalisation ;

DCP : date de commencement au plus tôt ;

DCPP : date de commencement au plus tard ;

DFP : date de finition au plus tôt ;

DFPP : date de finition au plus tard ;

MT : marge totale.

Et :

$$\begin{cases} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP - TR} \end{cases}$$

IX.2.3.1) Chemin critique (C.C) :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$\mathbf{C.C} \Leftrightarrow \begin{cases} \mathbf{MT = 0} \\ \mathbf{\sum TR_{C.C} = D.T.P} \end{cases}$$

IX.2.3.2) Attribution des durées de chaque opération :

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
- Dimensions du projet.

En utilisant les normes **C.N.A.T**, on pourra appliquer la formule suivante:

$$\mathbf{T = \frac{Q.N}{n}}$$

Avec :

$$\begin{cases} \mathbf{Q = Quantité\ de\ travail} \\ \mathbf{N = Rendement} \\ \mathbf{n = Nombre\ d'équipes} \end{cases}$$

VIII.3.4 Les plannings :

Il existe trois types de plan de travail :

VIII.3.4.1 Plan de travail au plus tôt :

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

VIII.3.4.2 Plan de travail au plus tard : (PTPP)

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

VIII.3.4.3 Plan de travail intermédiaire :

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date u plus tôt et date au plus tard ; l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

VIII.4 DELAI DE CONSTRUCTION ET PROGRAMME DES TRAVAUX

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation à bonne éscience la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer l'efficacité de l'action entreprise moyennant le respect de certaines exigences dont entre autres :

le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations ;

- le respect des délais de réalisation pour chaque opération
- faire le travail le plus économiquement possible.

Ainsi, cette rationalisation des travaux est tributaire de certaines conditions à savoir la mécanisation maximale des travaux, disponibilité d'un matériel de construction de haut rendement asservie par du personnel qualifié ; bon état du réseau routier servant à l'exécution des opérations de transport; la combinaison dans le temps de différents travaux sur plusieurs fronts sans en pénaliser leur bonne réalisation.

VIII.5 SYMBOLES DES DIFFERENTES OPERATIONS :

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau (IX.1) : symboles des opérations

Phases des Travaux	Opérations	Duré (jours)
-Décapage et réalisation de la portion de clé d'étanchéité au droit de la conduite de vidange	A	15
-Déboisement de la cuvette.	B	60
-Dérivation provisoire du cours d'eau et construction du batardeau pour dévier correctement les eaux de l'oued.	C	15
-Préparation des zones d'emprunt.	D	20
-Remblai des fondations.	E	10
-Approvisionnement des filtres.	F	45
-Mise en place du système de drainage (prisme de drainage).	G	10
-Remblai soigneusement compacté.	H	60
- Construction de l'évacuateur de crue	I	30
-Revêtement des talus.	J	20
-Equipements hydrauliques.	K	15
-Finitions.	L	20

La retenue peut être réaliser au bout de 5,6 mois si le planning qui suivre sera respecté sur le chantier. Le commencement des travaux sera au début du mois de Mai qui correspond au début de la saison estivale. C'est la saison favorable pour l'exécution d'un barrage en terre.

Le schéma du réseau à noeuds de l'organigramme des opérations est donné

Par la figure IX-1.

❖ Détermination du/des chemin(s) critique(s) :

Le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0) est donné a une durée de :

$$DTR = \sum TR = 15 + 15 + 30 + 10 + 60 + 20 + 20 = 170 \text{ jours}$$

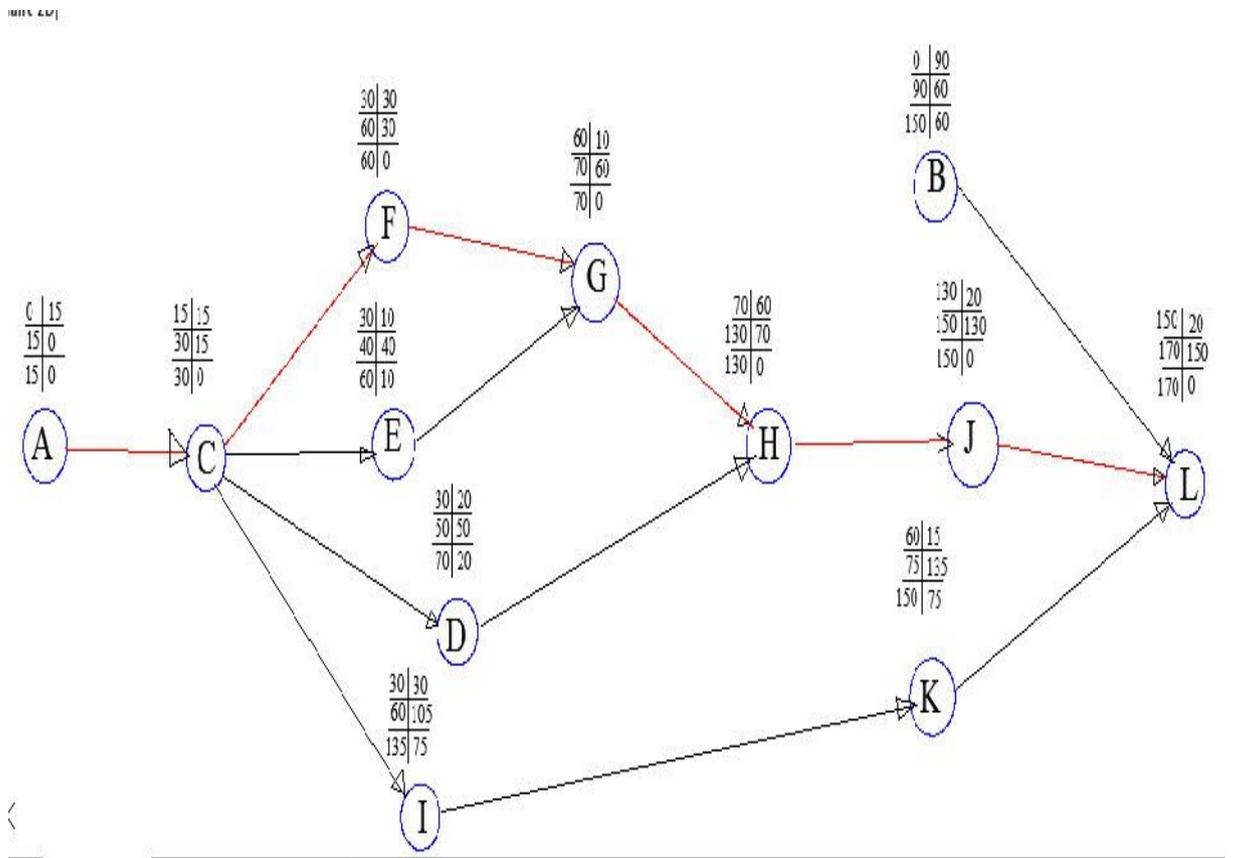


Figure n° IX 1 : Réseau a nœuds

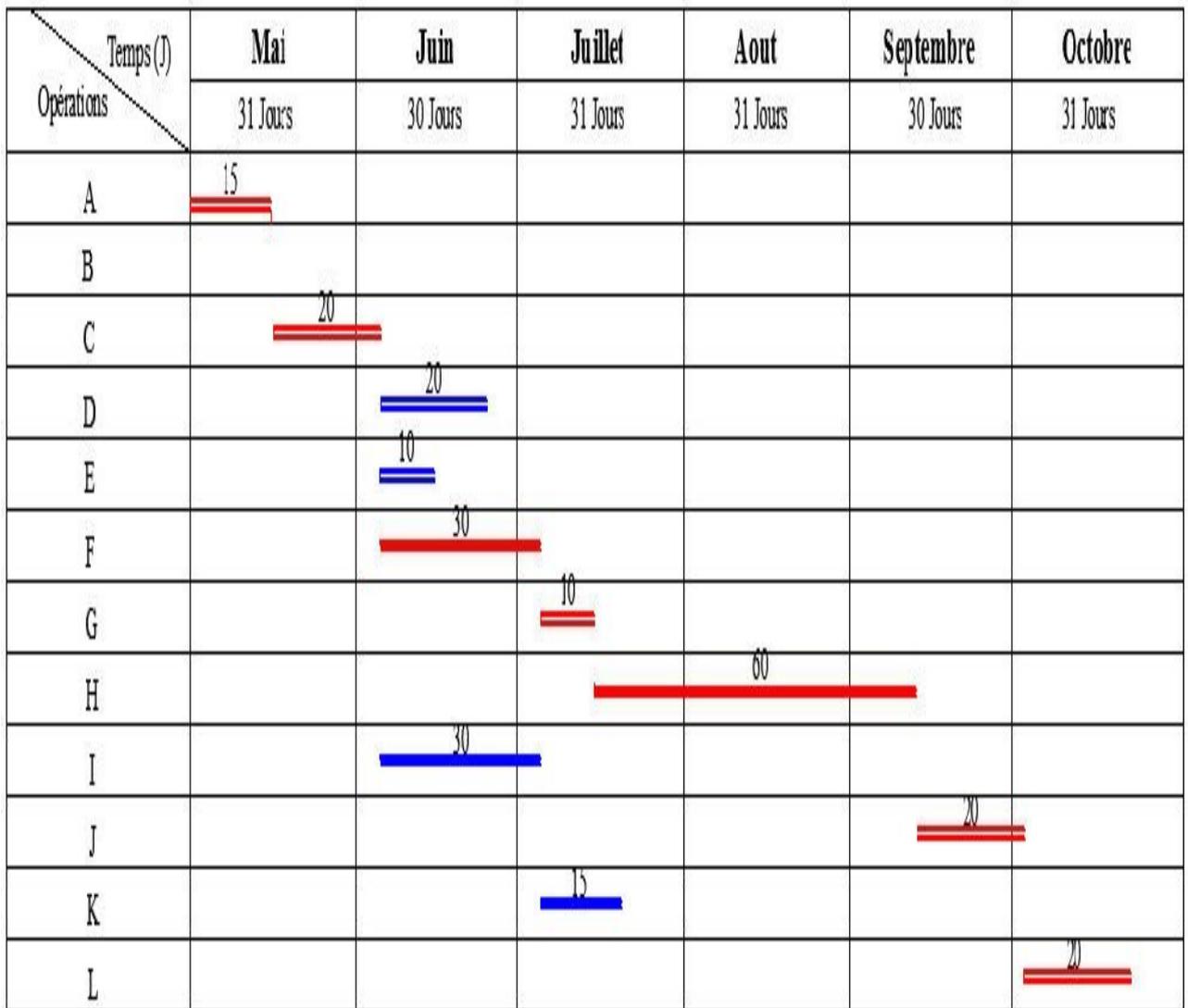


FIG VII.2: DIAGRAMME DE GANT

VIII.6 DEVIS ESTIMATIF DU BARRAGE ET DES OUVRAGES

ANNEXES :

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

Ainsi on obtient les résultats pour les différents ouvrages:

Tableau VII-2 : devis estimatif;

❖ **La digue:**

Désignation	Unité	Quantité	P.U	Montant
		m3	(DA)	(DA)
Décapage de la couche de terre végétale	m3	2961	400	1184400
Enrochement	m3	2393	2200	5264600
Sable	m3	1945	600	1167000
Gravier	m3	2420	600	1452000
Remblai en argile compacte	m3	40085	400	16034000
Produit asphaltique	m3	360	1000	360000
Montant total = 25462000 (Da)				

❖ **L'évacuateur de crues:**

Désignation	Unité	Quantité	P.U	Montant
		m3	(DA)	(DA)
Déblai	m ³	4000	300	1200000
Remblai	m ³	300	500	150000
Béton armé 350 kg/m ³	m ³	710	22000	15620000
Enrochements	m ³	84	2200	184800
Waterstop	ml	80	8000	640000
Montant total = 17794800 (Da)				

❖ **Dérivation, vidange de fond et prise d'eau:**

CHAPITRE VIII : ORGANISATION DE CHANTIER

Désignation	Unité	Quantité	P.U	Montant
		m ³	(DA)	(DA)
Déblai	m ³	690	250	172500
Remblai	m ³	560	500	280000
Béton armé 350 kg/m ³	m ³	1150	22000	25300000
Béton de propreté 250 kg/m ³	m ³	180	8000	140000
Enrochements	m ³	10	2200	22000
Conduite métallique 200 mm	ml	75	20000	1500000
Vannes 200mm	u	1	36000	36000
Vannes 100mm	u	1	28000	28000
Joint watter stop	u	25	8000	200000
Montant total = 27678500 (Da)				

Le coût total de l'ouvrage est de: soixante dix million et neuf cent trente cinq milles et trois cent de dinars Algérienne 70935300.00

VIII.7 TECHNOLOGIE DES PRINCIPAUX TRAVAUX :

VIII.7.1 Exécution des voies d'accès :

Pour l'accès à tous les ouvrages pendant la période de construction et d'exploitation, on prévoit une piste d'accès.

VIII.7.2 Exécution des travaux de terrassement :

Les travaux de terrassement sont exécutés avec le même matériel utilisé pour les voies d'accès.

1) Creusement et déplacement des terres à l'aide de bulldozer.

2) Humectage des matériaux, à l'aide d'un camion citerne ou par un asperseur, elle est effectuée dans le cas où les matériaux sont trop secs.

3) Compactage des matériaux, dans notre cas on utilise un rouleau à pied, car notre sol est argileux.

4) Nivellement des talus, pour le canal de restitution le nivellement de talus se fait à l'aide d'une pelle niveleuse.

VIII.7.3 Exécution des travaux de bétonnage :

➤ Choix de la centrale du béton :

Pour le choix de la centrale à béton, il faut d'abord déterminer l'intensité des travaux de bétonnages, qui est calculé par la formule suivante :

$$R = \frac{V_t \cdot K}{T}$$

Avec :

K : Coefficient de disproportionnalité de la mise en place du béton ;

V_t : Volume total du béton en [m³];

T : Durée de la construction des ouvrages en béton ;

$$T = n \cdot t \cdot n_p \cdot t'$$

Où :

n : Durée des travaux de bétonnage est égale à 1.4 mois c'est-à-dire (n=0.12ans) ;

t : Nombre d'heures de travail par poste (8h);

n_p : Nombre de poste par jour (1poste) ;

t' : Nombre de jours de travail par année (313j) ;

$$R = \frac{V \cdot K}{n \cdot n_p \cdot t \cdot t'}$$

A.N : $R = 1.07 \text{ m}^3/\text{h}$

Le central à béton est choisi de manière à assurer un rendement technique moyen de l'ordre de 5 (m³/h), ce rendement est beaucoup plus grand par rapport à l'intensité des travaux, ce qui nous permet d'assurer des réserves permettant de continuer les travaux de bétonnage en cas d'arrêt des installations d'exécution des déblais.

IX.6.3.2) Choix du mode de transport du mélange de béton :

Le choix de type de transport dépend de :

- La distance de déplacement du béton ;
- L'intensité des travaux du béton ;
- Des caractéristiques des mélanges du béton ;

L'opération de transport doit s'effectuer de telle manière que la qualité du béton ne soit pas altérée.

On utilise un camion équipé d'une benne dans laquelle le béton sera déversé par la bétonnière.

CHAPITRE XI :

PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL

CHAPITRE IX : PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL

IX.1 INTRODUCTION :

La protection du travail comprend tout un système de mesure d'ordre social, économique, technique, hygiénique, organisationnel et juridique. Ceux-ci garantissent l'assurance de la protection de la santé et de la capacité de travail des travailleurs. Les chantiers sont très dangereux et les accidents peuvent prendre naissance à tous moments, c'est pour cela qu'on doit chercher des solutions pour promouvoir contre ces derniers.

Les différents organismes intéressés par les sécurités lors du travail et les services d'inspection ont édicté un certain nombre de règlements applicables aux chantiers.

Ces règlements doivent être strictement appliqués. Ils contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et dégageront la responsabilité des dirigeants du chantier qui pourrait être tenus comme responsable en cas que toutes dispositions n'avaient pas été prises pour l'application des règles du chantier.

IX.2 CAUSES DES ACCIDENTS DE TRAVAIL :

L'analyse des accidents les plus fréquents fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielle).

IX.2.1 Causes humaines :

Ces causes peuvent être :

- La négligence des travailleurs.
- La fatigue.
- La distraction.
- Les gestes néfastes.
- Inaptitude mentale ou physique.
- Adoption de la solution de facilité.

IX.2.2 Causes techniques :

- Les mauvaises conditions de travail.
- Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.
- Le manque d'éclairage.

IX.3 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.

IX.4 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.

IX.5 MESURES PREVENTIVES :

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés.

- Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
- Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.
- Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tous danger.
- Les abris doivent être aérés et chauffés.

IX.6 CALCUL DU DEBIT D'AIR NECESSAIRE A LA VENTILATION DU TUNNEL :

Il existe trois méthodes pour le calcul d'air nécessaire à la ventilation :

- 1/ Le calcul du débit d'air par le taux de ventilation.
- 2/ Calcul du débit d'air par l'alimentation minimum.
- 3/ Calcul du débit d'air par l'accroissement de chaleur.

Pour notre cas, on calculera le débit d'air par l'alimentation minimum, cette méthode consiste à assurer une alimentation minimum de 30 m^3 d'air frais par personne et par heure. Elle permet le renouvellement de l'air pollué dégagé par les travailleurs, les infrastructures industrielles et les machines.

Le calcul du débit d'air se fait comme suit :

On a :

$$Q = A_m \cdot N$$

Q : Débit d'air frais en (m^3/h).

A_m : L'alimentation Minimum ($A_m = 30 \text{ m}^3 / \text{h} / \text{personne}$)

N: Nombre de personne dans le lieu à aéré.

IX.6.1 Calcul du diamètre de la canalisation d'air nécessaire à la ventilation :

Etude de dimensionnement du réseau de ventilation :

Le réseau de ventilation joue un très grand rôle dans la technologie actuelle. Le processus d'aération s'impose pour l'étude des systèmes de ventilations, cette étude nécessite les points suivants :

- ✓ Etude détaillée des plans des ouvrage à aéré et ceci dans le but de projeter le système le mieux adapté en évitant autant que possible toutes les obstructions et en projetant des tracés de canalisations simples comportant des coudes à grands rayons et des changements de sections des canalisations.
- ✓ Disposer les sorties des canalisations en vue d'assurer une bonne répartition de l'air dans l'espace à aérer.
- ✓ Déterminer le nombre et les dimensions de sortie sur la base du volume d'air ainsi que la vitesse admissible en ne perdant pas de vue les distances des conduites.

Il faut noter que le bruit dans les canalisations augmente avec l'accroissement de la vitesse, et il faut s'assurer que les grillages placer en fins des conduites présentes des surfaces libres suffisantes pour la circulation et l'entretien.

- ✓ Calculer les dimensions des canalisations par l'une des méthodes suivantes :

1. La méthode dynamique :

Cette méthode consiste à fixer la vitesse admissible pour les différentes canalisations et les différentes pièces spécialisées.

Les vitesses de l'air dans les différentes canalisations sont données dans le tableau (IX-01).

Tableau (IX-01) : vitesse de l'air dans les différentes canalisations

N°	Désignation	Ouvrage hydrotechnique	Usines et grands bâtiments
1	à l'entrée de la conduite	(4 – 5) m/s	(6 – 8) m/s
2	Conduite principale	(4 – 5) m/s	(6 – 12) m/s
3	Canalisations dérivées	(2 – 5)m/s	(3 – 6) m/s
4	Colonnes montantes	(1.5 – 3) m/s	(2 – 4) m/s
5	Pièces spécialisées (coudes ...)	(0.5 – 2) m/s	(1 – 3) m/s

2. Méthode d'équi friction :

Cette méthode est basée sur la vitesse admissible au niveau du dernier tronçon, elle est prise égale à (2 m/s).

Pour la détermination des différents diamètres des canalisations, on se référera à l'abaque de Wood.

Pour notre cas on utilise la méthode dynamique.

IX.6.2 Calcul du diamètre des canalisations :

On a la formule donnant la section des canalisations en fonction du débit et de la vitesse :

$$S = Q / V \text{ (m}^2\text{)}.$$

Q: Débit d'air (m³/s).

V : Vitesse de circulation d'air dans la conduite.

On a encore :

$$Q = \frac{\pi.V.D^2}{4} \text{ (m}^3\text{/s)} \quad \text{D'où : } D = \sqrt{\frac{4.Q}{\pi.V}} \text{ (m)}.$$

Conclusion général :

Dans le cadre de ce projet de fin d'études, nous avons essayé de traiter et d'étudier les principales variantes des digues et les ouvrages annexes de retenue collinaire (Wilaya de Chlef).

- ❖ *La digue homogène avec drain tapis le lit et sur les flancs de l'oued.*

- ❖ *L'évacuateur de crue est de type frontal a entonnement frontale sur la rive droit.*

- ❖ *Le prélèvement des eaux s'effectue à un seul niveau de prise à une cote élevée par rapport à celle du volume mort*

- ❖ *La vidange de fond est assurée par une conduite en acier située dans la galerie qui antérieurement servi à la dérivation provisoire.*

Références bibliographiques :

- [01] : B. TOUAIBIA : Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida. Mars 2004
- [02] : B. TOUAIBIA et B. BENLAOUKLI : introduction au dimensionnement des retenues collinaires. ENSH Blida. Avril 2004.
- [03] : CIGB : Barrages en remblai, filtre et drain granulaire. Bulletin 95. 1994
- [04] : CIGB. Calcul statique des barrages en remblai. Bulletin 53. 1986
- [05] : CIGB : Choix de la crue de projet. 1984
- [06] : CIGB : Evacuateur de crue de barrage. Bulletin 58. 1987
- [07] : CIGB : Evacuateurs. Ondes de choc et entraînement d'air. Bulletin 81.
- [08] : Ecole inter-etats d'ingénieurs de l'équipement rural. Cours de barrages 2^{eme} édition.
- [09] : Ecole nationale des ponts et chaussées. Les barrages en terre 1985
- [10] : G.REMENIERAS « Hydrologie de l'ingénieur » édition Eyrolles1986.
- [11] : GERARD DEGOUTTE : petits barrages. Recommandation pour la conception, la réalisation et les suivis, Comité français des grands barrages. Edition Cemagref. France. 1977
- [12] : M.DUNGLAS : Cours d'ouvrages d'art. Chapitre 5 et 6 –Les barrages.
- [13] : M.HASSANE : Guide méthodologique de calcul hydraulique de l'évacuateur de crue à entonnement frontale.
- [14] : P. GALABRU : Equipement général des chantiers et terrassement. Eyrolles. Paris. 1971.
- [15] : R. ROLLEY : Technique des barrages en aménagement rural. Edition Eyrolles. Paris 1977.

ANNEXES

Code station : 01.21.08
Nom station : FODDA BGE
X : 402000
Y : 305600
Z : 1180

Répartition des pluies maximales journalières

Années	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	max journ
1989	49	18	72	51	188	0	120	124	97	3	55	8	188
1990	13	64	95	27	60	166	130	110	100	0	0	41	166
1991	301,92	110	110	26	310	0	102	169,65	105	75	18	0	310
1992	1,03	332	57,76	68	80	153	52	245	161	19	0	3	332
1993	119	200	82	164	181	567	10	80	55	0	0	0	567
1994	400	96	121	145	332	111	133	80	0	0	0	0	400
1995	281	120	182	80	500	161	314	220	0	40	136	0	500
1996	320	0	60	130	250	0	0	540	170	0	0	71	540
1997	320	174	530	320	165	85	71	190	620	0	0	0	620
1998	30,52	122	130	70	420	320	570	67,26	252,56	0	0	0	570
1999	39	106	80	165	15	0	78	84,48	19,11	0	0	0	165
2000	393	320	373	75	100	40	0	110	110	0	0	0	393
2001	79	0	360	800	70	36	124	87	207	0	0	13	800
2002	0	160	169	298	303	107	0	156	277	16	0	76	303
2003	17	146,58	133,98	115	239	106	371	116	249	0	0	0	371
2004	0	169	138	76	84	265	70	59,11	161,5	10,2	0	0	265
2005	70	260	143	245	130	230	60	20	0	0	0	0	260

Calcul de stabilité pour R =28,35 m talus aval Retenue normal

Nt	b	h1	h2	h3	gd	g'	gsat	c	f	sin a	cos a	G	N	T	c.dl	tan fi	a.N tan fi			
-5	2.835	0	0	1,16	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,50	0,87	6,7416	5,8383	-3,37	9,82	0,404	32,99			
-4	2.835	1,92	0	2,56	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,41	0,91	24,0771	21,9944	-9,79	9,31	0,404	112,94			
-3	2.835	2,88	0	3,62	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,29	0,96	34,8370	33,3042	-10,19	8,90	0,404	156,08			
-2	2.835	3,81	0	4,35	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,21	0,98	43,5354	42,5776	-9,05	8,70	0,404	188,93			
-1	2.835	4,74	0	4,78	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,10	0,99	50,4902	50,2125	-5,28	8,55	0,404	213,12			
0	2.835	5,665	0	4,93	1,69	1,05	2.05	3	22	0,00	1,00	55,7938	55,7938	0,00	8,51	0,404	230,99			
1	2.835	6,59	0	4,78	1,69	1,05	2.05	3	22	0,10	0,99	59,3538	59,0274	6,20	8,55	0,404	246,15			
2	2.835	6,98	0	4,35	1,69	1,05	2.05	3	22	0,21	0,98	58,7233	57,4314	12,21	8,70	0,404	242,16			
3	2.835	7,97	0	3,62	1,69	1,05	2.05	3	22	0,29	0,96	59,2240	56,6181	17,32	8,90	0,404	247,11			
4	2.835	8,97	0	2,56	1,69	1,05	2.05	3	22	0,41	0,91	57,8547	52,8503	23,53	9,31	0,404	247,85			
5	2.835	9,96	0	1,13	1,69	1,05	2.05	3	22	0,50	0,87	54,2871	47,0127	27,14	9,82	0,404	234,91			
6	2.835	10,96	0	0	1,69	1,05	2.05	3	22	0,59	0,81	52,5110	42,4814	30,87	10,51	0,404	235,35			
7	2.835	8,775	0	0	1,69	1,05	2.05	3	22	0,69	0,72	42,0423	30,2411	29,20	11,82	0,404	195,17			
8	2.835	6,53	0	0	1,69	1,05	2.05	3	22	0,80	0,60	31,2862	18,8280	24,99	14,13	0,404	150,31			
9	2.835	2,64	0	0	1,69	1,05	2.05	3	22	0,90	0,44	12,6486	5,5452	11,37	19,4	0,404	63,43			
													643,4064			145,147011	154,926987		2797,49447	
															Fs=	2.681				
															Fs seisme=	1,596				

Calcul de stabilité pour R =32,42 m talus aval Retenue normal

Nt	b	h1	h2	h3	gd	g'	gsat	c	f	sin a	cos a	G	N	T	c.dl	tan fi	a.N tan fi
-4	3.242	0	0	2,14	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,41	0,91	14,223	12,992	-5,784	10,647	0,404	78,415
-3	3.242	2,24	0	3,67	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,29	0,96	36,664	35,051	-10,721	10,174	0,404	194,290
-2	3.242	3,18	0	4,51	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,21	0,98	47,397	46,354	-9,854	9,945	0,404	245,450
-1	3.242	4,24	0	5	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,10	0,99	56,461	56,151	-5,900	9,780	0,404	283,244
0	3.242	5,3	0	5,16	1,69	1,05	2.05	3	22	0,00	1,00	63,332	63,332	0,000	9,726	0,404	311,558
1	3.242	6,36	0	5	1,69	1,05	2.05	3	22	0,10	0,99	68,077	67,702	7,114	9,780	0,404	332,446
2	3.242	7	0	4,51	1,69	1,05	2.05	3	22	0,21	0,98	68,327	66,824	14,205	9,945	0,404	330,961
3	3.242	8,01	0	3,67	1,69	1,05	2.05	3	22	0,29	0,96	68,278	65,274	19,964	10,174	0,404	336,992
4	3.242	9,15	0	2,14	1,69	1,05	2.05	3	22	0,41	0,91	64,355	58,789	26,173	10,647	0,404	320,181
5	3.242	9,98	0	0	1,69	1,05	2.05	3	22	0,50	0,87	54,680	47,353	27,340	11,231	0,404	279,722
6	3.242	10,1	0	0	1,69	1,05	2.05	3	22	0,59	0,81	55,338	44,768	32,527	12,022	0,404	288,166
7	3.242	8,46	0	0	1,69	1,05	2.05	3	22	0,69	0,72	46,352	33,341	32,196	13,521	0,404	250,552
8	3.242	5,89	0	0	1,69	1,05	2.05	3	22	0,80	0,60	32,271	19,421	25,772	16,162	0,404	181,409

675,756

153,033505

143,752544

3433,38701

Fs=	2,57
Fs seisme=	1,52

Calcul de stabilité pour R =30,66 m talus aval Retenue normal

Nt	b	h1	h2	h3	gd	g'	gsat	c	f	sin a	cos a	G	N	T	c.dl	tan fi	a.N tan fi	
-4	3.066	0,87	0	1,73	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,41	0,91	15,3815	14,0510	-6,2557	10,06897	0,404	82,50641	
-3	3.066	2,49	0	2,88	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,29	0,96	31,0037	29,6395	-9,0655	9,62134	0,404	159,04897	
-2	3.066	3,45	0	3,67	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,21	0,98	40,9434	40,0426	-8,5121	9,40491	0,404	202,52226	
-1	3.066	4,46	0	4,14	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,10	0,99	49,1308	48,8606	-5,1342	9,24887	0,404	235,68050	
0	3.066	5,46	0	4,29	1,69	1,05	2.05	3	22	0,00	1,00	55,2551	55,2551	0,0000	9,19800	0,404	259,48921	
1	3.066	6,46	0	4,14	1,69	1,05	2.05	3	22	0,10	0,99	59,4939	59,1667	6,2171	9,24887	0,404	275,64709	
2	3.066	7	0	3,67	1,69	1,05	2.05	3	22	0,21	0,98	59,3378	58,0324	12,3363	9,40491	0,404	274,28319	
3	3.066	8	0	2,88	1,69	1,05	2.05	3	22	0,29	0,96	59,5540	56,9336	17,4136	9,62134	0,404	278,39105	
4	3.066	9,07	0	1,73	1,69	1,05	2.05	3	22	0,41	0,91	57,8701	52,8644	23,5358	10,06897	0,404	269,06141	
5	3.066	10,15	0	0	1,69	1,05	2.05	3	22	0,50	0,87	52,5926	45,5452	26,2963	10,62125	0,404	248,02685	
6	3.066	9,39	0	0	1,69	1,05	2.05	3	22	0,59	0,81	48,6547	39,3616	28,5992	11,36959	0,404	241,54120	
7	3.066	7,83	0	0	1,69	1,05	2.05	3	22	0,69	0,72	40,5715	29,1830	28,1809	12,78743	0,404	207,03615	
8	3.066	5,41	0	0	1,69	1,05	2.05	3	22	0,80	0,60	28,0321	16,8697	22,3865	15,28415	0,404	147,99283	
												597,8213			135,948581		2881,22714	
														135,9983				
														Fs=	2.62			
														Fs seisme=	1,55			

Calcul de stabilité pour R =29,45 m talus aval Retenue normal

Nt	b	h1	h2	h3	gd	g'	gsat	c	f	sin a	cos a	G	N	T	c.dl	tan fi	a.N tan fi		
-5	2.945	0	0	0,285	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,50	0,87	1,7206	1,4901	-0,8603	10,2021	0,404	8,72765387		
-4	2.945	1,59	0	1,77	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,41	0,91	18,5994	16,9906	-7,5644	9,6716	0,404	93,2055238		
-3	2.945	2,76	0	2,87	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,29	0,96	31,0636	29,6968	-9,0830	9,2416	0,404	154,994766		
-2	2.945	3,76	0	3,63	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,21	0,98	40,6289	39,7351	-8,4468	9,0337	0,404	189,412051		
-1	2.945	4,69	0	4,08	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,10	0,99	47,9743	47,7105	-5,0133	8,8839	0,404	215,107366		
0	2.945	5,65	0	4,23	1,69	1,05	2.05	3	22	0,00	1,00	53,6579	53,6579	0,0000	8,8350	0,404	237,79035		
1	2.945	6,61	0	4,08	1,69	1,05	2.05	3	22	0,10	0,99	57,5303	57,2139	6,0119	8,8839	0,404	252,155219		
2	2.945	7,04	0	3,63	1,69	1,05	2.05	3	22	0,21	0,98	56,9536	55,7007	11,8407	9,0337	0,404	251,370627		
3	2.945	8,07	0	2,87	1,69	1,05	2.05	3	22	0,29	0,96	57,4917	54,9621	16,8106	9,2416	0,404	255,194162		
4	2.945	9,11	0	1,77	1,69	1,05	2.05	3	22	0,41	0,91	56,0269	51,1805	22,7861	9,6716	0,404	248,086927		
5	2.945	10,14	0	0,285	1,69	1,05	2.05	3	22	0,50	0,87	52,1879	45,1947	26,0940	10,2021	0,404	236,630391		
6	2.945	9,51	0	0	1,69	1,05	2.05	3	22	0,59	0,81	47,3317	38,2914	27,8216	10,9209	0,404	218,615866		
7	2.945	8,02	0	0	1,69	1,05	2.05	3	22	0,69	0,72	39,9159	28,7115	27,7256	12,2828	0,404	192,482651		
8	2.945	5,69	0	0	1,69	1,05	2.05	3	22	0,80	0,60	28,3194	17,0426	22,6159	14,6810	0,404	141,965225		
9	2.945	1,32	0	0	1,69	1,05	2.05	3	22	0,90	0,44	6,5697	2,8802	5,9049	20,1528	0,404	34,4475964		
													595,9720			136,643415	160,938264		2730,186
													Fs=		2,78				
													Fs seisme=		1,65				

Calcul de stabilité pour R =28,13 m talus aval Retenue normal

Nt	b	h1	h2	h3	gd	g'	gsat	c	f	sin a	cos a	G	N	T	c.dl	tan fi	a.N tan fi
-5	2.813	0,99	0	0,92	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,50	0,87	10,0117	8,6702	-5,0059	9,7448	0,404	49,2517946
-4	2.813	2,52	0	2,34	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,41	0,91	25,4740	23,2705	-10,3603	9,2381	0,404	119,218158
-3	2.813	3,33	0	3,39	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,29	0,96	35,3797	33,8230	-10,3450	8,8274	0,404	158,635336
-2	2.813	4,25	0	4,12	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,21	0,98	43,9630	42,9958	-9,1399	8,6288	0,404	190,711366
-1	2.813	5,17	0	4,55	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,10	0,99	50,8163	50,5368	-5,3103	8,4857	0,404	213,123488
0	2.813	6,1	0	4,69	1,69	1,05	2.05	3	22	0,00	1,00	56,0448	56,0448	0,0000	8,4390	0,404	227,284104
1	2.813	7	0	4,55	1,69	1,05	2.05	3	22	0,10	0,99	59,5160	59,1887	6,2194	8,4857	0,404	241,575637
2	2.813	7,42	0	4,12	1,69	1,05	2.05	3	22	0,21	0,98	59,0331	57,7343	12,2730	8,6288	0,404	237,383722
3	2.813	8,41	0	3,39	1,69	1,05	2.05	3	22	0,29	0,96	59,5298	56,9105	17,4065	8,8274	0,404	246,98927
4	2.813	9,4	0	2,34	1,69	1,05	2.05	3	22	0,41	0,91	58,1813	53,1486	23,6623	9,2381	0,404	246,630442
5	2.813	10,38	0	0,92	1,69	1,05	2.05	3	22	0,50	0,87	54,6515	47,3282	27,3258	9,7448	0,404	233,340158
6	2.813	10,43	0	0	1,69	1,05	2.05	3	22	0,59	0,81	49,5839	40,1134	29,1454	10,4314	0,404	217,861771
7	2.813	9,01	0	0	1,69	1,05	2.05	3	22	0,69	0,72	42,8333	30,8100	29,7520	11,7322	0,404	194,214611
8	2.813	6,78	0	0	1,69	1,05	2.05	3	22	0,80	0,60	32,2319	19,3972	25,7404	14,0229	0,404	151,773649
9	2.813	2,52	0	0	1,69	1,05	2.05	3	22	0,90	0,44	11,9800	5,2520	10,7676	19,2495	0,404	59,4950979
													649,2303	142,131105	153,724732		2787,4886
													Fs=	2.745			
													Fs seisme=	1,62			

Calcul de stabilité pour R =35,62 m talus amont vidange rapide

Nt	b	h1	h2	h3	gd	g'	gsat	c	f	sin a	cos a	G	N	T	c.dl	tan fi	a.N tan fi		
-5	3.562	0	0	1,682	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,50	0,87	12,282	10,636	-6,141	12,3394919	0,404	75,5602		
-4	3.562	0,776	0	3,4795	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,41	0,91	30,079	27,477	-12,233	11,6978654	0,404	178,3986		
-3	3.562	1,93	0	4,81	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,29	0,96	46,741	44,685	-13,667	11,1778243	0,404	268,1360		
-2	3.562	3,083	0	5,73	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,21	0,98	60,400	59,071	-12,557	10,9263804	0,404	336,2710		
-1	3.562	4,237	0	6,27	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,10	0,99	71,290	70,898	-7,450	10,745098	0,404	386,3774		
0	3.562	5,39	0	6,45	1,69	1,05	2.05	3	22	0,00	1,00	79,545	79,545	0,000	10,686	0,404	435,1279		
1	3.562	6,544	0	6,27	1,69	1,05	2.05	3	22	0,10	0,99	85,178	84,709	8,901	10,745098	0,404	453,6730		
2	3.562	7,12	0	5,73	1,69	1,05	2.05	3	22	0,21	0,98	84,702	82,838	17,610	10,9263804	0,404	459,3721		
3	3.562	8,19	0	4,81	1,69	1,05	2.05	3	22	0,29	0,96	84,425	80,710	24,686	11,1778243	0,404	454,6798		
4	3.562	9,255	0	3,48	1,69	1,05	2.05	3	22	0,41	0,91	81,124	74,107	32,993	11,6978654	0,404	451,5058		
5	3.562	1,91	8,41	1,68	1,69	1,05	2.05	3	22	0,50	0,87	55,220	47,820	27,610	12,3394919	0,404	310,4112		
6	3.562	3,88	6,84	0	1,69	1,05	2.05	3	22	0,59	0,81	48,939	39,592	28,766	13,2088999	0,404	281,5365		
7	3.562	5,98	2,76	0	1,69	1,05	2.05	3	22	0,69	0,72	46,321	33,319	32,175	14,8561101	0,404	276,4805		
8	3.562	5,745	0	0	1,69	1,05	2.05	3	22	0,80	0,60	34,584	20,812	27,618	17,7567298	0,404	213,0836		
													820,830			148,310614	170,28106		4580,61362
													Fs=		3.005				
													Fs seisme=		1,61				

Calcul de stabilité pour R =35,75 m talus amont vidange rapide

Nt	b	h1	h2	h3	gd	g'	gsat	c	f	sin a	cos a	G	N	T	c.dl	tan fi	a.N tan fi		
-5	3.575	0	0	1,685	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,50	0,87	12,349	10,694	-6,174	12,3845	0,404	76,3312911		
-4	3.575	0,92	0	3,4	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,41	0,91	30,476	27,840	-12,395	11,7406	0,404	180,808962		
-3	3.575	2,08	0	4,74	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,29	0,96	47,305	45,224	-13,832	11,2186	0,404	272,647761		
-2	3.575	3,24	0	5,66	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,21	0,98	61,056	59,713	-12,694	10,9663	0,404	342,670666		
-1	3.575	4,4	0	6,2	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,10	0,99	72,022	71,626	-7,526	10,7843	0,404	395,141226		
0	3.575	5,55	0	6,38	1,69	1,05	2.05	3	22	0,00	1,00	80,289	80,289	0,000	10,7250	0,404	432,405179		
1	3.575	6,71	0	6,2	1,69	1,05	2.05	3	22	0,10	0,99	85,978	85,506	8,985	10,7843	0,404	458,866681		
2	3.575	7,28	0	5,66	1,69	1,05	2.05	3	22	0,21	0,98	85,465	83,584	17,768	10,9663	0,404	451,663662		
3	3.575	8,35	0	4,74	1,69	1,05	2.05	3	22	0,29	0,96	85,187	81,439	24,909	11,2186	0,404	460,775874		
4	3.575	9,42	0	3,4	1,69	1,05	2.05	3	22	0,41	0,91	81,831	74,753	33,281	11,7406	0,404	450,578045		
5	3.575	2,22	8,27	1,685	1,69	1,05	2.05	3	22	0,50	0,87	56,805	49,193	28,403	12,3845	0,404	321,164908		
6	3.575	4,22	6,58	0	1,69	1,05	2.05	3	22	0,59	0,81	50,196	40,608	29,505	13,2571	0,404	291,025557		
7	3.575	6,36	2,45	0	1,69	1,05	2.05	3	22	0,69	0,72	47,622	34,255	33,078	14,9103	0,404	286,435066		
8	3.575	5,78	0	0	1,69	1,05	2.05	3	22	0,80	0,60	34,921	21,016	27,888	17,8215	0,404	216,547074		
													831,503			151,195448	170,9025		4637,06195

Fs=	2.985
Fs seisme=	1,61

Calcul de stabilité pour R =34,1 m talus amont vidange rapide

Nt	b	h1	h2	h3	gd	g'	gsat	c	f	sin a	cos a	G	N	T	c.dl	tan fi	a.N tan fi		
-5	3.41	0,27	0	1,73	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,50	0,87	13,6495	11,8205	-6,8248	11,8129	0,404	81,5943		
-4	3.41	1,38	0	3,55	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,41	0,91	32,7691	29,9346	-13,3272	11,1987	0,404	187,6292		
-3	3.41	2,48	0	4,62	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,29	0,96	46,5881	44,5382	-13,6224	10,7008	0,404	256,6911		
-2	3.41	3,59	0	5,51	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,21	0,98	59,2065	57,9039	-12,3090	10,4601	0,404	316,1981		
-1	3.41	4,69	0	6,02	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,10	0,99	69,1108	68,7307	-7,2221	10,2866	0,404	366,9784		
0	3.41	5,8	0	6,19	1,69	1,05	2.05	3	22	0,00	1,00	76,6960	76,6960	0,0000	10,2300	0,404	389,7231		
1	3.41	6,9	0	6,02	1,69	1,05	2.05	3	22	0,10	0,99	81,8468	81,3967	8,5530	10,2866	0,404	408,9722		
2	3.41	7,41	0	5,51	1,69	1,05	2.05	3	22	0,21	0,98	81,2207	79,4339	16,8858	10,4601	0,404	406,2824		
3	3.41	8,43	0	4,62	1,69	1,05	2.05	3	22	0,29	0,96	80,8774	77,3188	23,6485	10,7008	0,404	407,4763		
4	3.41	9,45	0	3,55	1,69	1,05	2.05	3	22	0,41	0,91	79,2757	72,4183	32,2414	11,1987	0,404	413,5337		
5	3.41	2,19	8,29	1,73	1,69	1,05	2.05	3	22	0,50	0,87	54,3967	47,1075	27,1983	11,8129	0,404	288,0630		
6	3.41	4,09	6,79	0	1,69	1,05	2.05	3	22	0,59	0,81	47,8819	38,7364	28,1450	12,6452	0,404	259,4239		
7	3.41	6,11	2,86	0	1,69	1,05	2.05	3	22	0,69	0,72	45,4515	32,6933	31,5706	14,2222	0,404	254,4378		
8	3.41	6,1	0	0	1,69	1,05	2.05	3	22	0,80	0,60	35,1537	21,1555	28,0737	16,9990	0,404	204,7632		
													804,1244			143,010989	163,014715		4241,76655
														Fs=		3.029			
														Fs seisme=		1,62			

Calcul de stabilité pour R =32,75 m talus amont vidange rapide

Nt	b	h1	h2	h3	gd	g'	gsat	c	f	sin a	cos a	G	N	T	c.dl	tan fi	a.N tan fi
-6	3.275	0	0	0,25	1,69	1,05	2.05	3	22	-0.59	0.81	1,6784	1,3579	0,9866	12,144623	0,404	9,7886
-5	3.275	0,56	0	2,41	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,50	0,87	19,2796	16,6961	-9,6398	11,3452656	0,404	109,0377
-4	3.275	1,62	0	4,07	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,41	0,91	36,2913	33,1521	-14,7597	10,7553366	0,404	196,1034
-3	3.275	2,68	0	5,29	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,29	0,96	50,3489	48,1335	-14,7220	10,2771967	0,404	261,9148
-2	3.275	3,74	0	6,14	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,21	0,98	61,9224	60,5601	-12,8737	10,0460123	0,404	310,7513
-1	3.275	4,8	0	6,64	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,10	0,99	71,1461	70,7548	-7,4348	9,87933635	0,404	346,9226
0	3.275	5,87	0	6,8	1,69	1,05	2.05	3	22	0,00	1,00	78,1425	78,1425	0,0000	9,825	0,404	371,7550
1	3.275	6,93	0	6,64	1,69	1,05	2.05	3	22	0,10	0,99	82,9351	82,4790	8,6667	9,87933635	0,404	379,4779
2	3.275	7,39	0	6,14	1,69	1,05	2.05	3	22	0,21	0,98	82,1242	80,3175	17,0736	10,0460123	0,404	385,9674
3	3.275	8,37	0	5,29	1,69	1,05	2.05	3	22	0,29	0,96	81,8416	78,2406	23,9305	10,2771967	0,404	389,6478
4	3.275	9,35	0	4,07	1,69	1,05	2.05	3	22	0,41	0,91	79,0749	72,2349	32,1598	10,7553366	0,404	382,3112
5	3.275	1,93	8,4	2,41	1,69	1,05	2.05	3	22	0,50	0,87	55,7477	48,2775	27,8739	11,3452656	0,404	276,4529
6	3.275	3,48	7,57	0,25	1,69	1,05	2.05	3	22	0,59	0,81	46,9707	37,9993	27,6094	12,144623	0,404	239,6070
7	3.275	5,65	4,08	0	1,69	1,05	2.05	3	22	0,69	0,72	45,3014	32,5853	31,4664	13,659113	0,404	239,6537
8	3.275	6,98	0	0	1,69	1,05	2.05	3	22	0,80	0,60	38,6326	23,2491	30,8520	16,3260219	0,404	213,9007
9	3.275	2,01	0	0	1,69	1,05	2.05	3	22	0,8988	0,4384	11,1248	4,8771	9,9990	22,4110401	0,404	64,6799

842,5622

151,187855

191,116716

4177,97206

Fs=	3.11
Fs seisme=	1,69

Calcul de stabilité pour R =35,62 m talus amont Fin de construction

Nt	b	h1	h2	h3	gd	g'	gsat	c	f	sin a	cos a	G	N	T	c.dl	tan fi	a.N tan fi
-5	3.562	0	0	1,682	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,50	0,87	12,2821322	10,6363265	-6,1410661	12,3395	0,404	75,5601686
-4	3.562	0,776	0	3,4795	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,41	0,91	30,0790062	27,4771722	-12,2331318	11,6979	0,404	178,398586
-3	3.562	1,93	0	4,81	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,29	0,96	46,7412764	44,6846602	-13,6671492	11,1778	0,404	268,136006
-2	3.562	3,083	0	5,73	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,21	0,98	60,4000147	59,0712144	-12,5571631	10,9264	0,404	336,271042
-1	3.562	4,237	0	6,27	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,10	0,99	71,2899749	70,89788	-7,44980237	10,7451	0,404	386,377406
0	3.562	5,39	0	6,45	1,69	1,05	2.05	3	22	0,00	1,00	79,5451592	79,5451592	0	10,6860	0,404	435,12793
1	3.562	6,544	0	6,27	1,69	1,05	2.05	3	22	0,10	0,99	85,1776073	84,7091305	8,90105996	10,7451	0,404	453,672972
2	3.562	7,12	0	5,73	1,69	1,05	2.05	3	22	0,21	0,98	84,7018666	82,8384255	17,6095181	10,9264	0,404	459,372103
3	3.562	8,19	0	4,81	1,69	1,05	2.05	3	22	0,29	0,96	84,4250992	80,7103948	24,685899	11,1778	0,404	454,679814
4	3.562	9,255	0	3,48	1,69	1,05	2.05	3	22	0,41	0,91	81,1243719	74,1071137	32,9932821	11,6979	0,404	451,505804
5	3.562	10,32	0	1,68	1,69	1,05	2.05	3	22	0,50	0,87	74,3916576	64,4231755	37,1958288	12,3395	0,404	418,185264
6	3.562	10,72	0	0	1,69	1,05	2.05	3	22	0,59	0,81	64,5320416	52,2064217	37,9319341	13,2089	0,404	371,239929
7	3.562	8,74	0	0	1,69	1,05	2.05	3	22	0,69	0,72	52,6128772	37,8444426	36,5449045	14,8561	0,404	314,035741
8	3.562	5,745	0	0	1,69	1,05	2.05	3	22	0,80	0,60	34,5836361	20,8124322	27,6184918	17,7567	0,404	213,083615
													861,886721	171,432606	170,28106		4815,64638
													Fs=	2.855			
													Fs seisme=	1,596			

Calcul de stabilité pour R =28,35 m talus aval Fin de construction

Nt	b	h1	h2	h3	gd	g'	gsat	c	f	sin a	cos a	G	N	T	c.dl	tan fi	a.N tan fi		
-5	2.835	0	0	1,16	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,50	0,87	6,7416	5,8383	-3,37	9,82	0,404	32,99		
-4	2.835	1,92	0	2,56	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,41	0,91	24,0771	21,9944	-9,79	9,31	0,404	112,94		
-3	2.835	2,88	0	3,62	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,29	0,96	34,8370	33,3042	-10,19	8,90	0,404	156,08		
-2	2.835	3,81	0	4,35	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,21	0,98	43,5354	42,5776	-9,05	8,70	0,404	188,93		
-1	2.835	4,74	0	4,78	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,10	0,99	50,4902	50,2125	-5,28	8,55	0,404	213,12		
0	2.835	5,665	0	4,93	1,69	1,05	2.05	3	22	0,00	1,00	55,7938	55,7938	0,00	8,51	0,404	230,99		
1	2.835	6,59	0	4,78	1,69	1,05	2.05	3	22	0,10	0,99	59,3538	59,0274	6,20	8,55	0,404	246,15		
2	2.835	6,98	0	4,35	1,69	1,05	2.05	3	22	0,21	0,98	58,7233	57,4314	12,21	8,70	0,404	242,16		
3	2.835	7,97	0	3,62	1,69	1,05	2.05	3	22	0,29	0,96	59,2240	56,6181	17,32	8,90	0,404	247,11		
4	2.835	8,97	0	2,56	1,69	1,05	2.05	3	22	0,41	0,91	57,8547	52,8503	23,53	9,31	0,404	247,85		
5	2.835	9,96	0	1,13	1,69	1,05	2.05	3	22	0,50	0,87	54,2871	47,0127	27,14	9,82	0,404	234,91		
6	2.835	10,96	0	0	1,69	1,05	2.05	3	22	0,59	0,81	52,5110	42,4814	30,87	10,51	0,404	235,35		
7	2.835	8,775	0	0	1,69	1,05	2.05	3	22	0,69	0,72	42,0423	30,2411	29,20	11,82	0,404	195,17		
8	2.835	6,53	0	0	1,69	1,05	2.05	3	22	0,80	0,60	31,2862	18,8280	24,99	14,13	0,404	150,31		
9	2.835	2,64	0	0	1,69	1,05	2.05	3	22	0,90	0,44	12,6486	5,5452	11,37	19,4	0,404	63,43		
													643,4064		145,147011	154,926987		2797,49447	
														Fs=	2.681				
														Fs seisme=	1,596				

Calcul de stabilité pour R =32,42 m talus aval Fin de construction

Nt	b	h1	h2	h3	gd	g'	gsat	c	f	sin a	cos a	G	N	T	c.dl	tan fi	a.N tan fi		
-4	3.242	0	0	2,14	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,41	0,91	14,223	12,992	-5,784	10,647	0,404	78,415		
-3	3.242	2,24	0	3,67	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,29	0,96	36,664	35,051	-10,721	10,174	0,404	194,290		
-2	3.242	3,18	0	4,51	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,21	0,98	47,397	46,354	-9,854	9,945	0,404	245,450		
-1	3.242	4,24	0	5	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,10	0,99	56,461	56,151	-5,900	9,780	0,404	283,244		
0	3.242	5,3	0	5,16	1,69	1,05	2.05	3	22	0,00	1,00	63,332	63,332	0,000	9,726	0,404	311,558		
1	3.242	6,36	0	5	1,69	1,05	2.05	3	22	0,10	0,99	68,077	67,702	7,114	9,780	0,404	332,446		
2	3.242	7	0	4,51	1,69	1,05	2.05	3	22	0,21	0,98	68,327	66,824	14,205	9,945	0,404	330,961		
3	3.242	8,01	0	3,67	1,69	1,05	2.05	3	22	0,29	0,96	68,278	65,274	19,964	10,174	0,404	336,992		
4	3.242	9,15	0	2,14	1,69	1,05	2.05	3	22	0,41	0,91	64,355	58,789	26,173	10,647	0,404	320,181		
5	3.242	9,98	0	0	1,69	1,05	2.05	3	22	0,50	0,87	54,680	47,353	27,340	11,231	0,404	279,722		
6	3.242	10,1	0	0	1,69	1,05	2.05	3	22	0,59	0,81	55,338	44,768	32,527	12,022	0,404	288,166		
7	3.242	8,46	0	0	1,69	1,05	2.05	3	22	0,69	0,72	46,352	33,341	32,196	13,521	0,404	250,552		
8	3.242	5,89	0	0	1,69	1,05	2.05	3	22	0,80	0,60	32,271	19,421	25,772	16,162	0,404	181,409		
													675,756			153,033505	143,752544		3433,38701
													Fs=		2,57				
													Fs seisme=		1,52				

Calcul de stabilité pour R =33.69 m talus amont Fin de construction

Nt	b	h1	h2	h3	gd	g'	gsat	c	f	sin a	cos a	G	N	T	c.dl	tan fi	a.N tan fi
-5	3.369	0,35	0	0,65	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,50	0,87	6,4820	5,6134	-3,2410	11,6709	0,404	38,9228
-4	3.369	1,45	0	2,35	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,41	0,91	24,4859	22,3679	-9,9584	11,0640	0,404	143,1102
-3	3.369	2,53	0	3,61	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,29	0,96	39,3371	37,6063	-11,5022	10,5722	0,404	221,6253
-2	3.369	3,62	0	4,48	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,21	0,98	51,5518	50,4176	-10,7176	10,3344	0,404	282,9264
-1	3.369	4,72	0	4,99	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,10	0,99	61,3370	60,9997	-6,4097	10,1629	0,404	326,9141
0	3.369	5,81	0	5,16	1,69	1,05	2.05	3	22	0,00	1,00	68,7172	68,7172	0,0000	10,1070	0,404	354,4981
1	3.369	6,9	0	4,99	1,69	1,05	2.05	3	22	0,10	0,99	73,7491	73,3435	7,7068	10,1629	0,404	374,3504
2	3.369	7,39	0	4,48	1,69	1,05	2.05	3	22	0,21	0,98	73,0167	71,4103	15,1802	10,3344	0,404	368,3983
3	3.369	8,4	0	3,61	1,69	1,05	2.05	3	22	0,29	0,96	72,7586	69,5572	21,2746	10,5722	0,404	367,4892
4	3.369	9,41	0	2,35	1,69	1,05	2.05	3	22	0,41	0,91	69,8070	63,7687	28,3905	11,0640	0,404	362,2566
5	3.369	10,42	0	0,65	1,69	1,05	2.05	3	22	0,50	0,87	63,8166	55,2652	31,9083	11,6709	0,404	338,9811
6	3.369	9,85	0	0	1,69	1,05	2.05	3	22	0,59	0,81	56,0821	45,3704	32,9650	12,4932	0,404	305,4678
7	3.369	7,97	0	0	1,69	1,05	2.05	3	22	0,69	0,72	45,3781	32,6404	31,5196	14,0512	0,404	258,0288
8	3.369	5,45	0	0	1,69	1,05	2.05	3	22	0,80	0,60	31,0302	18,6740	24,7807	16,7946	0,404	182,5878
													737,5492			3925,55681	
														151,896832	161,054714		
														Fs=	2.86		
														Fs seisme=	1,62		

Calcul de stabilité pour R =30,66 m talus aval Fin de construction

Nt	b	h1	h2	h3	gd	g'	gsat	c	f	sin a	cos a	G	N	T	c.dl	tan fi	a.N tan fi
-4	3.066	0,87	0	1,73	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,41	0,91	15,3815	14,0510	-6,2557	10,06897	0,404	82,50641
-3	3.066	2,49	0	2,88	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,29	0,96	31,0037	29,6395	-9,0655	9,62134	0,404	159,04897
-2	3.066	3,45	0	3,67	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,21	0,98	40,9434	40,0426	-8,5121	9,40491	0,404	202,52226
-1	3.066	4,46	0	4,14	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,10	0,99	49,1308	48,8606	-5,1342	9,24887	0,404	235,68050
0	3.066	5,46	0	4,29	1,69	1,05	2.05	3	22	0,00	1,00	55,2551	55,2551	0,0000	9,19800	0,404	259,48921
1	3.066	6,46	0	4,14	1,69	1,05	2.05	3	22	0,10	0,99	59,4939	59,1667	6,2171	9,24887	0,404	275,64709
2	3.066	7	0	3,67	1,69	1,05	2.05	3	22	0,21	0,98	59,3378	58,0324	12,3363	9,40491	0,404	274,28319
3	3.066	8	0	2,88	1,69	1,05	2.05	3	22	0,29	0,96	59,5540	56,9336	17,4136	9,62134	0,404	278,39105
4	3.066	9,07	0	1,73	1,69	1,05	2.05	3	22	0,41	0,91	57,8701	52,8644	23,5358	10,06897	0,404	269,06141
5	3.066	10,15	0	0	1,69	1,05	2.05	3	22	0,50	0,87	52,5926	45,5452	26,2963	10,62125	0,404	248,02685
6	3.066	9,39	0	0	1,69	1,05	2.05	3	22	0,59	0,81	48,6547	39,3616	28,5992	11,36959	0,404	241,54120
7	3.066	7,83	0	0	1,69	1,05	2.05	3	22	0,69	0,72	40,5715	29,1830	28,1809	12,78743	0,404	207,03615
8	3.066	5,41	0	0	1,69	1,05	2.05	3	22	0,80	0,60	28,0321	16,8697	22,3865	15,28415	0,404	147,99283
												597,8213			135,948581		2881,22714
														135,9983			
																Fs=	2.62
																Fs seisme=	1,55

Calcul de stabilité pour R =34,1 m talus amont Fin de construction

Nt	b	h1	h2	h3	gd	g'	gsat	c	f	sin a	cos a	G	N	T	c.dl	tan fi	a.N tan fi		
-5	3.41	0,27	0	1,73	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,50	0,87	13,6495	11,8205	-6,8248	11,8129	0,404	81,5943		
-4	3.41	1,38	0	3,55	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,41	0,91	32,7691	29,9346	-13,3272	11,1987	0,404	187,6292		
-3	3.41	2,48	0	4,62	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,29	0,96	46,5881	44,5382	-13,6224	10,7008	0,404	256,6911		
-2	3.41	3,59	0	5,51	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,21	0,98	59,2065	57,9039	-12,3090	10,4601	0,404	316,1981		
-1	3.41	4,69	0	6,02	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,10	0,99	69,1108	68,7307	-7,2221	10,2866	0,404	366,9784		
0	3.41	5,8	0	6,19	1,69	1,05	2.05	3	22	0,00	1,00	76,6960	76,6960	0,0000	10,2300	0,404	389,7231		
1	3.41	6,9	0	6,02	1,69	1,05	2.05	3	22	0,10	0,99	81,8468	81,3967	8,5530	10,2866	0,404	408,9722		
2	3.41	7,41	0	5,51	1,69	1,05	2.05	3	22	0,21	0,98	81,2207	79,4339	16,8858	10,4601	0,404	406,2824		
3	3.41	8,43	0	4,62	1,69	1,05	2.05	3	22	0,29	0,96	80,8774	77,3188	23,6485	10,7008	0,404	407,4763		
4	3.41	9,45	0	3,55	1,69	1,05	2.05	3	22	0,41	0,91	79,2757	72,4183	32,2414	11,1987	0,404	413,5337		
5	3.41	10,48	0	1,73	1,69	1,05	2.05	3	22	0,50	0,87	72,4888	62,7753	36,2444	11,8129	0,404	383,8715		
6	3.41	10,87	0	0	1,69	1,05	2.05	3	22	0,59	0,81	62,6427	50,6780	36,8214	12,6452	0,404	339,3983		
7	3.41	8,97	0	0	1,69	1,05	2.05	3	22	0,69	0,72	51,6932	37,1829	35,9061	14,2222	0,404	289,3786		
8	3.41	6,1	0	0	1,69	1,05	2.05	3	22	0,80	0,60	35,1537	21,1555	28,0737	16,9990	0,404	204,7632		
													843,2190			165,068935	163,014715		4452,49
													Fs=		2.88				
													Fs seisme=		1,61				

Calcul de stabilité pour R =29,45 m talus aval Fin de construction

Nt	b	h1	h2	h3	gd	g'	gsat	c	f	sin a	cos a	G	N	T	c.dl	tan fi	a.N tan fi		
-5	2.945	0	0	0,285	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,50	0,87	1,7206	1,4901	-0,8603	10,2021	0,404	8,72765387		
-4	2.945	1,59	0	1,77	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,41	0,91	18,5994	16,9906	-7,5644	9,6716	0,404	93,2055238		
-3	2.945	2,76	0	2,87	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,29	0,96	31,0636	29,6968	-9,0830	9,2416	0,404	154,994766		
-2	2.945	3,76	0	3,63	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,21	0,98	40,6289	39,7351	-8,4468	9,0337	0,404	189,412051		
-1	2.945	4,69	0	4,08	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,10	0,99	47,9743	47,7105	-5,0133	8,8839	0,404	215,107366		
0	2.945	5,65	0	4,23	1,69	1,05	2.05	3	22	0,00	1,00	53,6579	53,6579	0,0000	8,8350	0,404	237,79035		
1	2.945	6,61	0	4,08	1,69	1,05	2.05	3	22	0,10	0,99	57,5303	57,2139	6,0119	8,8839	0,404	252,155219		
2	2.945	7,04	0	3,63	1,69	1,05	2.05	3	22	0,21	0,98	56,9536	55,7007	11,8407	9,0337	0,404	251,370627		
3	2.945	8,07	0	2,87	1,69	1,05	2.05	3	22	0,29	0,96	57,4917	54,9621	16,8106	9,2416	0,404	255,194162		
4	2.945	9,11	0	1,77	1,69	1,05	2.05	3	22	0,41	0,91	56,0269	51,1805	22,7861	9,6716	0,404	248,086927		
5	2.945	10,14	0	0,285	1,69	1,05	2.05	3	22	0,50	0,87	52,1879	45,1947	26,0940	10,2021	0,404	236,630391		
6	2.945	9,51	0	0	1,69	1,05	2.05	3	22	0,59	0,81	47,3317	38,2914	27,8216	10,9209	0,404	218,615866		
7	2.945	8,02	0	0	1,69	1,05	2.05	3	22	0,69	0,72	39,9159	28,7115	27,7256	12,2828	0,404	192,482651		
8	2.945	5,69	0	0	1,69	1,05	2.05	3	22	0,80	0,60	28,3194	17,0426	22,6159	14,6810	0,404	141,965225		
9	2.945	1,32	0	0	1,69	1,05	2.05	3	22	0,90	0,44	6,5697	2,8802	5,9049	20,1528	0,404	34,4475964		
													595,9720			136,643415	160,938264		2730,186
													Fs=		2,78				
													Fs seisme=		1,65				

Calcul de stabilité pour R =32,75 m talus amont Fin de construction

Nt	b	h1	h2	h3	gd	g'	gsat	c	f	sin a	cos a	G	N	T	c.dl	tan fi	a.N tan fi
-6	3.275	0	0	0,25	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,59	0,81	1,6784	1,3579	0,9866	12,144623	0,404	9,789
-5	3.275	0,56	0	2,41	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,50	0,87	19,2796	16,6961	-9,6398	11,3452656	0,404	109,038
-4	3.275	1,62	0	4,07	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,41	0,91	36,2913	33,1521	-14,7597	10,7553366	0,404	196,103
-3	3.275	2,68	0	5,29	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,29	0,96	50,3489	48,1335	-14,7220	10,2771967	0,404	261,915
-2	3.275	3,74	0	6,14	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,21	0,98	61,9224	60,5601	-12,8737	10,0460123	0,404	310,751
-1	3.275	4,8	0	6,64	1,69	1,05	2.05	3	22	-0,10	0,99	71,1461	70,7548	-7,4348	9,87933635	0,404	346,923
0	3.275	5,87	0	6,8	1,69	1,05	2.05	3	22	0,00	1,00	78,1425	78,1425	0,0000	9,825	0,404	371,755
1	3.275	6,93	0	6,64	1,69	1,05	2.05	3	22	0,10	0,99	82,9351	82,4790	8,6667	9,87933635	0,404	379,478
2	3.275	7,39	0	6,14	1,69	1,05	2.05	3	22	0,21	0,98	82,1242	80,3175	17,0736	10,0460123	0,404	385,967
3	3.275	8,37	0	5,29	1,69	1,05	2.05	3	22	0,29	0,96	81,8416	78,2406	23,9305	10,2771967	0,404	389,648
4	3.275	9,35	0	4,07	1,69	1,05	2.05	3	22	0,41	0,91	79,0749	72,2349	32,1598	10,7553366	0,404	382,311
5	3.275	10,34	0	2,41	1,69	1,05	2.05	3	22	0,50	0,87	73,4095	63,5726	36,7047	11,3452656	0,404	364,037
6	3.275	11,32	0	0,25	1,69	1,05	2.05	3	22	0,59	0,81	64,3318	52,0444	37,8142	12,144623	0,404	328,169
7	3.275	9,74	0	0	1,69	1,05	2.05	3	22	0,69	0,72	53,9085	38,7764	37,4448	13,659113	0,404	285,187
8	3.275	6,98	0	0	1,69	1,05	2.05	3	22	0,80	0,60	38,6326	23,2491	30,8520	16,3260219	0,404	213,901
9	3.275	2,01	0	0	1,69	1,05	2.05	3	22	0,8988	0,4384	11,1248	4,8771	9,9990	22,4110401	0,404	64,680
													886,1921	176,202026			
															191,116716		4399,65202
													Fs=	2.93			
													Fs seisme=	1,66			

