

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEURE ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPÉRIEURE DE L'HYDRAULIQUE- ARBAOUI ABDALLAH-

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception Des ouvrages hydrotechniques

THEME:

**ETUDE D'AVANTPROJETDETAILLÉE DE
LA DIGUE DU BARRAGE D'ECRETEMENT
(W. SIDI BEL ABBES)**

Présenté par :

M^r 'GHAOUT ALI

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et prénom	Garde	Qualité
M^r B. BENLAOUKLI	M C. B	Président
M^r A. ZEROUAL	M A .B	Examinateur
M^{eme} N. SAIL	M A. A	Examinatrice
M^{eme} S. BERBACHE	M A. A	Examinatrice
M^r A. HEBBOUCHE	M A. A	Promoteur

Juillet- 2012

Dédicace

Je dédie ce travail à :

Ma chère mère qui ma toujours encouragé pour mes études

Mon cher père,

Mes chers frères et mes chères sœurs,

Ainsi qu'à toute ma famille et mes amis.

GHAOU7 AL9

Remerciements

- *D'abord, tout louange à dieu qui m'a fourni le courage, la capacité et la patience pour réaliser ce modeste travail avec toutes ses difficultés et ses obstacles.*
- *Au terme de cette modeste étude, je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements à M. HÉBOUCHE (mon promoteur)*
- *je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements à M. HASSEN.M et M. BÉLOUAKLI pour leur soutien, l'aide et les conseils qu'ils m'ont dispensés pour l'élaboration de cette présente mémoire et à ma formation durant les années de spécialité.*
- *Je remercie le président et les membres du jury qui me feront l'honneur de juger mon travail.*
- *Je voudrais aussi remercier l'ensemble des professeurs, la direction de l'école et le ministère de tutelle pour avoir veillé à notre formation.*
- *Je remercie également tout le personnel de l'Agence Nationale Des Barrages Et de Transfert qui nous a fourni les données de la région d'étude en particulier, M. MADANI et M. ABESSE qui n'ont pas ménagé le moindre effort pour mettre à ma disposition tous les moyens nécessaires à l'élaboration et au couronnement de ce mémoire.*
- *Un remerciement particulier à tous les travailleurs de la bibliothèque de l'ENSH surtout : Aziza, Hadjer, Sarah et Sabrina.*
- *Un grand merci pour toutes les personnes qui ont contribuées de près ou de loin pour la réalisation de ce mémoire.*

..... GHAOUT ALI 2012

يتضمن عملنا هذا دراسة معمقة لمدينة سيدي بلعباس من اجل حمايتها ضد الفيضانات وهذه الدراسة تركز على

- دراسة توبوغرافية للمدينة من اجل تحديد مناطق الخطر.
- دراسة هيدرولوجية من اجل تحديد نسبة المياه وكمية التدفق.
- دراسة ميدانية من اجل تشخيص منشآت الحماية واقتراح حلول مناسبة.

و من خلال هاته الدراسات ارتأينا إلى انجاز مشرو مع كامل متطلباته التقنية من اجل حماية المدينة من الفيضانات.

Résumé

L'objectif de notre étude consiste à protéger la ville de Sidi Bel Abbès contre l'inondation, en se basant sur trois axes :

- Etude topographique de la ville afin de déterminer les zones à risque.
- Etude hydrologique pour déterminer le pourcentage et la quantité de Débit d'eau.
- Une étude sur le terrain des installations de diagnostique et de protection appropriée afin de proposer des solutions.

Pour ce faire, nous avons décidé de terminer le projet avec toutes les exigences techniques en vue de protéger la ville contre les inondations.

Abstract

Our study consists of a deep study for the city of SIDI BEL ABBES in order to protect it against floods. This study turns around three stages:

- A topographical study of the town to determine the region of danger.
- A hydrological study to determine the water percentage and the flow quantity.
- A civil study to diagnose the protection establishment and suggesting appropriate solutions.

-Through this study, we tried to accomplish this project with all its technical needs in order to protect the city from floods.

Sommaire

Chapitre I : Etude Topographique

Introduction	1
I-1. Situation géographique du site	1
I-2.Choix du site du barrage	3
I-3. But des barrages	3
I.4. Documentation à consultés	3

Chapitre II : Etude Géologique Et géotechnique

Introduction	4
II-1. Reconnaissance géologique et géotechnique	4
II-2 .Terrain de fondation	8
II-3. Matériaux de construction	9
II-4. Etude sismique	10
II-5- Géomorphologie et géologie de la cuvette	11
II-5.1 Géologie du site et de la cuvette	11
II-5-2. Etanchéité de la cuvette	11
II-5.3. Stabilité des berges	11
II-6. Conditions géologiques du site	11
II-6.1. Lithologie	11
II-6.1.1 Complexe alluvionnaire des terrains de couverture de la vallée	11
II-6-2. Structure et tectonique	12
II-6-3. Hydrogéologie	12

Chapitre III : Etude Hydrologique

Introduction	14
III-1-Le bassin versant	14
III.1 .1- Caractéristiques générales du bassin versant	14
III.1.1.1- Le réseau hydrographique du bassin versant	15

III.1.1.2 Hypsométrie du bassin versant	16
III.1.2. Caractéristiques climatique du bassin versant	20
III.1.2.1- la pluviométrie	21
III.1.2.2- Répartition mensuelle de la pluie moyenne	22
III.2. Les pluies maximales journalières	23
III.2.1 Ajustement des pluies maximales journalières à la loi de log-normale	24
III.2.2 Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences	25
III.3 Etudes des apports	28
III.3.1. Estimation de l'apport moyen annuel (A ₀)	28
A- Choix de la station	28
B- Caractéristiques de l'écoulement	28
C- Reconstitution d'une série d'apports annuels au barrage de Tabia	29
III.4. Irrégularité des apports	30
III.4.1. Les apports fréquentiels	30
III.4.2. Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%	30
III.5. Etude des crues	31
III.5.1. Ajustement des débits maximaux à la loi de Gumbel	32
III.5.2. Hydrogramme de crue	32
III.5.3. Choix de la crue de projet	34
III.5.4. Apport solide et l'estimation de volume mort	35
III.5.5. Courbes « Hauteurs –Capacités -Surface »	37
III.6. Ecrêtement des crues déca-millénaire	38
III.6.1. Calcul du débit dans l'évacuateur de crue	38
III.6.2. Calcul du débit dans Pertuis de fond	39
Conclusion	40

Chapitre IV : Etude Des variantes De la digue

Introduction	41
IV.1- Le choix du site du barrage	41
IV.2- Le choix du type de barrage	41
IV.3- Les variantes à choisir	43
IV.3.1- Variantes de barrages en béton	43
IV.3.2- Variantes de barrages en remblais	43

IV.4. En première analyse, les variantes de digues à examiner sont les suivantes	44
IV.5- Principes de conception des profils types de la digue	44
IV.5.1- Variante 1 – Digue homogène en limons	44
IV.5.2- Variante 2 – Digue à noyau en limons et recharges en conglomérats	45
IV.5.3- Variante 3 – Digue à noyau en limons et recharges en enrochements	45
IV.6- Dispositions communes aux profils de digue	45
IV.7-Dispositions générales et communes des variantes	46
IV.8 -Définition de profil général du barrage	47
IV.8.1- Hauteur de barrage	47
IV.8.2-. Largeur en crête	48
IV.8.3-. La longueur en crête	49
IV.8.4- Choix technique	49
IV.8.5- Pentés des talus	49
IV.8.6- Les bermes	50
IV.9. Dispositif de protection contre les effets de l'eau et description générale des variantes de Protection des talus	51
IV.9.1- Etanchéité du barrage	52
IV-10- Fixation du choix définitif du type de barrage	53
IV.10.1- Comparaison des solutions et choix	53
IV.10.2- Comparaison économique	54
IV.11-Estimation comparative	54
Conclusion	54

Chapitre V : Etude De la Conception De la digue

Introduction	55
V.1. Dimensionnement de la digue	55
V.1.1 Hauteur du barrage	55
V.1.1.2 Niveau d'eau du barrage.....	55
V.1.1.3 La revanche	56
V.1.1.4 La vitesse de propagation	56
V.1.1.5 Cote en crête du barrage	57
V.2 Conception de la crête	57
V.2.1 Largeur en crête	57

V.2.2 Les pentes du talus	58
V.2.3 Protection des talus	58
V.2.3.1 Talus aval	59
V.2.3.2 Talus amont	59
V.3 Détermination de l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement	59
1)-1emeMéthode	59
2)-2emeMéthode	59
V.3.1 La clé d'ancrage	60
V.4. Protection de la Crête	60
V.5 Dimensionnement du noyau	61
V.6 Dispositif des drains et filtres	63
V.6.1 Les drains	63
V.6.2 Dimensionnement du Drain tapis	63
V.6.3 Dimensionnement du prisme aval	64
V.6.4 Filtres	64
V.7. Etude des infiltrations	64
V.7.1. Hypothèse de calcul	65
V.7.2. Ligne de saturation	65
V.7.2.1. Calcul du débit de fuite par infiltration	67
V.7.2.2. Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage	69
V.8. Calcul de stabilité	71
V.8.1. Généralité sur la stabilité des barrages (Talus)	71
V.8.2. Stabilité des talus	72
V.8.3. Méthode de FELLENIUS	72
V.8.4. Conséquences de l'instabilité des talus	73
V.8.5. Ordre de calcul (Méthode des tranches)	74
V.8.5.1. Calcul des forces appliquées à chaque tranche	75
V.8.5.2. Classement des forces	76
V.8.6. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement	77
Conclusion	78

Chapitre VI : les ouvrages annexes

Introduction	79
VI.1. L'évacuateur de crues	79

VI.1.1. Evacuateur de crue latéral à entonnement frontal	79
VI.1.2. Dimensionnement de la variante retenue	80
a- Canal d'approche	80
b-Le déversoir	81
c- Chenal d'écoulement	83
d- Le coursier	85
e- Calcul du convergent	85
f- Dissipateur d'énergie	89
j- Canal de restitution	91
VI.1.3. Hauteurs des murs bajoyers	93
VI.1.3.1. Le coursier	93
VI.1.3.2. Le bassin de dissipation	93
VI.1.3.3. Le canal de restitution	93
VI.2. Ouvrage de vidange	93
VI.2.1. Pertuis de fond	93
VI.2.2 Ouvrage d'entonnement amont	94
VI.2.3. Ouvrage d'entrée	94
VI.3. Aération	96
VI.4. Galerie de vidage	97
VI.5. Ouvrage de restitution aval	97
VI.6. Dimensionnement de la galerie du pertuis de fond	98
VI.7. Calcul statique	99
VI.7.1. Efforts en jeu	99
VI.7.2.Calcul de ferrailage aux états limites de service (ELS)	102

Chapitre VII : Organisation de chantier

Introduction	103
VII.1. Travaux de réalisation	103
VII.1.1. Travaux de terrassements.....	103
VII.1.2. Travaux d'excavations	104
VII.1.3. Travaux secondaires	104
VII.2. Les moyens de chantier	104

A- Les moyens humains	104
B- Les engins de terrassement	105
C- Le matériel de bétonnage	105
D- Le matériel spécifique	105
VII.3. Programme des travaux	105
VII.4. Planification	106
VII.4.1. Définition	106
VII.4.2. Techniques de la planification	106
VII.4.2.1. Méthodes basées sur le réseau	106
VII.4.2.2. Méthode C.P.M (Méthode du Chemin Critique)	107
VII.4.2.3. relations entre les tâches	107
VII.4.2.4. les paramètres de la méthode C.P.M	107
VII.4.2.5. Chemin critique (C.C)	108
VII.4.2.6. Attribution des durées de chaque opération	108
VII.5. Les plannings	108
VII.5.1. Plan du travail au plus tôt	108
VII.5.2. Plan de travail au plus tard (PTPP)	109
VII.5.3. Plan de travail intermédiaire	109
VII.6. Délai de construction et programme des travaux	109
VII.7. Symboles des différentes opérations	110
VII.8. Détermination des chemins critiques	110
Conclusion	111

Chapitre VIII: Protection Et sécurité Du Travail

Introduction	112
VIII.1. Causes des accidents de travail	112
VIII.1.1. facteurs humains	112
VIII.1.2. facteurs matériels	113
VIII.2. Causes des maladies professionnelles	113
VIII.3. Conditions dangereuses dans le chantier	113

VIII.3.1.Methode et moyens de prévention	114
VIII.4.Actions dangereuses	114
VIII.4.1.Methode et moyens de prévention	114
VIII.5 : Calcul du débit d'air nécessaire à la ventilation du tunnel	114
VIII.5.1 : Calcul du diamètre de la canalisation d'air nécessaire à la ventilation	115
1. La méthode dynamique	115
2. Méthode d'équifriction	116
VIII.5.2 : Calcul du diamètre des canalisations	116
Conclusion	116

Liste des tableaux

Tableau II.1 : récapitulatif des travaux réalisés	5
Tableau II.2 : les coordonnées de sondages	6
Tableau II.3. Récapitulatif des essais de laboratoire zones: I, II et III	7
Tableau II.4 : Résumé des caractéristiques des terrains de la fondation	8
Tableau II.5 : Résumé des caractéristiques des zones d'emprunt	9
Tableau III.1 : Coordonnées de la courbe hypsométrique	17
Tableau III.2 : les caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant	19
Tableau III.3 : Paramètres climatiques enregistrés à la station de Sidi Bel Abbas	20
Tableau III.4 : Coordonnées et code de la station El Hacaiba	21
Tableau III.5 : Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle à la Station El Hacaiba	22
Tableau III.6 : Les paramètres statistiques de l'échantillon	23
Tableau III.7 : Ajustement a la loi log normale	24
Tableau III.8 : Pluies de courtes durées et leur intensité	27
Tableau III.9 : Apports annuels au barrage Tabia (110322)	29
Tableau III.10 : Répartition mensuelle de l'apport moyen	30
Tableau III.11 : Apports fréquentiels	30
Tableau III.12 : Répartition mensuelle de l'apport moyen	31
Tableau III.13 : Débits fréquentiels calculés	32
Tableau III.14 : Crue rapide - Hydrogrammes des crues au barrage de Tabia (méthode de Sokolovsky)	33
Tableau III.15 : Crue de projet recommandée	35
Tableau III.16 : les coordonnées des courbes Hauteur-Capacité	37
Tableau III.17 : Les résultats de l'étude du laminage des crues déca-millénaire de l'oued Mekerra	39
Tableau IV.1 : récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête	48
Tableau IV.2: Valeurs indicatives des pentes des talus	50
Tableau IV.3 : Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids	51
Tableau IV.4 : estimation comparative du coût de l'aménagement [x 1000DA]	54
Tableau V.1 : Calcul de la hauteur des vagues	56
Tableau V.2: Calcul de la largeur en crête	58
Tableau V.3 : détermination du coefficient "C"	59

Tableau V.4: Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues	60
Tableau V.5: Le tableau suivant nous donne les valeurs	61
Tableau V.6 : Coordonnées de la parabole de KOZENY	67
Tableau V.7 : Débit de fuite de la digue	68
Tableau V.8: Débit de fuite de la Fondation	68
Tableau V.9 : Débit de fuite de Barrage	69
Tableau V.10 : Classification des barrages	69
Tableau V.11 : Gradient hydraulique admissible	70
Tableau V.12: Détermination du gradient d'infiltration admissible	70
Tableau V.13: Détermination de coefficient de sécurité	71
Tableau V.14: Coefficient de stabilité admissible des talus	73
Tableau V.15 : (K1-K2) en fonction de pentes des talus (V.Volkov,1986)	74
Tableau V.16 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement	78
Tableau VI.1 : coordonnées de profil du déversoir	82
Tableau VI.2 : Les données de départ	87
Tableau VI.3: Ligne d'eau à pas d'espace de 10m	88
Tableau VI.4: Calcul du coefficient de débit	95
Tableau VI.5 : Calcul de l'aération	96
Tableau VI.6 : Moments dus au poids propre	100
Tableau VI.7 : Moments dus à la poussée des terres	100
Tableau VI.8 : Moments dus au poids du remblai	101
Tableau VI.9 : Moments dus à la réaction du sol	101
Tableau VI.10 : Moments résultants	102
Tableau VI.11 : Ferrailage de la galerie	102
Tableau VII.1 : les paramètres de la méthode C.P.M	107
Tableau VII.2 : symboles des opérations	110
Tableau VII.3 : Détermination des chemins critiques	111
Tableau VIII.1 : vitesse de l'air dans les différentes canalisations	116

Liste des figures

Figure I.1 : localisation du site du barrage de Tabia.....	2
Figure II.1 : carte des sols du bassin versant de Tabia.....	10
Figure II.2 : carte géologique du bassin versant de Tabia.....	13
Figure III.1 : Réseau hydrographique du bassin versant de Tabia.....	16
Figure III.2 : Répartition en % des surfaces partielles et courbe hypsométrique.....	17
Figure III.3 : Courbe de niveaux du bassin versant Mekerra au site de Tabia.....	18
Figure III.4 : Variation annuelle de la température.....	21
Figure III.5 : Localisation des stations hydro climatologiques.....	22
Figure III.6 : Répartition mensuelle de la pluie moyenne.....	23
Figure III.7 : graphe ajustement à la loi log normale.....	25
Figure III.8 : Courbes des pluies à courte durée.....	26
Figure III.9 : courbes des intensités fréquentielles.....	26
Figure III.10 : répartition mensuelle des apports.....	31
Figure III.11 : hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour.....	34
Figure III.12 : hydrogrammes de crues de projet.....	35
Figure V.1: ligne de saturation	66
Figure VI.1 : Dimensions du déversoir	82
Figure VI.2 : Ligne d'eau dans le coursier	89
Figure VI.3 : type de bassin.....	91
Figure VI.4 : Géométrie de l'entonnement.....	95
Figure VI.5 : Géométrie de la galerie de vidange.....	97
Figure VI.6 : schéma du modèle de calcul	98
Figure VI.7 : Diagramme des moments résultants.....	101

Listes des planches:

Planche N°01: coupe géologique du barrage tabia suivants l'axe de la digue

Planche N°02 : plan de l'aménagement

Planche N°03 : profiles types des variantes

Planche N°04 : différents coupes de la digue

Planche N°05 : profile en long du pertuis de fond

Planche N°06 : schémas de calcul de stabilité

Planche N°07 : planing des travaux

Introduction

Les inondations constituent un risque majeur sur le territoire national, mais également en Afrique et dans le monde entier. Au premier rang des catastrophes naturelles dans le monde, elles font environ 20 000 victimes par an. Certaines résultent de phénomènes qui se renouvellent chaque année comme la mousson, d'autres sont le fait de circonstances particulières (cyclones, typhons, orages violents).

L'Algérie est confrontée aux phénomènes des crues et des inondations qui se manifestent de façon catastrophique constituant ainsi une contrainte majeure pour le développement économique et social, ces inondations sont les catastrophes naturelles les plus destructives et même les plus fréquentes.

La réduction des dommages causés par ces calamités nécessite d'abord une parfaite identification des régions présentant le risque d'inondabilité et des facteurs favorisant et amplifiant l'ampleur des dégâts et des pertes engendrées par ces catastrophes.

En raison de pressions économiques, sociales, foncières ou encore politiques, les cours d'eau ont souvent été aménagés, couverts, déviés, pour diminuer la vulnérabilité des populations et des biens.

Pour remédier à cette situation, l'amélioration de la prévision et de la prévention des inondations reste l'outil essentiel de l'État. Une meilleure information des populations exposées et la diminution de la vulnérabilité des biens situés dans les zones inondables sont à privilégier. Cependant, si l'État a une responsabilité dans ce domaine, chaque citoyen doit aussi contribuer à se protéger efficacement et diminuer sa propre vulnérabilité.

La construction du barrage de Tabia constitue un enjeu principal aux aspects économique et social liés à la protection de la ville de Sidi Bel Abbés contre les inondations de l'Oued Mekker. Ces inondations périodiques surtout en aval de Boukhanéfis, ont pris un caractère catastrophique imposant la prise de dispositions de réduction et de prévention dans le cadre d'un aménagement global dans lequel se situe la réalisation d'un barrage écrêteur de crue

Chapitre I

Etude topographique

Introduction

La topographie constitue le support essentiel du travail d'un ingénieur hydraulicien qui doit toujours classer précisément les observations réalisées par le topographe, tant en planimétrie qu'en altimétrie. Selon le degré d'avancement des études et l'importance des problèmes.

Avant de commencer l'étude d'un projet qui permet en premier lieu de se prononcer sur l'aptitude topographique du site et de positionner au mieux le barrage et ses ouvrages annexes il est nécessaire d'avoir une connaissance des conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrologiques du site. Les données topographiques nécessaires concernant le bassin versant, la vallée de la rivière à l'amont et à l'aval du barrage, le site de la retenue et les zones d'emprunts des matériaux de construction de la digue.

I.1. Situation géographique du site :

Le site du barrage de Tabia est situé sur l'oued Mekerra juste en aval du village de Tabia, à une quinzaine de kilomètres environ au Sud de la ville de Sidi Bel Abbès voir **Figure I-1**.

L'oued **Mekerra** s'écoule du sud au nord, sur un plancher essentiellement marneux recouvert de dépôts conglomératiques et colluvionnaires sur les versants, et dans la vallée par un complexe alluvionnaire d'une épaisseur totale pouvant atteindre les quinze mètres. Il se poursuit ensuite en s'engageant dans la plaine de Tabia pour rejoindre l'agglomération de Sidi Bel Abbès et la traversée.

L'Oued MEKERRA se caractérise par une pente qui varie de (5%-8%) pour une largeur (100-200) m avec la présence de quelque rétrécissement.

Echelle : 1/50 000

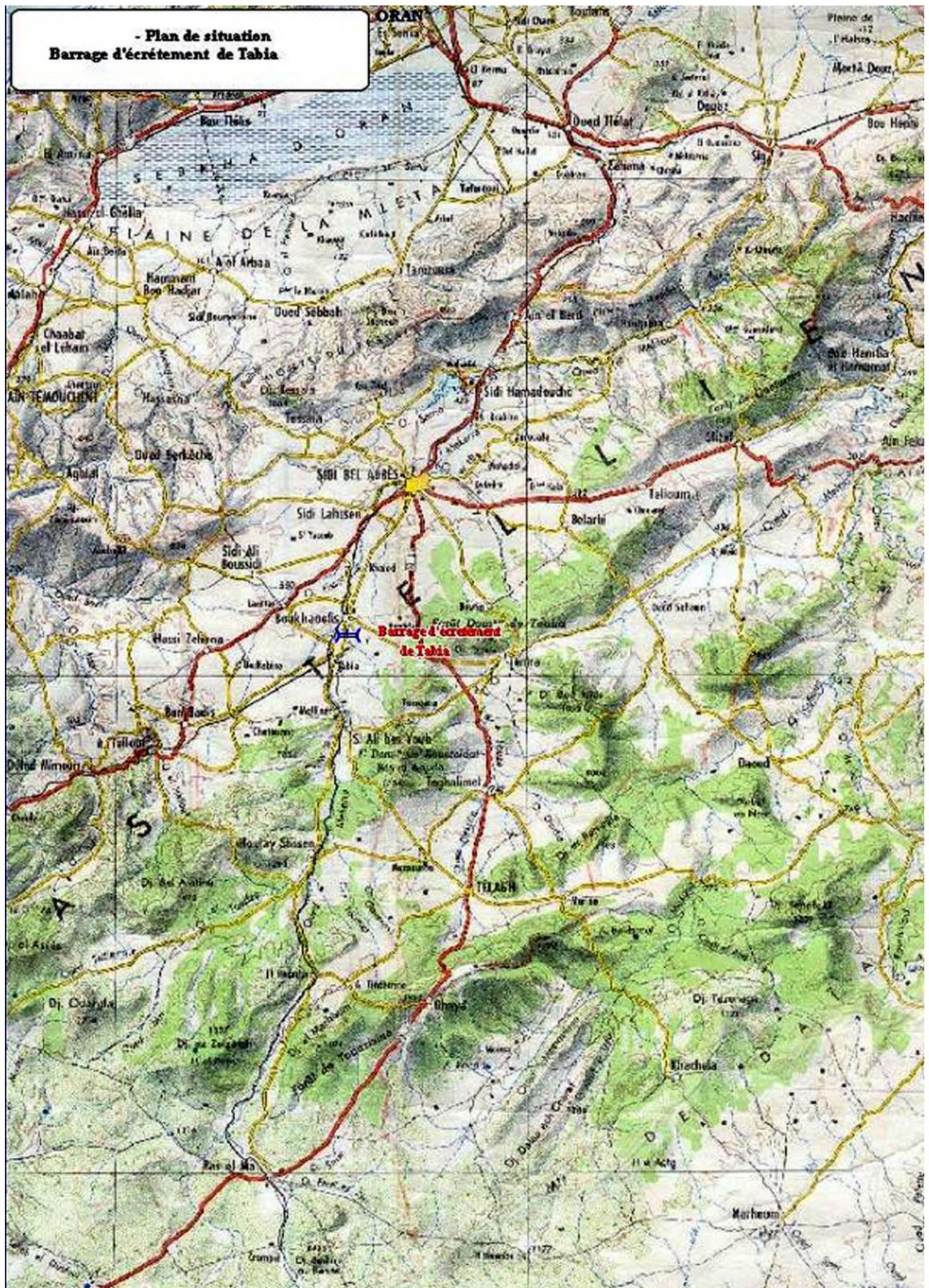


Figure I.1 : localisation du site du barrage de Tabia

Source : A.N.R.H

I.2. Choix du site du barrage :

Le choix d'un site apte pour la réalisation d'un ouvrage qui répond aux meilleures conditions techniques et économiques est basé essentiellement sur les connaissances et les conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrauliques du site.

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

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

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

Ses coordonnées sont:

$$X = 708.500 \text{ Km}$$

$$Y = 387.8700 \text{ Km}$$

$$Z = 587 \text{ m NGA}$$

I.3. But des barrages :

Le but de barrage est d'écarter les crues de l'Oued Mekerra à une valeur maximale.

Compte tenu de cette fonction principale, qui nécessite d'avoir une retenue vide pour laminar en toute sécurité les crues pouvant survenir à tout moment, le barrage n'aura pas d'autres usages, comme la production d'énergie électrique ou le stockage d'eau pour irrigation.

I.4. Documentation à consultés :

Les documents topographiques ci –dessous nous ont été disponibles :

- Carte topographique au 1/50.000 (feuille FORT NATIONAL) ;
- Carte topographique au 1/7500 de la cuvette de la retenue ;
- Carte topographique au 1/1000 du site du barrage.

Chapitre II

Etude Géologique Géotechnique

Introduction :

Ce chapitre a pour objet de décrire les conditions géologiques, géotechniques et hydrogéologiques du site du barrage de Tabia. Cet aménagement est destiné à protéger la ville de Sidi Bel Abbès contre les crues de l'oued Mekerra, et comprend deux digues, une digue principale et une digue secondaire, qui seront implantées sur un col situé sur une dépression latérale de la cuvette.

Il fait également une évaluation du contexte sismotectonique du site et une esquisse des traits géologiques généraux de cette région.

Il s'appuie sur les observations visuelles du terrain. Les monographies et les cartes géologiques de la région sont à l'échelle de 1/50.000 et 1/200.000, En particulier les sondages carottés, les reconnaissances géophysiques (prospection par la méthode géo électrique), les essais "in situ" (principalement des sondages préssiométriques) et les essais de laboratoire sur échantillons intacts de carottes prélevés des sondages.

La synthèse de toutes ces informations a permis de faire une évaluation des conditions géologiques, géotechniques et hydrogéologiques du site, notamment les terrains de fondation de la digue et des ouvrages annexes (évacuateur de crues, vidange de fond, et digue de col).

Dans ce chapitre sont également décrites les diverses zones de matériaux de construction présents aux environs immédiats du site et qui sont susceptibles de fournir les remblais nécessaires à la construction de la digue.

II.1. Reconnaissance géologique et géotechnique :

Les reconnaissances géologiques et géotechniques qui ont été conduites sur le site du barrage de Tabia ont duré d'octobre 2009 à fin mars 2010. Elles ont été exécutées par le laboratoire de la construction et de l'habitat de Sidi Bel Abbès sur la base d'un programme préalablement établi par le groupement d'études et soumis à la DHW de Sidi Bel Abbès.

Ces reconnaissances avaient pour but de déterminer la lithologie et les caractéristiques géotechniques des terrains de fondation, le but recherché étant de mettre en évidence la nature et l'épaisseur des alluvions et de préciser le contact entre le substratum marneux et les conglomérats du massif.

Les travaux de reconnaissance suivants ont été entrepris dans le tableau II.1

- Prospection géophysique
- Sondages carottés
- Tranchées
- Essais préssiométriques
- Mesure des densités en place
- Mesure de la nappe phréatique (piézomètres)
- Echantillonnage.

Tableau II.1 : récapitulatif des travaux réalisés

Localisation	Nature Reconnaissances		Unité	Total
Axe du barrage	Levé géologique	Echelle: 1/500 Echelle:1 /2000	Ha	
	Prospection électrique		SE	20
	Sondages carottés		SR-1	05
	Sondages préssiométriques		SP-1	02
	Tranchées		TR-1	03
	Mesures de densités en place		ME	08
Zones d'emprunts des limons: I, II, et III	Puits		P	22
Zones d'emprunts des conglomérats	Puits		P	05
Axe digue de col	Puits		P	08
Zone d'emprunt digue de col	Puits		P	08
Lit de l'oued	Puits		P	3

II.1.2 Sondages carottés :

Cinq sondages carottés, numérotés SR-1 à SR-5, ont été forés au niveau du site du barrage à des profondeurs de 10 à 20 m, Le taux de récupération est variable suivant la nature lithologique des terrains traversés. Ces sondages ont permis le prélèvement d'échantillons

intacts se répartissant comme suit: le sondage SR-5 situé au niveau de la rive droite, le SR-4 dans le lit de l'oued, le SR-1 au niveau de la rive gauche, et dans la terrasse alluviale, deux sondages SR-2 et SR-3.

Tableau II.2 : les coordonnées de sondages

Nom	X(m)	Y(m)	ELEVATION (NGA)
SR-1	377.3678	473.0543	615.50
SR-2	444.8053	483.4353	595.50
SP-3	538.6406	528.6252	590
TR-4	592.1076	574.4948	583.40
SR-5	630.3892	614.4405	614.50

Les échantillons prélevés des sondages et des tranchées ont été soumis aux essais de laboratoire listés ci-dessous :

- Limites d'Atterberg ;
- Détermination des densités sèches et apparentes ;
- Détermination de la teneur en eau naturelle ;
- Granulométrie et sédimentométrie ;
- Essais Proctor ;
- Essais de cisaillement à la boîte ;
- Essais œnométriques ;
- Essais triaxiaux.

Tableau II.3. Récapitulatif des essais de laboratoire zonent: I, II et III

Puit	T en eau Naturelle	Densité sèche	Densité humide	Limites d'Atterberg				Granulométrie	Essai Proctor		caillement		Essai triaxial			
	WL	d	h	LL	LP	IP		<2 μ	<80 μ	d	W.opt	Cu	ϕ_u	Cuu	ϕ_{uu}	C'
n°	%	t/m3	t/m3	%	%	%	%	%	t/m3	%	bar	Degré	bar	D	bar	Degré
P-1	-	-	-	39.3	18.8	20.5	37	69	1.61	13.1	-	-	-	-	-	-
P-2	10.1	1.47	1.62	38.3	18.1	20.2	40	81	1.61	13.1	0.15	38.7	0.20	20.3	-	-
P-3	11.5	1.57	1.75	40.1	18.6	21.5	35	80	1.61	17	0.11	36.2	0.26	16	0.12	21.3
P-4	9.5	1.48	1.63	37.2	18	19.2	35	82	1.64	18.3	1.24	20.5	1.00	13.5	-	-
P-5	5.5	1.57	1.66	23	15	8	26	66	1.76	9.1	0.55	21.3	-	-	-	-
P-6	9.2	1.49	1.63	23.4	17.6	5.8	21	52	1.64	9.5	-	-	-	-	-	-
P-8	13.7	1.64	1.87	55.8	23.8	32	37	90	16.9	16.1	1.89	26.7	-	-	-	-
P-9	17.3	1.63	1.91	54.7	22.3	32.4	26	68	1.61	15.2	-	-	-	-	-	-
P-10	9.3	1.56	1.71	54.3	22.1	32.2	29	74	1.63	14.1	1.57	31.9	0.13	17.1	0.12	21.2
P-11	8.7	1.76	1.91	25.3	16.6	8.7	28	74	1.44	23.4	0.80	39.9	3.3	0.0	-	-
P-12	19.5	1.61	1.93	54.7	21	33.7	28	77	1.65	17.1	0.82	29.7	1.93	0.0	-	-
P-13	15.7	1.59	1.84	38.4	17.9	20.5	31	79	1.77	16.2	1.31	24.9	1.4	17	-	-
P-14	19.9	1.46	1.75	55.3	22.4	32.9	35	83	1.67	18.2	1.84	34	0.15	11.9	0.12	13.7
P-15	8	1.38	1.49	22.9	13.6	9.3	15	41	-	-	-	-	-	-	-	-
P-16	15.7	1.67	1.93	50.9	20.4	30.5	32	74	1.81	15.5	0.11	41.5	0.15	13.7	0.13	15.3
P-17	8.9	1.59	1.73	24.5	17.4	7.1	25	66	-	-	-	-	-	-	-	-
P-18	12	1.76	1.97	52.4	20.3	32.1	29	67	-	-	-	-	-	-	-	-
P-19	13.5	1.61	1.83	44.2	21.4	22.8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P-20	19.5	1.64	1.97	44.2	20.3	23.9	-	-	1.67	14.2	0.16	53.1	-	-	-	-
P-21	8.4	1.46	1.58	31	16.7	14.3	-	-	1.78	16.6	-	-	1.70	12	-	-
P-22	7	1.51	1.61	37	19	18	-	-	1.81	14.3	1.23	20.8	2.20	0	-	-

Source :A.N.B.T

II.2. Terrain de fondation :

La nature des terrains de fondation telle qu'elle ressort des observations et reconnaissances conduites sur le site est la suivante :

a)- Un fond de vallée constitué par:

-un complexe alluvionnaire occupant le fond de la vallée d'une épaisseur susceptible d'atteindre et même de dépasser 15 m. Ces dépôts sont constitués essentiellement par une couche de limons atteignant 9 m, surmontant des alluvions grossières sur 6 m à 7 m.

-un substratum marneux d'âge vraisemblablement miocène de couleur grisâtre à verdâtre alternant parfois avec des grès sableux plus ou moins consolidés et des tufs avec des concrétions calcaires brunes.

b)- Des appuis rive droite et gauche constitués par:

- Des colluvions d'une épaisseur allant de 1 à 4 m constituées essentiellement par des graves et des blocs rocheux, de nature diverses et à matrice argileuse provenant essentiellement de la décompression des conglomérats.

- Des conglomérats dépôts sub-horizontaux, affleurant à la faveur d'un banc de 7 m environ, ce sont des formations continentales d'âge plio-quadernaire des hauts plateaux. Ils sont constitués d'éléments roulés, centimétriques ou décimétriques, plus rarement métriques, au sein d'un ciment calcaire ou dolomitique ferrugineux. Le niveau statique de la nappe alluviale est à une profondeur de 8 m.

Le Tableau 2.2 ci-après résume les principales caractéristiques des terrains de fondation

Tableau II.4 : Résumé des caractéristiques des terrains de la fondation

Nature du sol	Caractéristiques des terrains de fondation				
	Angle de frottement	Cohésion	Perméabilité	Module prés-siométrique	Module de cisaillement
	Degré	C bar	cm/s	bar	bar
Limons	25	0,2	10^{-5}	206	158
Alluvions grossières	38	0	10-2	-	-

Source : A.N.B.T

En conclusion, les observations de terrain et les reconnaissances effectuées sur le site montrent des conditions favorables pour l'implantation d'une digue en terre.

Aucun glissement ne menace la stabilité des versants aussi bien au niveau de l'axe de la digue qu'au niveau de la cuvette.

II.3. Matériaux de construction :

a)- Zone d'emprunt des limons :

Les terrasses de l'Oued Mekerra sont semblables entre elles. Elles correspondent toutes à un dépôt dont la surface se situe entre 4 et 10 m au dessus de l'oued.

On donne, dans le Tableau II.5 ci-après, la superficie de chaque zone (trois zones identifiées), sa distance au site et la nature de ses matériaux.

Tableau II.5 : Résumé des caractéristiques des zones d'emprunt

Zone	Surface en ha	Distance au site en km	Type de matériau
I	3.5	0.3	CL
II	6	0.8	CL
III	4	1.2	CL

Les reconnaissances effectuées dans les trois zones ont mis en évidence des volumes largement supérieurs aux besoins des ouvrages de matériaux limoneux qui sont estimés à plus de 1.000.000 m³. L'épaisseur exploitable dépasse dans la majorité des cas les 6 m.

Il reste encore à disposition des superficies importantes

b)- Sables et graviers alluviaux :

Le lit mineur de l'Oued Mekerra est tapissé par des dépôts sablo-graveleux. Les reconnaissances conduites au niveau du site ont permis de mettre en évidence leur présence dans les terrasses, à une profondeur de 8 m sous les limons.

c)- Enrochements :

Les enrochements, les agrégats à béton, les produits pour filtres et drains seront fournis par les carrières de Sidi Ali Ben Youb, distantes du site d'une dizaine de km

$$X = 708.500 \text{ Km}$$

Les cordonnées : $Y = 387.8700 \text{ Km}$

$$Z = 587 \text{ m NGA}$$

Echelle : 1/50 000

Légende

- Sols alluviaux
- Sols calcaires
- Sols calcaires humifère
- Sols calciques
- Roche mère

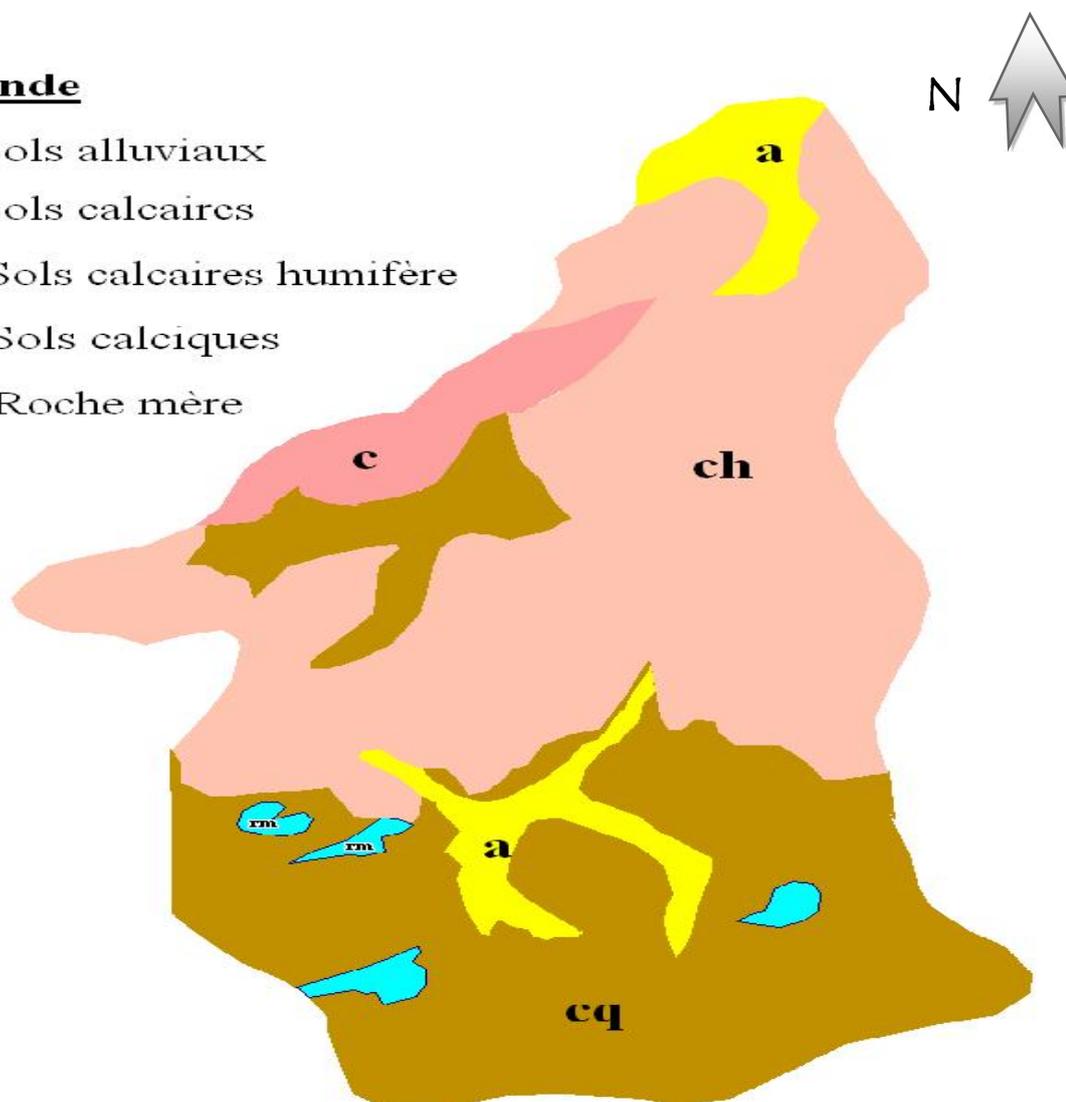


Figure II.1 : carte des sols du bassin versant de Tabia

Source : A.N.R.H

II.4. Etude sismique :

Le nord de l'Algérie est le siège d'une importante activité sismique. Cette dernière est le résultat direct de la collision entre la plaque africaine et la plaque eurasiennne. Les enregistrements sismiques montrent que cette activité se concentre dans les zones côtières définissant ainsi dans une certaine mesure, la frontière entre ces deux plaques.

Dans ce contexte sismotectonique intense, la région de Sidi Bel Abbès semble être calme, d'autant qu'elle n'est affectée par aucun accident majeur. Les accidents les plus importants qui sont responsables de cette forte activité sismique sont localisés au nord et à l'ouest de Sidi Bel Abbès, mais cependant, elle peut subir les secousses de ces zones voisines.

L'étude sismique menée dans le cadre de faisabilité a montré que l'accélération sismique pouvant apparaître au niveau du site était évaluée à **0.15 g** pour un séisme normal d'une période de retour de **500 ans**.

II.5. Géomorphologie et géologie de la cuvette :

Le fond de la cuvette est recouvert par des dépôts meubles limoneux argileux d'une épaisseur de neuf mètres avec à leur base des dépôts alluvionnaires grossiers, épais d'environ 8 m à la base.

La morphologie en terrasses successives est peu marquée, si ce n'est par le niveau inférieur qui domine l'oued d'une dizaine de mètres principalement au niveau et en aval de l'axe de la digue.

Les flancs de la vallée sont composés essentiellement en rives droite et gauche par des Marnes verdâtres à grisâtres surmontées de roches conglomératiques très altérées et très décompressées.

II.5.1. Géologie du site et de la cuvette :

Le site du barrage de Tabia est caractérisé par une vallée assez étroite creusée dans les poudings et les marnes grises du pliocène. A droite du site, cette vallée est de forme asymétrique avec un flanc gauche relativement plus large et une pente assez douce, et un flanc droit plus raide et moins large. La vallée atteint au niveau du site une largeur d'environ 150m.

II.5.2. Etanchéité de la cuvette :

La nature du substratum essentiellement marneux et l'absence de vallée topographiquement plus basse garantissent l'étanchéité de la cuvette. Toutefois, l'objectif de l'aménagement n'est pas la rétention permanente des eaux de l'oued Mekerra.

II.5.3. Stabilité des berges :

Les pentes des versants au niveau du site et de la cuvette sont caractérisées par une topographie assez douce, ce qui exclut tout glissement de terrain de grande amplitude.

II.6. Conditions géologiques du site :

II.6.1. Lithologie :

II.6.1.1. Complexe alluvionnaire des terrains de couverture de la vallée :

Les dépôts alluvionnaires qui nivellent les parties basses des plaines, aux abords immédiats du cours d'eau de l'oued Mekerra, sont essentiellement des formations limoneuses et sableuses surmontant des alluvions grossières. L'épaisseur totale de cette formation est de 15 m au niveau du site.

a)-Colluvions des versants :

Ces formations sont constituées essentiellement par des graviers et des blocs rocheux à matrice argileuse provenant de l'altération des marnes et des conglomérats, dont l'épaisseur est de 2 m.

b)-Conglomérats :

Ce sont des dépôts subhorizontaux, affleurant le long de l'oued Mekerra, appelés Formation continentale plio-quadernaire des hauts-plateaux. Ils sont constitués d'éléments roulés, centimétriques ou décimétriques, plus rarement métriques, au sein d'un ciment calcaire ou dolomitique ferrugineux. L'âge de ces constituants couvre un large éventail, du Trias au Cénomanién. Leur nature lithologique englobe des calcaires, des dolomies, des grès et des silex, appartenant aux terrains sous-jacents.

c)-Marnes :

D'âge vrai semblablement miocène, elles sont de couleur grisâtre à verdâtre alternant parfois avec des grès sableux plus ou moins consolidés, des tufs et des concrétions calcaires de couleur brunâtre.

La coupe géologique suivant l'axe de la digue est donnée sur la Planche N°1.

II.6.2. Structure et tectonique :

Le site du barrage de Tabia se caractérise par une structure tectonique simple de forme tabulaire dans laquelle on ne distingue aucun plissement ni failles majeures.

II.6. Hydrogéologie :

Les dépôts quadernaires récents de fond de vallée de l'oued Mekerra, particulièrement le niveau alluvionnaire grossier, renferment une nappe alluviale. Cette dernière est exploitée régulièrement par les agriculteurs pour leur besoin d'irrigation.

L'alimentation de cette nappe alluviale s'établit depuis l'amont, à travers les infiltrations des différentes formations géologiques, particulièrement par les eaux de crues sur un fond imperméable à l'échelle de la cuvette, en continuant de s'écouler vers le nord.

A droite du site, la profondeur du niveau statique varie selon les périodes, l'Oued Mekerra n'étant pas permanent. Quand les formations du quaternaires sont sous-jacentes, cette nappe est très peu profonde aux alentours de l'oued.

Des mesures périodiques du niveau statique de cette nappe effectuées dans des puits creusés pour l'irrigation des parcelles agricoles ont montré que la nappe phréatique se trouve à une profondeur variant entre 7 et 10 m en-dessous du niveau statistique

Echelle : 1/50 000

Légende

-  Crétacé inférieur continental
-  Jurasssique supérieur
-  Crétacé inférieur
-  Pliocène continental
-  Quaternaire
-  miocène continental
-  Crétacé moyen

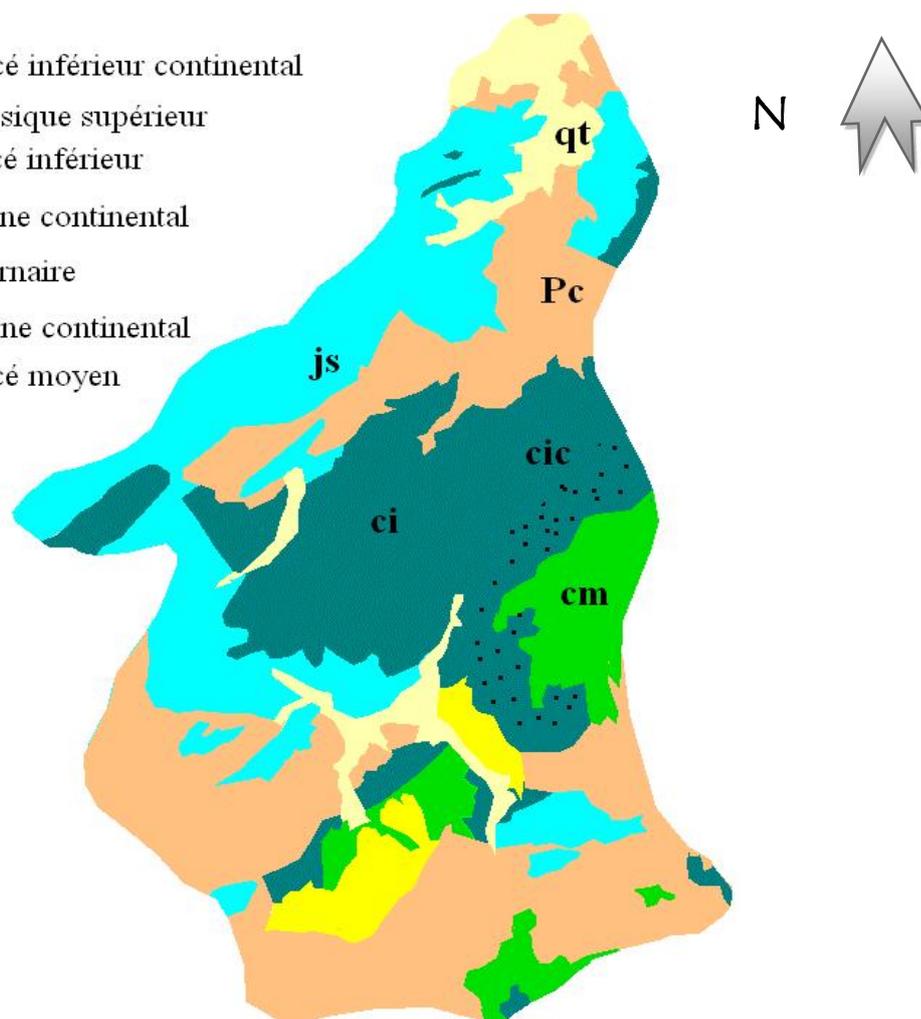


Figure II.2 : carte géologique du bassin versant de Tabia

Source : A.N.R.H

Chapitre III

Etude hydrologique

Introduction :

Dans ce chapitre nous allons présenter les calculs hydrologiques du barrage d'écroulement de Tabia sur l'oued Mekerra, la présente étude a pour objet la présentation et l'analyse aussi détaillées que possible des paramètres hydrologiques qui répondent aux besoins du projet du barrage. L'intérêt de ce barrage est associé à la protection de la ville de Sidi Bel Abbès contre les risques d'inondations.

L'étude hydrologique comprend six parties :

- Etude du bassin versant : l'objectif est de qualifier le bassin de Tabia selon ses caractéristiques physico-morphométriques, agro-pédologiques, hydrogéologiques et climatiques.
- Etude des précipitations : une évaluation des données disponibles est réalisée, une station pluviométrique de référence est choisie, la pluie moyenne, les pluies moyennes annuelles fréquentielles, la pluie journalière maximale et la pluie de courte durée sont estimées.
- Apports liquides ; il s'agit d'une évaluation des données hydrométriques, du choix d'une station de référence, puis de l'estimation des apports de la Mekerra.
- Crues : les données à disposition sont analysées, et les débits de crues (Hydrogrammes des crues)
- Transport solide : la finalité est la définition du volume mort du barrage de Tabia.

III.1. Le bassin versant :

III.1.1. Caractéristiques du bassin versant:

Les travaux sous cités sont effectués sur des cartes d'état major de Sidi Ali Ben Youb N° 272 à l'échelle 1/50.000 ; ces cartes ont permis de délimiter le bassin versant de l'oued MEKERRA en passant par les lignes de partage des eaux et les crêtes sont résumés au figure (III.1).

Le bassin versant de l'oued Mekerra se situe dans le grand bassin de la Macta (n°11), greffé dans la partie sud de Sidi Bel Abbès. Il est entouré au nord par Boukhanéfis, à l'est par Djebel Assa,

Djebel Ras El Aouda, Djebel Takerkoura et Djebel El Aouiedj, à l'ouest par Djebel. Bel Alatine, Djebel Somsal, Djebel Mimouna, Djebel Matmar, Djebel El Asses, Djebel Messeguenine et Djebel Ouargla, au sud par Djebel Ouled Ouachia, Djebel Mchafeur et Djebel Taerziza).

III.1.1.1. Le réseau hydrographique du bassin versant :

Le réseau hydrographique est développé surtout dans la partie montagneuse, il est relativement dense, se caractérisant par une densité de drainage de 3,7 km/km² (Figure III.1). Les principaux affluents de l'Oued Mekerra sont les oueds El Touifza, Tadjmount, Faid Et Taga, Mzi, Sekhana, El Khetoua, Ras El Guidane, Farat ezziet et Smar.

Echelle : 1/50 000

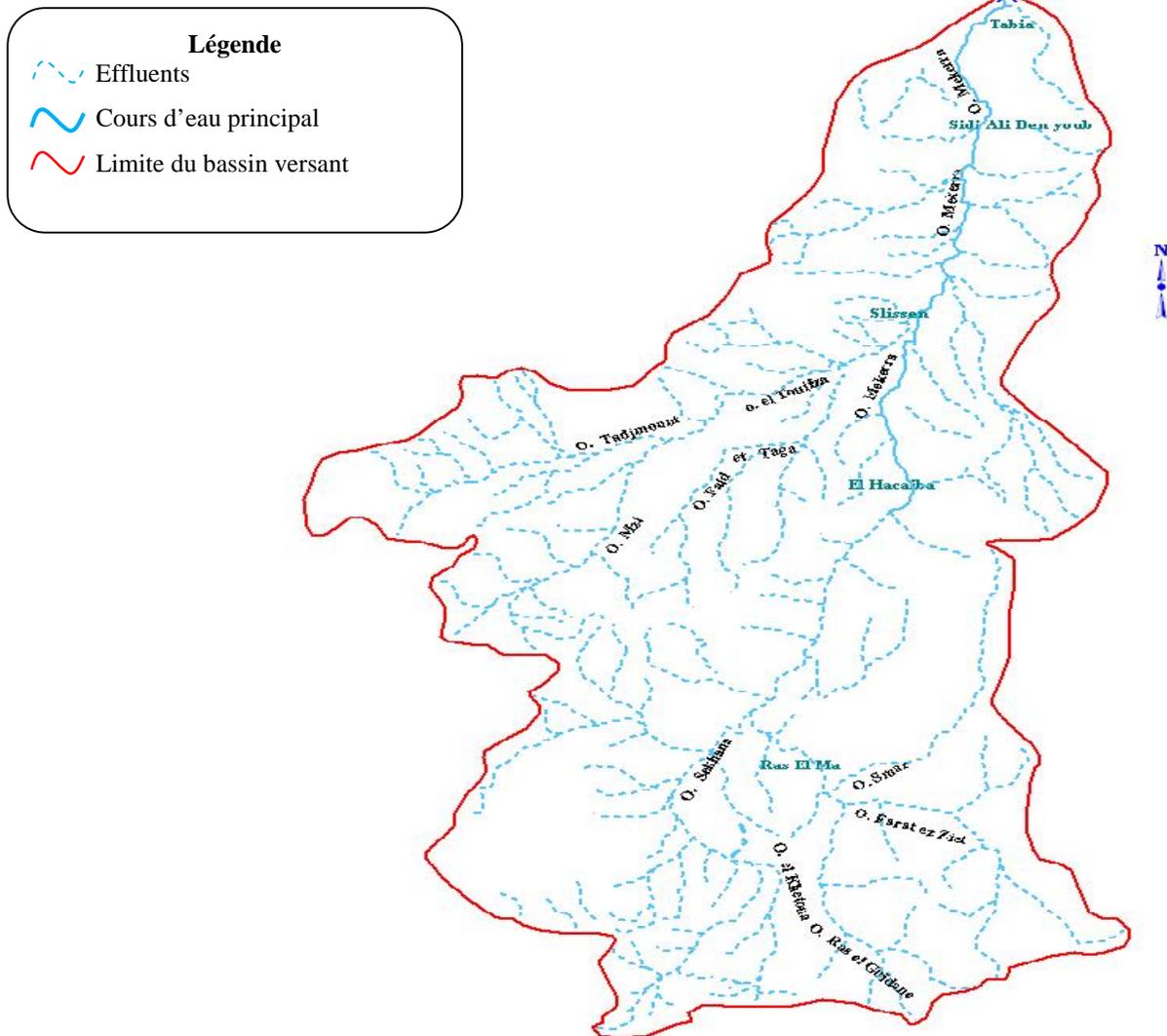


Figure III.1 : Réseau hydrographique du bassin versant de Tabia

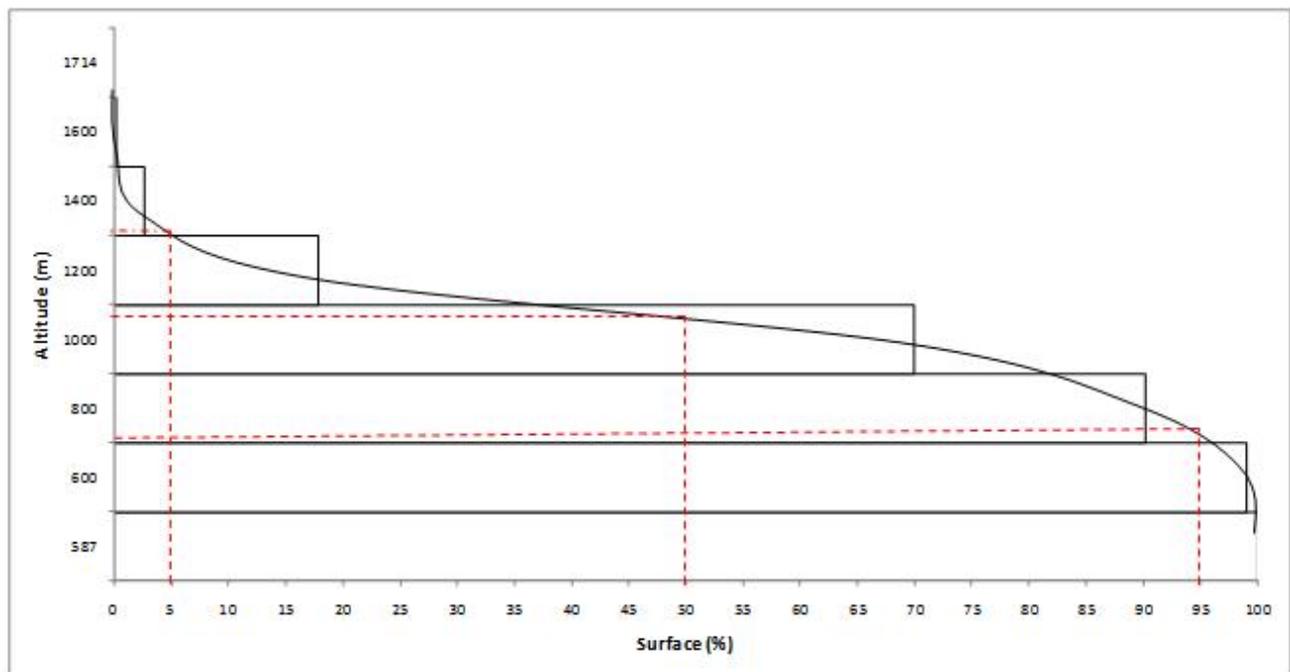
Source : A.N.R.H

III.1.1.2. Hypsométrie du bassin versant :

A partir du tableau III.1, le pourcentage des aires partielles est déterminé on et courbe hypsométrique est tracée sur laquelle l'altitude médiane est lue.

Tableau III.1 : Coordonnées de la courbe hypsométrique

Altitude (m)	Si (km ²)	Si (%)	Si cum (%)
1714	0	0	0
1600	2,72	0,14	0,14
1400	47,92	2,47	2,61
1200	295,07	15,21	17,82
1000	1010,93	52,11	69,93
800	394,01	20,31	90,24
600	187,02	9,64	99,88
587	2,33	0,12	100,00

**Figure III.2** : Répartition en % des surfaces partielles et courbe hypsométrique

Echelle : 1/50 000

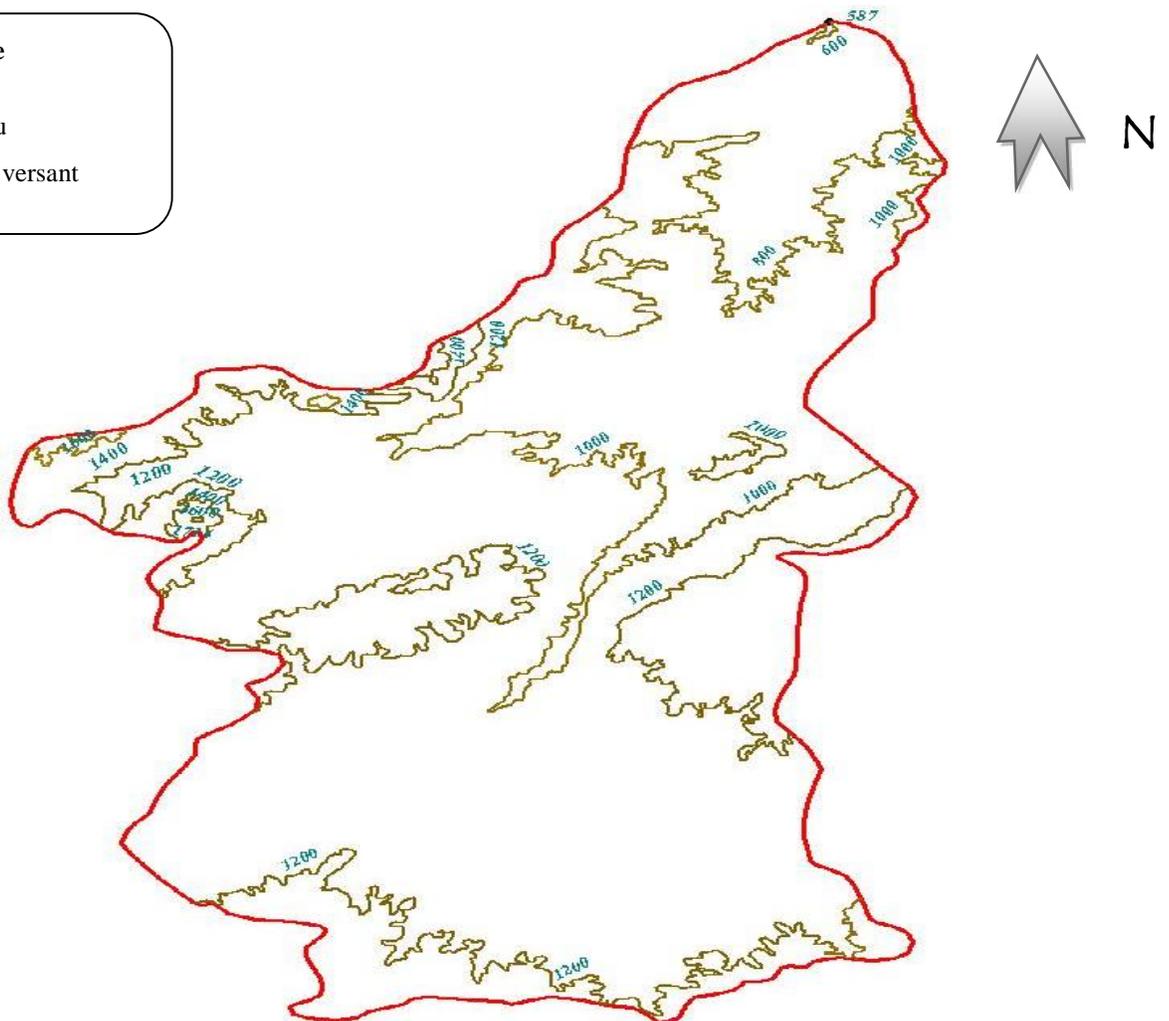
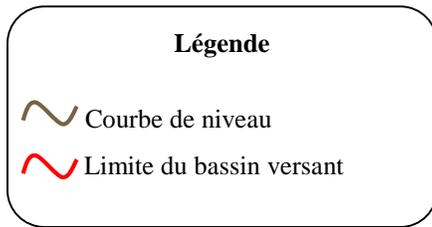


Figure III.3 : Courbe de niveaux du bassin versant Mekerra au site de TaBia

Source : A.N.R.H

Tableau III.2 : les caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant

DESIGNATION	SYMBOLS	LES FORMULES	UNITES	VALEURE	
Superficies	S	Auto CAD 2008	km ²	1940	
Périmètre	P	Auto CAD 2008	km	230	
Longueur du thalweg principal	L _p	-	km	102	
Indice de compacité	K _C	$K_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}}$	-	1.46	
Coefficient d'allongement	Ca	Ca = L ² / S	-	5.4	
Rectangle équivalent	longueur	$L = K_c \frac{\sqrt{S}}{1.128} \left[\sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c} \right)^2} + 1 \right]$	km	94.3	
	largeur	$l = \frac{P}{2} - L$	Km	20.6	
Altitudes	maximale	H _{max}	La courbe hypsométrique	m	1714
	moyenne	H _{moy}	$H_{moy} = \frac{\sum S_i H_i}{S}$	m	962
	médiane	H _{med}	La courbe hypsométrique	m	1076
	minimale	H _{min}	La courbe hypsométrique	m	587
	5% oued	H _{5%}	La courbe hypsométrique	m	1428
	95% oued	H _{95%}	La courbe hypsométrique	m	602
Pente moyenne de B.V	I _{moy}	$I_{moy} = \frac{\Delta H(0.5L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0.5L_n)}{S}$	m/km		
Indice de pente globale	I _g	$I_g = \frac{D}{L}$	%	2,78	
Indice de pente moyenne	I _{pm}	$I_{pm} = \frac{\Delta}{L} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L}$	%	11.95	
Indice de pente Roche	I _p	$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{A_i D_i}$	%	1,79	
Dénivelée spécifique	Ds	$Ds = I_g \sqrt{S}$	-	30,72	
Densité de drainage	D _d	$D_d = \frac{\sum L_i}{S}$	Km/Km ²	3.7	
Coefficient de torrentialité	Ct	$C_t = D_d \cdot F_1$	-	19.5	
Temps de concentration	T _c	$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_p}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}}$	h	21	
Vitesse de ruissellement	V _r	$V_R = \frac{L_p}{T_c}$	Km/H	4.86	

III.1.2. Caractéristiques climatique du bassin versant:

Afin de donner un aperçu général sur le climat de la zone d'étude, il a été jugé judicieux de prendre en considération la station la plus proche du bassin versant de l'oued Mekkera, qui est celle de Sidi Bel Abbas (Lat. = 35° 12 ; Long. = 00° 37 W ; Alt. = 475 m), située à environ 20 km au nord du site du bassin versant de Tabia. Les données climatiques (température, humidité relative, ensoleillement, vitesse du vent et évaporation) sont fournies par l'Office National de la Météorologie (ONM) et enregistrées sur une période de 18 années (1992-2010). Pour L'évapotranspiration, la carte de l'évapotranspiration de l'Algérie du Nord établie par l'ANRH en 2010 est utilisée.

Les paramètres climatiques mensuels et annuels sont présentés au tableau suivant :

Tableau III.3 : Paramètres climatiques enregistrés à la station de Sidi Bel Abbas

Paramètre	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	moy
Température (°C)	8,7	9.7	12.2	13.9	17.7	22.6	26	26.5	22.3	17.9	12.8	9.9	16.7
Humidité (%)	74	73	70	68	64	53	49	52	62	69	74	75	65
Vitesse vent (m/s)	2,6	2.2	2.5	2.9	2.7	2.6	2.4	2.2	2.2	2.3	2.2	2.3	2.4
Ensoleillement (heure)	6,6	8.0	7.9	8.8	9.9	11.3	11.3	10.3	8.9	7.7	6.8	6.2	8.6
Evaporation Piche (mm)	91	86	119	142	189	271	301	283	184	144	93	84	1987
Evapotranspiration (mm)	38	55	83	118	144	172	199	183	130	84	48	34	1288

Source A.N.R.H

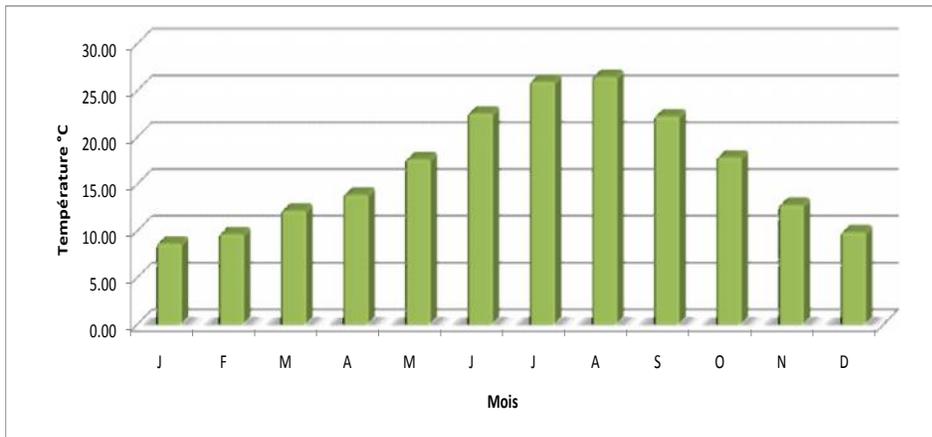


Figure III.4 : Variation annuelle de la température

III.1.2.1. Pluviométrie:

Données disponibles :

Nous disposons de données d'observation directes disponibles au niveau du bassin versant de Tabia.

A- Station de référence

La validité des valeurs de la station El Hacaiba (110203) est admise pour représenter le bassin versant de Tabia, car elle dispose d'une série qui présente moins de lacunes et plus de ressemblances.

La station disponible au voisinage du bassin et la plus proches du site est présentée dans le tableau suivant :

Tableau III.4 : Coordonnées et code de la station El Hacaiba

Code	Station	X [Km]	Y [Km]	Z [m]
110203	El Hacaiba	183,30	161,60	950

Source : A.N.R.H

Ses coordonnées sont:

$$X = 708.500 \text{ Km}$$

$$Y = 387.8700 \text{ Km}$$

$$Z = 587 \text{ m NGA}$$

Echelle : 1/50 000

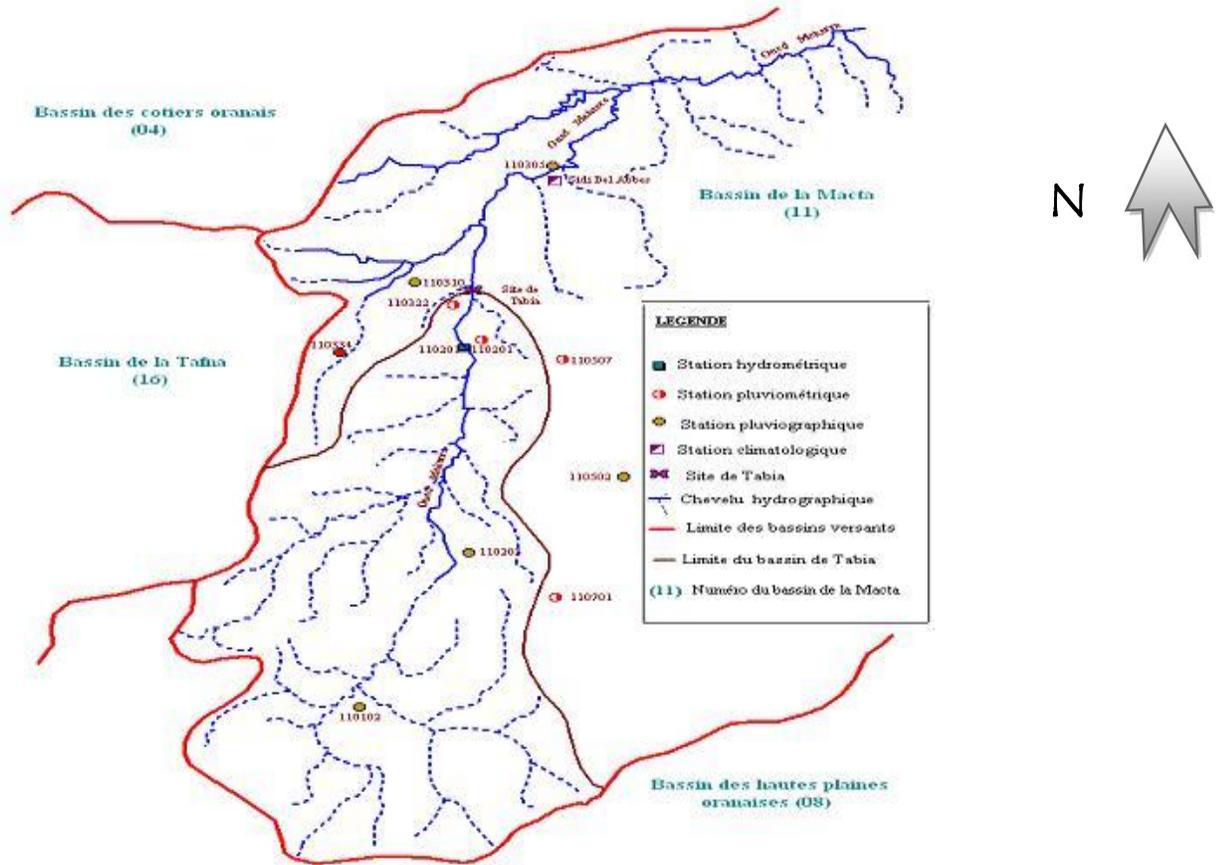


Figure III.5 : Localisation des stations hydro climatologiques

Source : A.N.R.H

II.1.2.2. Répartition mensuelle de la pluie moyenne:

La répartition mensuelle des pluies moyennes interannuelle à été établie sur la base de la série des précipitations à la station El hacaiba sur la période (1963-2010), elle est donnée par le tableau ci-dessous :

Tableau III.5 : Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	moy
P (mm)	19,9	28.7	35.0	34.2	32.1	30.4	38.8	41.9	28.1	10.9	4.2	6.0	310.3
P(%)	6,4	9.2	11.3	11.0	10.4	9.8	12.5	13.5	9.1	3.5	1.3	1.9	100.0

Source : A.N.R.H

A travers le tableau III.5, on déduit que la saison pluvieuse s'étale d'octobre à mai, par contre la saison sèche s'étale de juin à septembre. Ces résultats sont donnés sous forme d'histogramme dans la figure suivant :

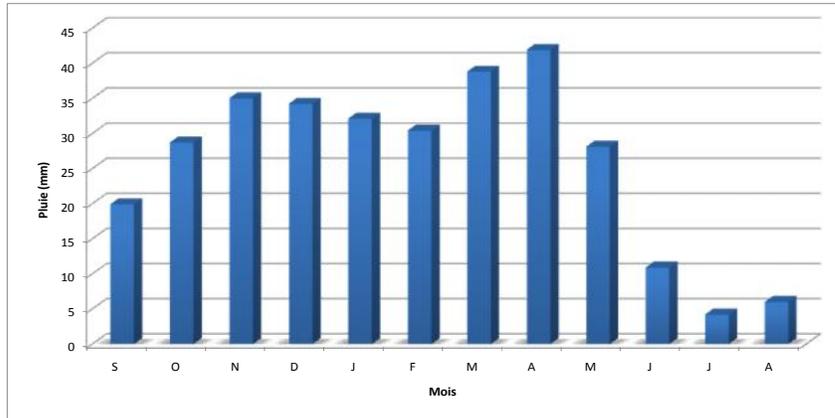


Figure III.6 : Répartition mensuelle de la pluie moyenne

Elle comprend des données mensuelles et annuelles sur une période de 47 années allant de 1963 à 2010. la série des pluies sont représentée dans tableau. A1, l'annexe N°III

III.2. Les pluies maximales journalières

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

La station de Hacaiba (110203) est considérée avec une série d'observation de 47 années (1963-2010), la série des pluies maximales journalières sont représentée dans tableau. A2, l'annexe N°III

Tableau III.6 : Les paramètres statistiques de l'échantillon

Nombre d'observations	47
Moyenne	31.7
Ecart-type	11.8
Médiane	30
Coefficient de variation	0.372
Coefficient d'asymétrie	1.38

III.2.1. Ajustement des pluies maximales journalières à la loi de log-normale :

L'ajustement a été effectué à l'aide du logiciel "HYFRAN

Paramètres du logiciel :

T : Période de retour.

q : Fréquence.

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

- . Ajustement a la loi log normale:

Paramètres d'ajustement à la loi Log normale :

$$\overline{\text{Log}P_{\max j}} = \frac{\sum (\log P_{j\max} - \overline{\log P_{j\max}})^2}{N}$$

$$\sigma_{\text{Log}} = 0,127$$

$$\text{Log}P_{j\max} = 3,498$$

$$\text{Log}P_{j\max} = \overline{\log P_{j\max}} + \dagger_{\log} U_{P\%}$$

Avec :

UP% : variable de GAUSS pour différentes fréquences.

Quantiles :

q = F(X) : Probabilité au non-dépassement T = 1/ (1-q) : Période de retour

Résultats de l'ajustement :

Tableau III.7 : Ajustement a la loi log normale

Période de retour (ans)	q	précipitation	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
10000	0.9999	112	16.5	79.5	144
2000	0.9995	95.9	12.7	71.0	121
1000	0.9990	89.3	11.2	67.3	111
200	0.9950	74.4	8.09	58.6	90.3
100	0.9900	68.1	6.85	54.7	81.5
50	0.9800	61.8	5.69	50.6	73.0
20	0.9500	53.4	4.28	45.0	61.8
10	0.9000	47.0	3.30	40.5	53.4
5	0.8000	40.2	2.43	35.4	44.9
2	0.5000	29.8	1.54	26.7	32.8

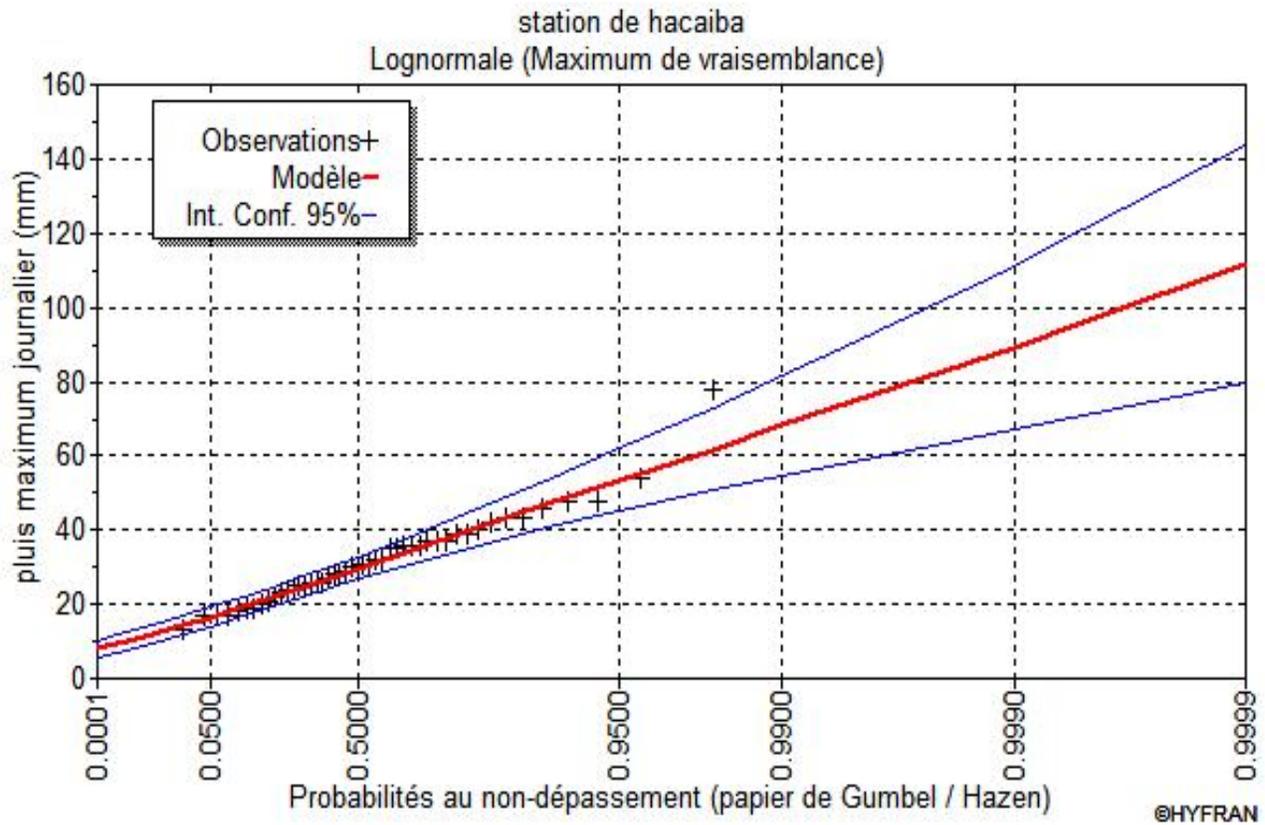


Figure III.7 : graphe ajustement à la loi log normale

Conclusion:

D'après les trois schémas nous avons constaté que les pluies maximales journalières suivent la loi Log normal car tous les points sont à l'intérieur de l'intervalle de confiance et plus proches de la droite de HENRY.

III.2.2. Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences:

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

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

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

P_{maxj} : pluies maximales fréquentielles.

t: temps en heure.

b: exposant climatique ($b = 0,32$)

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

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

- Les résultats de calcul sont exposés dans le tableau 1-6:

-Les courbes des pluies à courte durée et l'intensité fréquentielles sont représentées dans les figures III.6, III.7

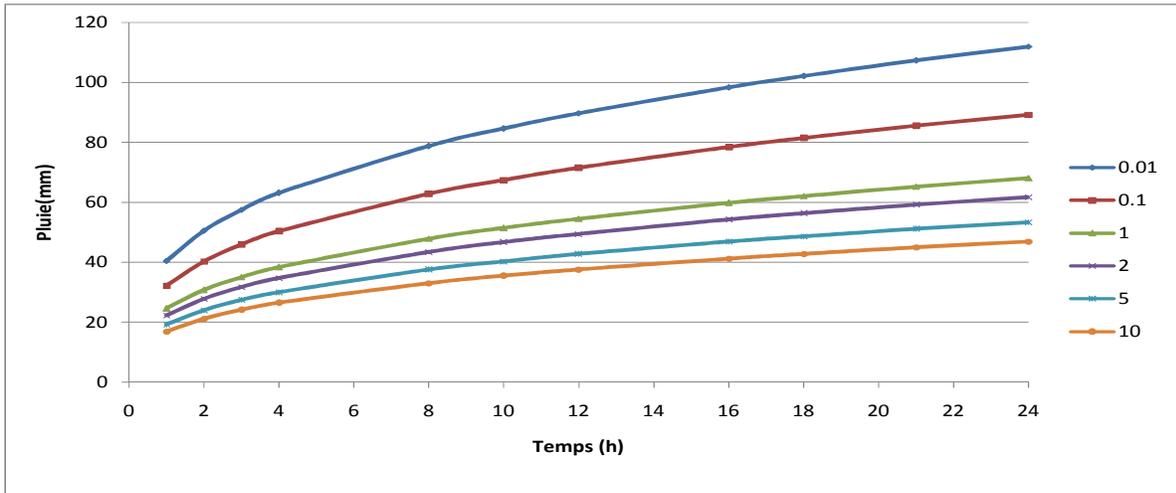


Figure III.8 : Courbes des pluies à courte durée

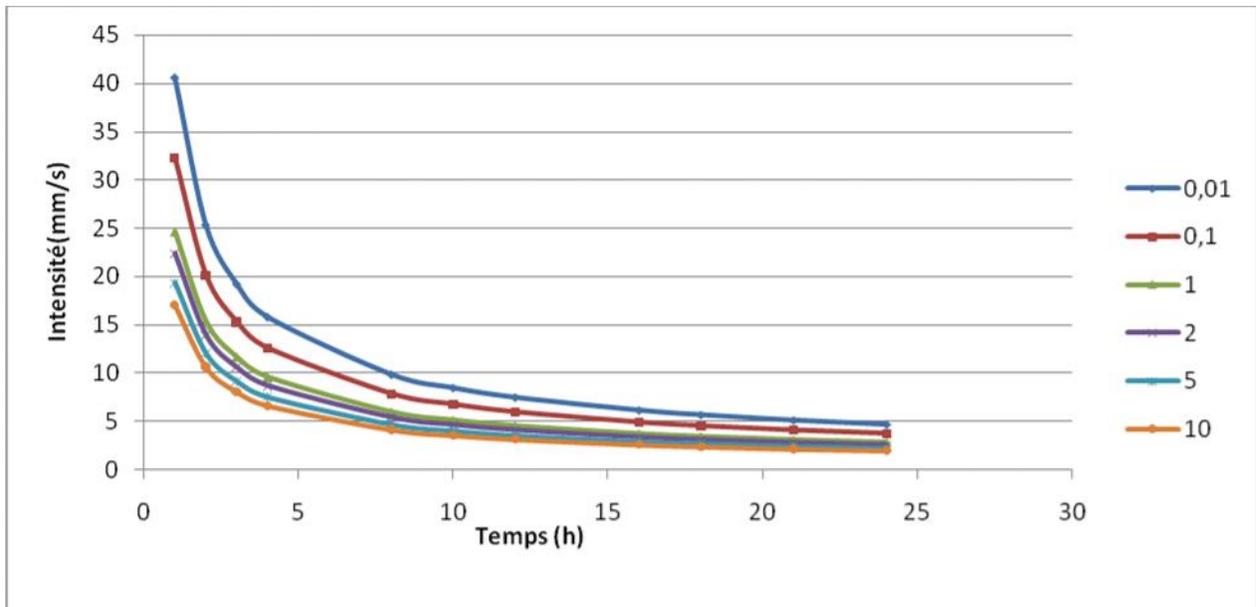


Figure III.9 : courbes des intensités fréquentielles

Tableau III.8 : Pluies de courtes durées et leur intensité

		Fréquence											
		0,01		0,1		1		2		5		10	
		P _{max t} (mm)	I ₀ (mm/h)										
Temps (h)	1	40,51	40,51	32,30	32,30	24,63	24,63	22,35	22,35	19,31	19,31	17,00	17,00
	2	50,57	25,28	40,32	20,16	30,75	15,37	27,90	13,95	24,11	12,06	21,22	10,61
	3	57,57	19,19	45,91	15,30	35,01	11,67	31,77	10,59	27,45	9,15	24,16	8,05
	4	63,13	15,78	50,33	12,58	38,38	9,60	34,83	8,71	30,10	7,52	26,49	6,62
	8	78,80	9,85	62,83	7,85	47,91	5,99	43,48	5,44	37,57	4,70	33,07	4,13
	10	84,64	8,46	67,48	6,75	51,46	5,15	46,70	4,67	40,35	4,04	35,52	3,55
	12	89,72	7,48	71,54	5,96	54,55	4,55	49,51	4,13	42,78	3,56	37,65	3,14
	16	98,37	6,15	78,43	4,90	59,81	3,74	54,28	3,39	46,90	2,93	41,28	2,58
	18	102,15	5,67	81,45	4,52	62,11	3,45	56,36	3,13	48,70	2,71	42,87	2,38
	21	107,32	5,11	85,56	4,07	65,25	3,11	59,21	2,82	51,17	2,44	45,03	2,14
24	112,00	4,67	89,30	3,72	68,10	2,84	61,80	2,58	53,40	2,23	47,00	1,96	

III.3. Etudes des apports :

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

A- Choix de la station

Le bassin du barrage de Tabia(110322) Elle dispose d'une série de données observées sur une période suffisamment longue. De plus, ses données sont de bonne qualité et très importantes pour le projet. S'étalant de 1951/52 à 2009/10, voir tableau III.9

B- Caractéristiques de l'écoulement

L'apport moyen annuel au site du barrage Tabia est de $A_0 = 21,54 \text{ Mm}^3$ et une lame écoulée (L_e) **11,1 mm**. et module de l'écoulement égales (M_e) **$0,683 \text{ m}^3/\text{s}$** le coefficient d'écoulement (C_e) est de **$0,352 \text{ l/s.km}^2$** .

C- Reconstitution d'une série d'apports annuels au barrage de Tabia :**Tableau III.9 : Apports annuels au barrage Tabia (110322)**

année	Apport Tabia (Mm3)	Ce (l/s/km2)	année	Apport Tabia (Mm3)	Ce (l/s/km2)
1951/52	18,43	0,301	1980/81	22,1	0,361
1952/53	26,23	0,429	1981/82	17,27	0,282
1953/54	21,08	0,345	1982/83	18,12	0,296
1954/55	18,96	0,31	1983/84	11,22	0,183
1955/56	15,87	0,259	1984/85	20,89	0,341
1956/57	20,41	0,334	1985/86	16,02	0,262
1957/58	23,02	0,376	1986/87	19,67	0,322
1958/59	18,7	0,306	1987/89	20,43	0,334
1959/60	42,41	0,693	1989/90	11,45	0,187
1960/61	43,17	0,706	1990/91	14,75	0,241
1961/62	28,31	0,463	1991/92	11,85	0,194
1962/63	37,89	0,619	1992/93	33,38	0,546
1963/64	27,74	0,453	1993/94	12,3	0,201
1964/65	21,05	0,344	1994/95	12,06	0,197
1965/66	25,21	0,412	1995/96	31,51	0,515
1966/67	31,79	0,52	1996/97	38,16	0,624
1967/68	21,32	0,349	1997/98	10,76	0,176
1968/69	26,9	0,44	1998/99	7,61	0,124
1969/70	16,81	0,275	1999/20	5,99	0,098
1970/71	18,37	0,3	2000/01	18,97	0,31
1971/72	16,73	0,273	2001/02	35,78	0,585
1972/73	34,34	0,561	2002/03	11,04	0,18
1973/74	20,53	0,336	2003/04	28,03	0,458
1974/75	17,4	0,284	2004/05	4,2	0,069
1975/76	23,4	0,382	2005/06	8,7	0,142
1976/77	16,44	0,269	2006/07	18	0,294
1977/78	35,91	0,587	2007/08	38,3	0,626
1978/79	26,08	0,426	2008/09	5,42	0,089
1979/80	28,81	0,471	2009/10	14,78	0,242
moyenne				21,54	0,352
écart type				9,44	0,154
coefficient de variante				0,44	0,44

Tableau III.10 : Répartition mensuelle de l'apport moyen

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	moy
P (mm)	19,9	28.7	35.0	34.2	32.1	30.4	38.8	41.9	28.1	10.9	4.2	6.0	310.3
P(%)	6,4	9.2	11.3	11.0	10.4	9.8	12.5	13.5	9.1	3.5	1.3	1.9	100.0
A (M m ³)	1.38	1.98	2.34	2.37	2.24	2.11	2.69	2.91	1.96	0.75	0.28	0.41	21.54

Source l'ANRH

III.4. Irrégularité des apports :**III.4.1. Les apports fréquentiels:**

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

$$A_{(\%) } = \frac{A}{(C_v^2 + 1)^{1/2}} \cdot e^{U(\log(C_v+1))^{1/2}} \dots\dots\dots (III.3)$$

A_%: apport de fréquence donnée.

U:variable réduite de Gauss.

Les calculs des apports fréquentiels sont résumés dans tableau suivant:

Tableau III.11 : Apports fréquentiels

Période de retour (ans)	Fréquence (%)	Variable de Gauss	Apport A (hm3)
1.25	80	-0,84145	17,474
10	10	1,28229	39,351
20	5	1,64308	45,170
50	2	2,05046	52,781
100	1	2,32723	58,671
1000	0,1	3,15954	80,650

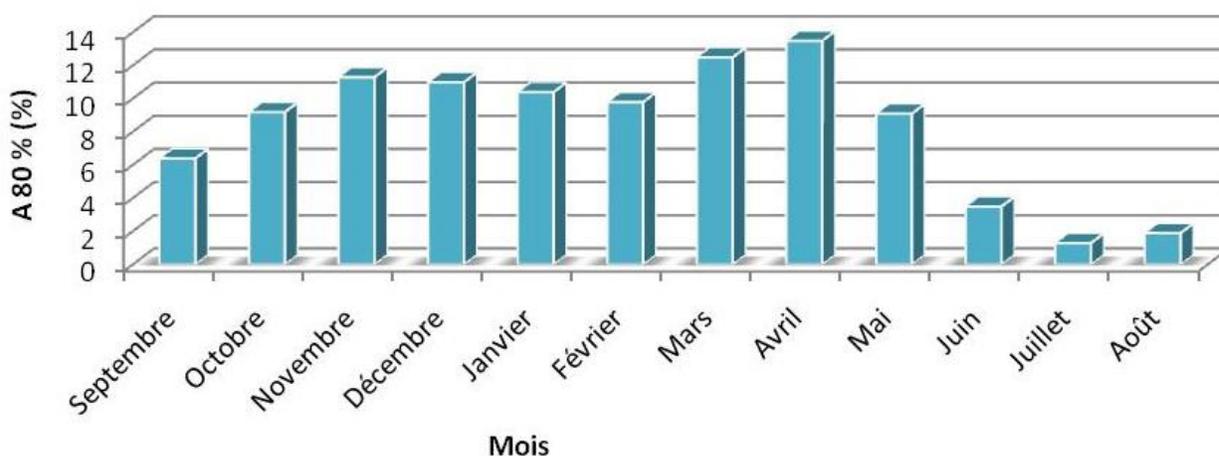
III.4.2. Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80% :

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; nous avons : A_{80%}= 17.47 Mm³

Remplissage garanti de 8 années sur 10.

Tableau III.12 : Répartition mensuelle de l'apport moyen

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Total
A80% (%)	6,4	9,2	11,3	11	10,4	9,8	12,5	13,5	9,1	3,5	1,3	1,9	100
A80% (m3)	1,12	1,61	1,97	1,92	1,82	1,71	2,18	2,36	1,59	0,61	0,23	0,33	17,47

**Figure III.10** : répartition mensuelle des apports

III.5. Etude des crues :

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

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

Les paramètres définissant une crue sont :

- Le débit maximum (débit de pointe) ;
- Le volume de la crue ;
- Le temps de base ;
- La forme (Hydrogramme de crues).

III.5.1. Ajustement des débits maximaux à la loi de Gumbel

Pour la détermination du débit de pointe probable de la crue des différentes périodes de retour, on passant par l'ajustement de la série des débits maximal à la loi de Gumbel.

La série des débits maximaux est représentée dans tableau A4, l'Annexe N°III.

Tableau III.13 : Débits fréquentielles calculés

Cours d'eau	Site	Ordonnées maximales de l'hydrogramme pour une période de retour de T (ans)		
		100	1000	10000
		Q_{\max} (m ³ /s)	Q_{\max} (m ³ /s)	Q_{\max} (m ³ /s)
Oued MEKERRA	TABIA	986	1430	1873

III.5.2. Hydrogramme de crue:

Méthode de Sokolovsky

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

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

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

a) Pour le temps de la montée:

$$Q_t = Q_{\max} \% \left(\frac{t}{t_m} \right)^n \dots\dots\dots (III.4)$$

T_m=T_c : Temps de montée.

b) Pour la décrue:

$$Q_t = Q_{\max} \% \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^m \dots\dots\dots (III.5)$$

Avec :

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

Q_i : débit instantané au moment (t).

t_m, t_d : temps de montée et de décrue.

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

: coefficient de forme de l'hydrogramme de crue, dépend des caractéristiques du bassin versant.

Le bassin versant de l'oued Mekerra se caractérise par un cours d'eau moyen, une perméabilité et une érosion moyennes, d'où $k=2$ et $t_d=16$ heures.

Temps de base:

$$t_b = t_m + t_d$$

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

On a donc:

$$t_m = t_c = 8 \text{ h} \quad t_d = 2 t_m = 16 \text{ h} \quad t_b = t_m + t_d = 24 \text{ h}$$

$t_m = 8$ heures (selon les hydrogrammes observés durant la période (1956/57 –2009/10) qui correspond aux crues rapides).

Pour construire l'Hydrogramme des crues de oued Mekerra, nous avons utilisé les valeurs des débits de crues de fréquence 1%, 0.1%, 0.01%, les résultats obtenue ainsi que l'hydrogramme de crues sont exposés dans le tableau III.14 et la figure III.11.

Tableau III.14 : Hydrogrammes des crues au barrage de Tabia (méthode de Sokolovsky)

temps (h)	Q (100 ans) (m3/s)	Q (1000 ans) (m3/s)	Q (10000ans) (m3/s)	temps (h)	Q (100 ans) (m3/s)	Q (1000 ans) (m3/s)	Q (10000ans) (m3/s)
0,00	0,00	0,00	0,00	13,00	320,40	464,68	608,63
1,00	15,41	22,34	29,27	14,00	240,72	349,12	457,28
2,00	61,63	89,38	117,06	15,00	175,49	254,51	333,35
3,00	138,66	201,09	263,39	16,00	123,25	178,75	234,13
4,00	246,50	357,50	468,25	17,00	82,57	119,75	156,85
5,00	385,16	558,59	731,64	18,00	52,00	75,41	98,77
6,00	554,63	804,38	1053,56	19,00	30,09	43,64	57,16
7,00	754,91	1094,84	1434,02	20,00	15,41	22,34	29,27
8,00	986,00	1430,00	1873,00	21,00	6,50	9,43	12,35
9,00	812,44	1178,28	1543,30	22,00	1,93	2,79	3,66
10,00	660,54	957,99	1254,76	23,00	0,24	0,35	0,46
11,00	528,87	767,02	1004,63	24,00	0,00	0,00	0,00
12,00	415,97	603,28	790,17				

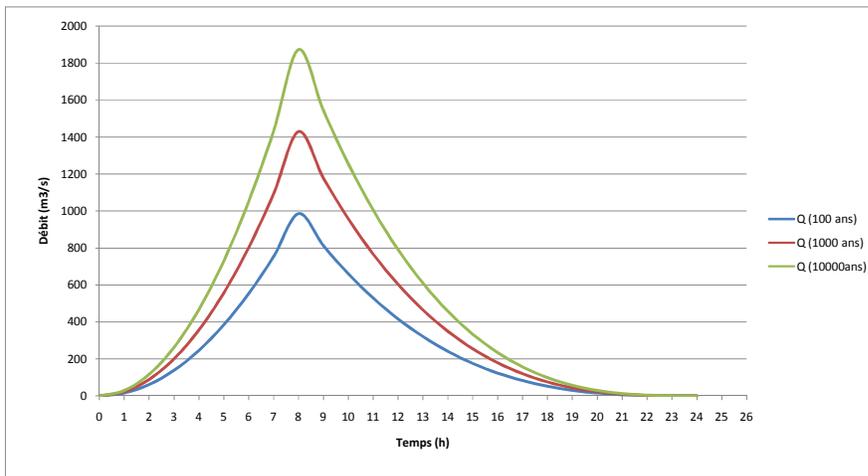


Figure III.11 : hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour

III.5.3. Choix de la crue de projet:

La crue de projet est la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer pour une probabilité donnée.

Le choix de la crue de ce projet dépend essentiellement de l'importance de l'ouvrage à réaliser, des conséquences qui peuvent être causées à l'aval et des considérations technico-économiques liées à l'aménagement et à l'environnement.

Rappelons qu'une petite submersion d'un barrage en terre engendre la rupture totale de celui-ci, contrairement aux barrages en béton ou en peut faire des réparations lors d'un passage d'une crue exceptionnelle.

Rappelons aussi que pour la détermination de la crue de projet il existe deux approches:

- l'approche déterministe qui est basé sur l'observation et l'historique.
- l'approche probabiliste qui est basé sur la statique.

La précision entre le débit et la fréquence dépend essentiellement de :

- la qualité et la quantité des données.
- la précision
- la bonne estimation.

Autrement dit, il s'agit de chercher un compromis optimum entre l'aspect économique de la construction et les risques des crues à l'aval.

Alors, pour son estimation nous nous reportons aux recommandations du Comité Australien des Grands Barrages.

Tableau III.15 : Crue de projet recommandée

Catégories des dommages	Crue de projet recommandé de probabilité de dépassement annuelle
Elevés - Perte de vie -Dommages 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

Alors nous optons pour une crue de projet de probabilité de 0,01% (T = 10000ans)

$Q_{0,01\%} = 1873 \text{ m}^3/\text{s}$

NB : L'hydrogramme de la crue de projet ($Q_{0,01\%}$) et celui tracé il est donné dans la Figure.III.12.

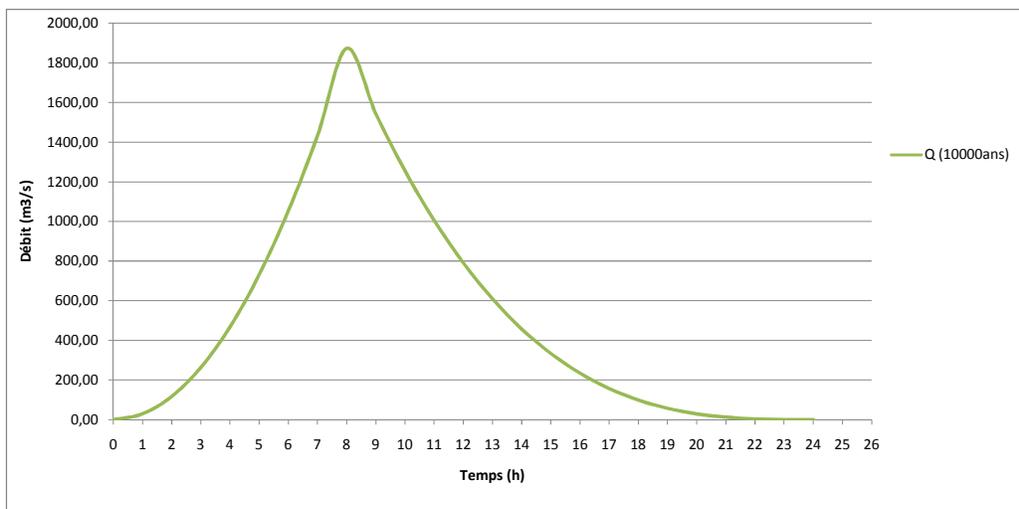


Figure III.12 : hydrogrammes de crues de projet

III.5.4. Apport solide et Estimation de volume mort:

L'évaluation de l'envasement est indispensable dans de tels cas pour que le dimensionnement du barrage soit plus fiable vis-à-vis sa durée de vie.

Pour cela, on doit calculer les apports solides durant une année de service du barrage et par défaut de manque de données sur les débits solides sur Oued MEKERRA, nous opterons pour un calcul empirique en utilisant les formules suivantes (Tixeront. Sogreah):

Les valeurs finalement adoptées sont celle obtenue par la formule de Tixeront.

Formule de Tixeront:

Cette formule donne le taux d'abrasion en fonction de la lame d'eau écoulée :

$$T_a = K \cdot L_e^{0.15} \dots\dots\dots(III.6)$$

T_a : taux d'abrasion ($t/km^2/an$) qui représente l'apport solide spécifique moyen annuel des matières solides en suspension.

L_e : lame d'eau écoulée (mm).

K : caractérise la perméabilité du bassin versant.

Une perméabilité moyenne à élevée ($K = 75$) sur 95 % de sa superficie totale et faible à moyenne ($K = 350$) sur 5 % de la partie restante est prise en compte pour le bassin versant de Tabia.

Or

$$L_e = A_{moy} / S$$

$$\text{Où } A_{moy} = 21,54 \text{ Mm}^3/an$$

apport liquide moyen

$$S = 1940 \text{ km}^2$$

surface du bassin versant

$$\text{Donc } L_e = 11,1 \text{ mm}$$

$$\text{Et } K = (5\% \cdot 1940 \cdot 350 + 95\% \cdot 1940 \cdot 75) / 1940 = 88,75$$

$$\text{D'où } T_a = 88,75 \cdot 11,1^{0.15} = 127,34 \text{ t/km}^2/an$$

$$\text{Ainsi } Q_s = 127,34 \cdot 1940 = 247040 \text{ t/an}$$

apport solide moyen

$$Q_s = 296448 \text{ t/an (majoré de 20 \%)}$$

Le volume mort est estimé à :

$$V_m = (1,05 - 1,10) \frac{Q_s T}{\gamma_s} \text{ (m}^3) \dots\dots\dots(III.8)$$

Q_s : Le débit solide (t/an)

γ_s : Poids spécifique de la vase humide ($\gamma_s = 1,5t/m^3$).

Pour une densité des sédiments de 1,5 t/m³ (généralement considérée pour les oueds algériens),

$$Q_s = T_s * S \dots \dots \dots (III.9)$$

S : Superficie du bassin versant.

AN : $Q_s = 296448 \text{ t/an}$

T : Délai de service ; T = 25 ans.

Enfin, $V_m = 0,198 \text{ Mm}^3/\text{an} = 4.95 \text{ Mm}^3/25 \text{ an}$ est le volume mort.

III.5.5. Courbes «Hauteurs-Capacités-Surfaces»:

La cote minimale relevée sur l'axe du barrage est 590.00 m et la cote maximale est 614.00m, soit une hauteur de 24.00m.

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i - S_{i+1}}{2} \Delta H \dots \dots \dots (III.10)$$

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

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

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

V : volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives en m³.

Tableau III.16 : les coordonnées des courbes Hauteur-Capacité

Cotes	H	S	V	V
[NGA]	[m]	[Km ²]	[Mm ³]	[Mm ³]
590	0	0	0	0
595	5	0,342	0,684	0,684
600	5	0,665	1,33	2,014
602	2	1,134	2,268	4,282
604	2	1,527	3,054	6,753
606	2	1,963	3,926	8,208
608	2	2,508	5,016	13,224
610	2	3,557	7,114	20,338
612	2	4,548	9,096	29,434
614	2	5,426	10,852	40,286

Les courbes capacité- hauteur, surface- hauteur sont représenté dans l'annexe N°III

Conclusion :

- Le volume normal de la retenue est : $V_{NNR} = 20.4 \text{ Mm}^3$;
- La cote au niveau normal de la retenue est $NNR = 610 \text{ m}$;
- Le volume mort de la retenue est : $V_M = 5 \text{ Mm}^3$;
- La cote au niveau du volume mort est $NVM = 602.84 \text{ m}$;

III.6. Ecrêtement des crues déca-millénaire :

Cette note technique vise à fournir les éléments de calculs simples d'écêtement de crue pour la retenue de Tabia à partir de la courbe hauteur-volume de la retenue, des lois hauteur-débit des ouvrages hydrauliques de la retenue (pertuis de fond et évacuateur de crue) et des hydrogrammes de crue déca-millénaire.

L'étude tient en compte les paramètres suivants:

- la largeur déversante de l'évacuateur de crue (entre 30 m et 50 m),
- le volume d'envasement 5 Mm^3 .

Ce qui permet de mieux cerner l'impact de ces paramètres sur le niveau maximum du plan d'eau atteint au cours du passage d'une crue, ainsi que le débit maximum sortant (étude de sensibilité).

L'écêtement de la crue déca-millénaire détermine la cote de l'évacuateur de crue (seuil libre) pour que celui-ci ne soit pas déversant lors de la crue $110 \text{ m}^3/\text{s}$.

L'hydrogramme de crue écêté et la courbe des niveaux de la retenue sont montrés dans la Figure 3.1 Ci-dessous. Q_e représente le débit de crue entrant (courbe bleu), alors que Q_s (courbe rouge) indique le débit sortant de la retenue ; la courbe verte montre quant à elle l'évolution du niveau de la retenue dans le temps, et se lit sur l'échelle de droite.

III.6.1. Calcul du débit dans l'évacuateur de crue :

La loi hauteur-débit de l'évacuateur de crue est la suivante :

$$Q = \mu L (Z - Z_{\text{seuil}}) \cdot \sqrt{2 * g(z - z_{\text{seuil}})} \dots\dots\dots (III.11)$$

μ : coefficient de débit [-],

L : La largeur de l'évacuateur sur le déversoir (30,40, 50) m.

g : Accélération de la gravité terrestre, $g = 9.81 \text{ m/s}^2$

Z : cote du niveau de la retenue [m],

Z_{seuil} : cote du seuil du déversoir [m].

$\mu = 0.40$ pour le seuil de l'évacuateur à la cote $Z_{\text{seuil}} = 610.0$ m

III.6.2. Calcul du débit dans Pertuis de fond :

Le calcul du débit à travers le pertuis est fonction de deux lois. Lors de la montée du niveau de la retenue, l'eau va d'abord se déverser dans l'ouvrage avant de se mettre en charge. La loi hauteur-débit lors du déversement d'après la courbe capacité-hauteur

La loi hauteur-débit lorsque l'écoulement est en charge est la suivante:

$$Q = C \cdot S \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (z - 591.9)} \dots\dots\dots (III.12)$$

C : Coefficient de débit, choisi $C = 0.8$. Valeur choisie au vu des formes hydrauliques avantageuses de l'ouvrage d'entrée

S : section critique, $S = 1.90 \times 3.50 = 6.65$ m²

g : accélération de la gravité terrestre, $g = 9.81$ m/s²

Z : cote du niveau de la retenue [m]

La cote de référence présente dans la formule ci-dessus est de 591.9 m. Or dans (III.12) elle valait 592.0 m. Cette différence n'est pas significative, et peut être négligée.

Les résultats de l'étude du laminage des crues déca-millénaire de l'oued Mekerra sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.17 : Les résultats de l'étude du laminage des crues déca-millénaire de l'oued Mekerra

Largeur (m)	Niveau (m)	Hauteur (m)	Débit laminée (m ³ /s)
30	613.45	3.45	449.75
40	613.23	3.23	519.99
50	613.06	3.06	582.34

De plus, l'étude paramétrique menée sur la largeur du déversoir de crête permet de constater qu'il y a peu d'intérêt à prévoir un évacuateur de crue avec une longueur de déversement importante pour la double raison :

- ◆ Diminuer la longueur de déversement (par exemple de 40 m à 30 m) n'augmente le niveau dans la retenue que de quelques centimètres (par exemple, dans le cas envasement à 5 M m³, T = 10000 ans, le niveau maximal dans la retenue augmente de 613.23 m à 613.45 m, soit +22 cm) ;

♦ Cette même diminution de longueur déversant provoque par contre une très substantielle réduction du débit écrêté ; dans l'exemple traité ci-dessus, le débit maximal relâché durant la crue décennale passe de 520 m³/s à 450m³/s, soit -70 m³/s (-13.5%).

Par conséquent, une longueur déversant de $L = 30$ m sera choisie pour la suite de l'étude du projet de barrage d'écrêtement de Tabia.

Les tableaux (B1, B2, B3) et les figures (B1, B2, B3) de calcul de l'aménagement sont représentés dans l'annexe N°III

Conclusion :

Le débit de crue 110m³/s doit pouvoir être laminée par le seul pertuis de fond. Cette donnée de l'étude est imposée par le système d'évacuation des crues mis en place aux alentours de la ville de Sidi Bel Abbès, capable d'évacuer ce débit uniquement.

Pour les crues avec temps de retour supérieur à (10'000 ans), il est admis que le laminage dépasse 110 m³/s. Un évacuateur de crue de surface, localisé en rive gauche, assure l'évacuation de ce débit de crue.

Le but de l'aménagement est d'écrêter les crues décennale de l'Oued Mekkerà à la valeur maximale de 451 m³/s. Compte tenu de cette fonction principale, qui nécessite d'avoir une retenue vide pour laminer en toute sécurité les crues pouvant survenir à tout moment, le barrage n'aura pas d'autres usages, comme la production d'énergie électrique ou le stockage d'eau pour irrigation.

Chapitre IV

Etude des variantes du barrage

Introduction

Simultanément à la recherche des sites, on doit réfléchir aux différents types d'ouvrages envisageables, au vue des conditions et contraintes locales. En fait, si l'éventail des barrages est assez large, quelques critères succincts ; permettre de classer les barrages en deux catégories :

- Les barrages en remblai (terre, enrochement, avec parfois une partie en gabions) ; capables de s'adapter à l'éventuel mouvement de leur substratum. Cette catégorie est souvent la mieux adaptée.
- Les barrages rigides, on béton ; leur capacité de déformation est relativement faible. Ils ne s'accommendant, sauf exception, que les fondations rocheuses sain et peu déformables.

IV.1. Le choix du site du barrage :

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

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

- La projection de l'axe doit être dans la mesure du possible perpendiculaire à la trajectoire du cours d'eau.
- La projection de l'axe doit tenir compte de l'implantation des ouvrages annexes de l'aménagement.

L'axe choisi doit donner la longueur la plus courte possible.

IV.2. Choix du type de barrage :

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

- La topographie du site:

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

- La morphologie de la vallée :

La morphologie de la vallée joue un rôle important dans le choix du site et du 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 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.es fondations rocheuses se prêtent à l'édification de tous les types des barrages.

IV.3. Les variantes à choisir :

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

IV.3.1. Variantes de barrages en béton :

Etant donné la largeur de la vallée au droit de l'ouvrage de retenue et la hauteur du barrage, seul un barrage-poids déversant pourrait éventuellement convenir aux conditions du site de Tabia.

Toutefois, la profondeur importante des alluvions et limons déposés au fond de la vallée, et la faiblesse apparente des rives condamnent d'emblée la prise en compte d'une variante de barrage en béton (qu'elle soit en béton conventionnel ou en béton compacté au rouleau), qui serait techniquement très délicate à fonder sur de tels types de sols et économiquement peu intéressante (gros volume d'excavation pour l'obtention d'une surface de fondation convenable, relativement faible volume de béton à mettre en place). Par conséquent on renoncera à étudier un tel type de barrage.

IV.3.2. Variantes de barrages en remblais :

Les variantes de barrages en remblais (digues) envisageables sur le site de Tabia dépendent essentiellement des matériaux disponibles à proximité du site et de leur facilité d'extraction.

Des premières reconnaissances de terrain, les matériaux exploitables pour la construction d'une digue sont, dans l'ordre croissant de leurs difficultés d'extraction, de transport et de coût :

- les limons des terrasses,
- les colluvions des versants,
- les conglomérats, notamment ceux affleurasse en haut du versant rive gauche de la cuvette,
- les enrochements des carrières du village de Sidi Ben Youb situées à 10 à 12 km du site.

IV.4. En première analyse, les variantes de digues à examiner sont les suivantes :

- Digue homogène constituée des limons des terrasses avec une cheminée filtrante et drainante en aval de l'axe de la digue (Variante 1),
- Digue à noyau épais en limons avec recharges amont et aval en conglomérats (Variante 2),
- Digue à noyau épais en limons avec recharges amont et aval en enrochements (Variante 3).

IV.5. Principes de conception des profils types de la digue :

Le barrage étant destiné à écrêter les crues avec un pertuis ouvert en fond de vallée est en permanence vide et subit, lors du passage des crues, une montée et une descente brutale du plan d'eau de la retenue. Ce mode de fonctionnement particulier du barrage doit être bien intégré au niveau de la conception de la digue.

La digue n'a pas besoin d'être totalement étanche comme un barrage de stockage, un noyau d'étanchéité épais avec une perméabilité de l'ordre de 10^{-7} m/s est suffisant.

Ce noyau doit, par contre, bien résister aux phénomènes de dessiccation, en crête, notamment ; des dispositions sont donc à prévoir à cet effet.

La brutalité de la montée des eaux est donc des pressions hydrostatiques sur l'ouvrage imposent que :

- le matériau du noyau soit le plus homogène possible pour répartir l'effet des pressions hydrauliques dans le corps du noyau et éviter des risques de claquage hydraulique,
- les conditions de filtre soient strictement respectées dans toutes les directions (amont – aval, fondations – aval) pour éviter toute migration des particules fines et risque de formation de renard.

IV.5.1. Variante 1 – Digue homogène en limons :

La partie amont étanche en limons (L) est coupée de la recharge aval par un filtre vertical (F) de 1 m de largeur constitué d'un sable propre (moins de 5% d'inférieur à 80 microns).

Afin de diminuer les gradients de circulation en fondation, il est prévu une clé d'ancrage étanche en limons dont la profondeur sera fixée en fonction des conditions géologiques et géotechniques des fondations.

Considérant les caractéristiques moyennes des limons, le profil de digue devrait présenter des conditions de stabilité satisfaisantes avec un fruit amont à 1/3 et un fruit aval à 1/2,5.

IV.5.2. Variante 2 – Digue à noyau en limons et recharges en conglomérats :

Le profil type proposé pour cette variante comprend :

- un noyau épais en limons (N) avec un fruit de 1/2.
- des recharges amont et aval en conglomérats (RC),
- entre la recharge amont et le noyau, un filtre en sable (F),
- entre la recharge aval et le noyau, un filtre en sable (F)
- une clé d'ancrage dont la profondeur sera adaptée aux conditions géologiques et géotechniques des fondations,
- entre la recharge aval et les fondations, des tranchées drainantes (TD) destinées à diminuer les sous pressions sous la recharge aval.

Considérant les caractéristiques probables des conglomérats et de limons, le profil de cette variante devrait présenter des conditions de stabilité satisfaisantes avec un fruit amont à 1/3 et un fruit aval à 1/2,5.

IV.5.3. Variante 3 – Digue à noyau en limons et recharges en enrochements :

Ce profil est très semblable dans sa conception et dans l'organisation interne des matériaux à la Variante 2 ci-dessus.

Le fait de remplacer les conglomérats par des enrochements.

IV.6. Dispositions communes aux profils de digue :

Le parement amont est protégé contre les effets du batillage par un rip-rap constitué d'enrochements de 200 à 500 mm posés sur un géotextile épais ou sur une couche de transition 0 – 100 mm.

Le couronnement comporte un muret anti-batillage (MAR) qui permet d'assurer la revanche anti batillage nécessaire lors du passage de la crue du projet (décennal)

La parie supérieure du noyau, sensible à la dessiccation lors d'une sécheresse prolongée, est protégée :

- en couronnement, par une couche de graviers non traitée épaisse (environ 0,25 m),
- en parement amont par le rip-rap et la couche de transition épaissie ($e > 0,5$ m).
- en parement aval par une couche épaisse de terre végétale ou une couche de petits enrochements posés sur une transition épaisse ($e > 0,3$ m).

Un fossé de collecte des eaux de ruissellement est prévu en pied aval de la digue. Il débouche dans le bassin aval du puits de fond.

IV.7. Dispositions générales et communes des variantes :**A)-Digue homogène en limons :****Dispositions :**

Compte tenu de la hauteur de la digue (30 m), la largeur en crête est fixée à 8m.

Le corps de digue est constitué de limons extraits des terrasses du fond de vallée de la cuvette de retenue. Il est drainé par un filtre vertical (F) en sable propre de 0 à 5 mm de 1 m d'épaisseur.

L'étanchéité en fondation est assurée par une clef d'ancrage dont la hauteur (hc) sera déterminée en fonction des terrains rencontrés.

Compte tenu de ces dispositions, les fruits des talus sont, à ce stade de l'étude, fixés à:

- 1/3 pour le talus amont,
- 1/2.5 pour le talus aval.

La protection du talus amont est assurée par un rip-rap (RR) en enrochements de 200 à 500 mm de 0,50 m d'épaisseur. Le talus aval est protégé par de petits enrochements (PE) de 0 à 200 mm. Quant au couronnement, il est protégé par un grave non traitée (GNT) de 0,25 m d'épaisseur.

Afin d'augmenter la revanche anti-batillage, le bord amont du couronnement comporte un muret anti-batillage (MAB) en gabions ou en éléments de béton préfabriqués.

B)-Digue en enrochements à noyau en limons :**Dispositions :**

Compte tenu de la hauteur de la digue (30 m), la largeur en crête est fixée à 8 m.

Le corps de digue est constitué d'un noyau épais en limons extraits des terrasses du fond de vallée de la cuvette de retenue et de recharges en enrochements 0-200 à 300 mm (RE).

Le noyau est drainé en amont par un filtre (F) en géotextile de 100 mm d'épaisseur.

L'étanchéité en fondation est assurée par une clef d'ancrage dont la hauteur (hc) sera déterminée en fonction des terrains rencontrés.

Compte tenu de ces dispositions, les fruits des talus sont, à ce stade de l'étude, fixés à :

- 1/3 pour le talus amont,
- 1/2.5 pour le talus aval.

La protection du talus amont est assurée par un rip-rap (RR) en enrochements de 200 à 500 mm de 0,50 m d'épaisseur. Le talus aval est protégé par de petits enrochements (PE) de 0 à

200 mm en partie haute. Quant au couronnement, il est protégé par un grave non traitée (GNT) de 0,25 m d'épaisseur.

Afin d'augmenter la revanche anti-batillage, le bord amont du couronnement comporte un muret anti-batillage (MAB) en gabions ou en éléments de béton préfabriqués.

IV.8. Définition de profil général du barrage :

IV.8.1. Hauteur de barrage :

a) Formule de STEVENSON GAILLARD :

$$R \approx 0,75 + H < \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (IV.1)$$

Avec : $H \approx 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{F} > 0,26 + \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots (IV.2)$

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

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

A.N :

$$H = 0,75 + 0,34 \cdot \sqrt{0,45} - 0,26 \cdot \sqrt[4]{0,45} = 0,76$$

D'où:

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,76 = 3,02 \text{ m/s}$$

Donc :

$$R = 0,75 \cdot 0,76 + \frac{3,02^2}{2 \cdot 9,81} = 1,03 \text{ m}$$

b- Formule de MALLET et PAQUANT :

$$R = 0,75 \cdot H + \frac{v^2}{2g} \dots\dots\dots (IV.3)$$

Avec :

$$H = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots (IV.4)$$

A.N :

$$H = 0,5 + 0,33 \cdot \sqrt{0,45} = 0,72 \text{ m}$$

$$V = 1,5 + 2 \cdot H = 1,5 + 2 \cdot 0,72 = 2,94 \text{ m/s}$$

Donc : $R = 0,75 \cdot 0,72 + \frac{2,94^2}{2 \cdot 9,81} = 0,98 \text{ m}$

c- Formule Simplifiée :

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F} \dots\dots\dots(IV.5)$$

$$R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{0,45} = 1,2 \text{ m}$$

Donc :

$$H_b = \mathbf{24m.}$$

IV.8.2. Largeur en crête :

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

1) Formule de KNAPPENT :

$$b_{cr} \approx 1,65 \sqrt{H_b} \dots\dots\dots(IV.7)$$

2) Formule de E- F-PREECE :

$$b_{cr} \approx 1,1 \sqrt{H_b} ; < 1 \dots\dots\dots (IV.8)$$

3) Formule Anonyme (simplifiée) :

$$b_{cr} \approx 3,60 \sqrt[3]{H_b} > 3 \dots\dots\dots(IV.9)$$

4) Formule pratique :

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

Avec : H_b : Hauteur du barrage [m];

Tableau IV.1 : récapitulatif des résultats de calcul de largeur de crête.

formule	b_{cr} -m-
KNAPPEN	8,08
EF PREECE	6,39
PRATIQUE	8,16
SIMPLIFIEE	7,38
MOYENNE	7,50

On opte pour une largeur de crête égale à : $b_{cr} = \mathbf{8m.}$

IV.8.3. La longueur en crête :

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

$$L = 300\text{m.}$$

IV.8.4. Choix technique :

Au plan technique, il convient de rappeler qu'il s'agit d'un barrage écrêteur des crues dont la retenue sera vide à longueur d'année hormis les quelques crues annuelles qui rempliront temporairement la cuvette de retenue avec une durée de remplissage très limitée.

De ce fait, une digue toute en limons serait plus exposée à la sécheresse d'été, et donc au risque de dessiccation et de fissuration, notamment en crête de la digue.

De ce point de vue, une digue à noyau en limons protégée en amont et en aval par des enrochements de granulométrie continue est plus résistante à ce phénomène et donc plus adaptée.

Le projet détaillé de la digue devra être bien adapté en conséquence.

IV.8.5. Pentés des talus :

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations.

Pour les massifs, on donne des pentes qui paraissent optimal, comme montre le tableau ci après :

Tableau IV.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
$10 < H < 20$	- Homogène granulométrie étendue	2,5	2,5
	- Homogène à fort % d'argile	3	2,5
	- A zones	3	3
$H \geq 20$	- Homogène granulométrie étendue	3	2,5
	- A zones	3	3

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

- Parement amont $m_1 = 3$.
- Parement aval $m_2 = 2.5$.

Ce qui va être vérifié après calcul de la stabilité.

IV.8.6. Les bermes :

La berme au talus aval sert à l'évacuation des eaux de ruissellement, donc nous aurons une berme de largeur 3m à la cote 600 m NGA.

IV.9. Dispositif de protection contre les effets de l'eau et description générale des variantes de Protection des talus :

Les talus d'un barrage sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux des pluies, en ce qui concerne le parement amont à l'attaque des vagues, il y a donc en général de prévoir une protection des talus.

1- le talus aval : sera protégé contre l'érosion par un enrochement qui doit être réalisé au fur à mesure des travaux de terrassement.

Remarque :

On a évité d'enherber le parement du talus aval car les racines de la végétation risquent de favoriser des fissures au niveau du talus, on peut attendre à des glissements de limon.

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

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

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

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

C : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique du matériau d'enrochement: $\gamma = 2,65 \text{ g/cm}^3$.

Tableau IV.3 : Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids

Pente du talus	Valeur de C pour différents poids spécifique		
	$\gamma = 2,50$	$\gamma = 2,65$	$\gamma = 2,80$
1/4	0,027	0,024	0,022
1/3	0,028	0,025	0,023
1/2	0,031	0,028	0,026
1/1,5	0,036	0,032	0,030
1/1	0,047	0,041	0,038

Nous obtenons une épaisseur d'enrochement $e=0,25\text{m}$, mais pour plus de sécurité nous prenons une épaisseur égale à $0,3\text{m}$.

IV.9.1. Etanchéité du barrage :

A) Le Noyau :

Pour les deux premières variantes où le remblai n'est pas suffisamment imperméable, nous avons équipé le barrage d'un noyau limon compacté, disposé verticalement au centre du barrage.

vers le sommet, le noyau doit être monté au dessus du niveau des plus hautes eaux jusqu'à la crête du barrage. Il doit être protégé à sa partie supérieure par une couche de sable ou de préférence, en traitant le sommet du barrage en chemin avec une chaussée enrobé en bitumineux.

Les pentes des talus du noyau préalable :

- Talus amont est 1/2 ;
- Talus aval est aussi 1/2 ;

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

$$L_{n,s} = \frac{1}{6} \cdot H_b \Rightarrow L_{n,s} = 4 \text{ m}$$

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

$$L_b = 2 \cdot m \cdot H_n + L_{n,s} \Rightarrow L_b = 27.5 \text{ m}$$

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

$$u_m = \frac{L_{n,s} + L_b}{2} \Rightarrow u_m = 15.75 \text{ m}$$

-La cote en crête du noyau :

$$N_{CN} = C_{\text{fond}} + 24 = 614 \text{ mNGA}$$

B) Les drains :

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

B.1) Dimensionnement Du Drain Tapis :

Pour intercepter les infiltrations dans le massif d'un barrage en terre on dispose habituellement dans la partie aval du massif et au contact de celui-ci avec les fondations, un

drain-tapis filtrant destiné à rabattre la ligne phréatique à l'intérieur du massif. Ce drain s'étend sur 1/4 à 1/3 de l'emprise du barrage.

- La longueur du drain tapis est de :

$$L_d \approx \frac{L_b}{3} \dots\dots\dots (IV.13)$$

L_b : Longueur transversale du barrage [$L_b = 140$ m].

Donc :
$$L_d = \frac{140}{3} = 46,76 \text{ m}$$

On prend $L_d = 47$ m

B.2)- Dimensionnement du prisme aval

ÂFruits des talus :

$m_1 = (1 - 2)$ on prend $m_1 = 1$

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

ÂHauteur du prisme aval

$h_{dr} = (0.15 - 0.2)h_b$

h_b : Hauteur du barrage ($h_b = 24$ m)

On prend $h_{dr} = 0.15h_b$

Ce qui nous donne $h_{dr} = 3.6$ m

♦ Largeur en sommet du prisme aval :

$b_{dr} = (1/2 - 1/4) h_{dr}$

On prend $b_{dr} = 1/2 h_{dr}$

Ce qui donne $b_{dr} = 1.8$ m

Largeur en basse du prisme aval :

Elle est exprimée par :

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

$B = 10.8$ m

IV.10. Fixation du choix définitif du type de barrage :

IV.10.1. Comparaison des solutions et choix :

Le choix entre les deux solutions ne porte, en fait, que sur la structure de la digue puisque pour les deux solutions les ouvrages annexes sont identiques.

IV.10.2. Comparaison économique :

Une estimation comparative des deux solutions tableau (IV.4))

Une attention particulière a été portée sur les coûts des enrochements qui proviendront probablement d'une des carrières de Sidi Ali Ben Youb, située à 10 km du site.

A partir des prix de sortie de carrière, de transport sur site et de mise en œuvre, on dispose d'une bonne base de prix pour comparer les deux solutions de digue.

Ainsi en retenant les résultats des estimations par ouvrage, l'estimation comparative s'établit comme suit (Annexe IV, en milliers de D.A. hors taxe):

Tableau IV.4 : estimation comparative du coût de l'aménagement [x 1000DA]

Partie d'ouvrage	Solution 1 Digue homogène en limons	Solution 2 Digue en enrochements avec noyau en limons
Prix généraux	58.000.00	58.000.00
Digue principale	281.330.00	280.380.00
Digue de col	47.880.00	47.880.00
Evacuateur des crues	191.775.00	191.775.00
Pertuis de fond	74.810.00	67.840.00
TOTAL	653.795.00	645.875.00

Il apparaît au plan économique que la solution 2, la digue en enrochements à noyau en limons, est légèrement (1,2%) moins chère que la solution 1, la digue homogène en limons.

IV.11. Estimation comparative :

Principaux indice technico-économiques-barrage d'écrêtement du site du Tabia sur oued Mekerra sont représentée dans l'annexe N °IV.

Conclusions :

Sur la base de l'étude développée ci-dessus, il est proposé de développer pour l'avant-projet détaillé (APD) la solution digue en enrochements à noyau en limons (solution 2) qui est plus adaptée techniquement et légèrement plus économique que la solution digue homogène en limons (solution 1).

Chapitre V

Etude de conception détaillée de la digue

Introduction :

Les barrages en terre peuvent être constitués de 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...etc.

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 leurs zones d'emprunts ainsi que des conditions économiques.

L'étude géologique et géotechnique est la base fondamentale de cette étude, en effet c'est en fonction de la nature 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.

V.1. Dimensionnement de la digue :

La variante la plus adéquate est une solution digue en enrochements à noyau en limons.

V.1.1. Hauteur du barrage :

V.1.1.2. Niveau d'eau du barrage :

Le niveau des plus hautes eaux est égal au niveau normal de la retenue majoré de la charge d'eau sur le déversoir.

La charge d'eau sur le déversoir : $N_{PHE} = NNR + h$

$$N_{PHE} = 613.45\text{m}$$

V.1.1.3. La revanche :

Elle est fonction de la hauteur (H) des vagues et de la vitesse de propagation des vagues (v) dans la retenue.

La revanche minimale est donnée par la relation de DAVIS:

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

La hauteur des vagues H est déterminée d'après les formules suivantes :

▪ **Formule de Stevenson :**

Pour un fetch :

$$F \leq 18 \text{ km} \quad H = 0.75 + 0.34 \sqrt{F} - 0.26 \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots (V.1)$$

$$F = 0.45 \text{ km.}$$

$$F > 18 \text{ km.} \quad H = 0.34 \sqrt{F}$$

▪ **Formule de Molitor :**

Cette formule est applicable pour un Fetch ≤ 30 km

$$H = 0.75 + 0.032 \sqrt{UF} - 0.27 \sqrt[4]{F} \dots\dots\dots (V.2)$$

U : vitesse du vent mesurée en km /h (U = 100 km /h).

▪ **Formule de Mallet – Paquant :**

$$H = 0.5 + 0.33 \sqrt{F} \dots\dots\dots (V.3)$$

Les résultats du calcul de la hauteur des vagues sont regroupés dans Le tableau suivant :

Tableau V.1 : Calcul de la hauteur des vagues

Formule	H (m)
Stevenson	0.76
Mallet – Paquant.	0.72
Molitor	0.74

On opte par la suite de nos calculs une hauteur de vague H = 0.76m.

V.1.1.4. La vitesse de propagation :

La vitesse de propagation des vagues est donnée par la relation de Gaillard.

$$V = 1.50 + 2 H \dots\dots\dots (V.4)$$

H : H hauteur des vagues (m).

$$V = 3.02 \text{ m/s.}$$

Donc la revanche minimale sera :

$$R = 1.03 \text{ m.}$$

Toutefois il est prudent d'adopter une valeur minimale de la revanche de 1.5 m pour notre type de barrage donc en prend une revanche de **1.5 m**.

V.1.1.5. Côte en crête du barrage :

La côte en crête du barrage est :

$$N_{cr} = N_{PHE} + R$$

N_{cr} : La côte en crête (m).

N_{PHE} : La côte des plus hautes eaux en m NGA.

R : Revanche en (m).

Donc la côte en crête sera :

$$N_{cr} = 614 \text{ m.}$$

La hauteur de la digue sera :

$$h_b = 24 \text{ m.}$$

En considérant la crête de la digue à la côte 614.00 NGA, un muret anti-batillage de 1.0 m est suffisant. De la sorte, la revanche en cas d'envasement considéré, elle reste de l'ordre de 55 cm en cas de crue déca-millénale.

V.2. Conception de la crête :

La crête du barrage en tant qu'un élément de la digue est nécessaire pour donner au profil en travers une forme trapézoïdale stable.

Elle peut servir pour les passages de services. La crête est renforcée par un revêtement constitué de graviers non traité afin d'éviter la stagnation des eaux de pluies avec une pente de 2% de part et d'autre à partir de l'axe de la crête est à prévoir.

V.2.1. Largeur en crête :

La largeur en crête du barrage doit être suffisante pour qu'il n'ait pas de circulation d'eau importante dans le barrage près de son couronnement lorsque la retenue est pleine.

La largeur en crête doit également permettre la circulation des engins pour la finition du barrage et éventuellement pour l'entretien ultérieur.

La largeur en crête dépend de plusieurs facteurs et notamment des risques dues aux tremblements de terre, par conséquent, ces derniers ont un effet majeur lorsque le barrage est plein.

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

- **Formule de T.T Knappen:**

$$b_{cr} = 1.65 H_b^{0.5} \dots\dots\dots (V.5)$$

- **Formule de E F Preece:**

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

- **Formule pratique:**

$$b_{cr} = 5/3 \sqrt{H} \dots\dots\dots (V.7).$$

- **Formule simplifiée:**

$$b_{cr} = 3.6 \sqrt[3]{H} - 3 \dots\dots\dots (V.8)$$

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

Tableau V.2: Calcul de la largeur en crête

Formules	b (m)	Valeurs adaptées (m)
Knappen	8.08	8.0
Preece	6.39	
Pratique	8.16	
simplifiée	7.38	

Nous adoptons une largeur en crête égale à 8 m.

V.2.2. Les pentes du talus :

Pour un barrage à noyau central en limon on a opté les pentes suivantes :

On prend $m_1 = 1/3$ et $m_2 = 1/2.5$ (METHODE SUEDOISE)

V.2.3. Protection des talus :

Les talus d'un barrage 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 lieu donc en général de prévoir une protection pour les talus.

V.2.3.1. Talus aval :

Il sera protégé contre l'érosion par un enrochement qui doit être réalisé immédiatement après l'achèvement des travaux de terrassement, en ayant soins de recouvrir le parement d'une couche d'enrochement d'épaisseur de 30cm pour plus de sécurité.

V.2.3.2. Talus amont :

Il Sera protégé par un parement en rip-rap d'enrochement en fonction de la hauteur des vagues h_v et leur vitesse de propagation V par la méthode de « T. V.A. »

Le but principal du rip-rap mis en place sur un remblai est d'empêcher l'érosion et les dégâts pouvant résultés de l'action des vagues. En général, l'expérience montrée que le rip-rap déversé était le type de protection de talus le plus efficace (CIGB, 1991).

V.3. Détermination de l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement (parement en rip-rap) :

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

1)-1^{ème} Méthode :**La méthode de « T. V.A. » (Tennessee-Valley- Authority)**

On a : $e = C.V^2$

V : vitesse de propagation des vagues ($V = 3,02$ m/s)

C : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique des matériaux d'enrochement : $s = 2,65$ g/cm³.

La valeur de « C » est donnée par le tableau V.3.

Tableau V.3: détermination du coefficient « C »

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

Nous optons pour une épaisseur d'enrochement $e = 0,23$ m.

2)-2^{ème} 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 hauteur des vagues.

Tableau V.4: Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche d'enrochement (m)	Dmin (m)
0 ÷ 0,3	0,3	0,2
0,3 ÷ 0,6	0,4	0,25
0,6 ÷ 1,2	0,45	0,3
1,2 ÷ 1,8	0,55	0,4
1,8 ÷ 2,4	0,7	0,45
2,4 ÷ 3	0,8	0,55

On donne ; $H_V=0,78$ m

Pour notre cas : $0,6 < H_V < 1,2$ $e = 0,45$ m $D_{\min} = 0,3$ m

Pour plus de sécurité, nous prenons une épaisseur égale à 0.5 m.

V.3.1. La clé d'ancrage :

La profondeur de la clé d'encrage est exécutée jusqu'à 4mètre. On détermine les dimensions du dispositif de l'ancrage par le calcul, et on les corrige d'après les conditions des exécutions des travaux en cas d'utilisation de procédés mécanisés. La largeur en base (clef d'ancrage) est égale (3-5) m. en prend **b=5m**.

Les talus **m1=m2=1**.

V.4. Protection de la Crête :

La crête doit être constituée de matériaux insensibles à l'eau, et à la circulation des véhicules, la couche de protection doit être méthodiquement compactée (une couche de graviers non traitée). Pour le barrage à noyau limon, on s'attachera à prévoir une épaisseur de 0.25m recouvrement suffisante pour les matériaux de la couche de crête.

La crête est profilée soigneusement, afin d'empêcher toutes stagnation des eaux (pour éviter les infiltrations dans le corps du barrage), on préconise, en ce sens, d'adopter un

déverser amont uniforme de (2 à 4) % qui permet d'évacuer les eaux de pluie vers le parement amont (mieux protégé).

V.5. Dimensionnement du noyau :

L'étanchéité du barrage est assurée par le noyau imperméable qui empêche l'eau de passer à travers le corps du barrage limitant ainsi sensiblement le débit de fuite.

IL n'existe pas de règles générales pour le dimensionnement du noyau. La meilleure solution est de tenir compte de la perméabilité des recharges, on a procédé à la vérification de la condition suivante :

$$j = \frac{\Delta H}{b_{\text{moy}}} \leq I_{\text{adm}} \dots\dots\dots (V.9)$$

I_{adm} : Gradient admissible dépend de la classe du barrage et du type de sol de la fondation.

Tableau V.5: Le tableau suivant nous donne les valeurs

Type de sol	Classe de l'ouvrage.			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.50	1.50	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.7	0.8	0.9	1.00
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

Notre barrage appartient à la III^{ème} classe alors on prend $I_{\text{adm}} = 1.25$

$$H = h_2 - h_1.$$

Pour éviter tout risque de siphonage par-dessus de la crête du noyau due au phénomène de capillarité on fait monter le noyau au dessus de la cote des plus hautes eaux de 0.5m et de le faire positionner à 0.5m plus bas de la crête du barrage. il est nécessaire de descendre le noyau jusqu'au substratum pour permettre une bonne étanchéité du lac.

La largeur en crête minimale du noyau est :

$$b = 1/6H_b.$$

On prend : $b = 4\text{m}$.

- La pente des talus amont et aval du noyau sont $m = 1/2$
- La pente dans la clé d'étanchéité est $m = 1$.
- De la hauteur du noyau, on tire la largeur à la base du noyau.

La hauteur du noyau est :

$$H_n = H_b - 0.5$$

$$H_n = 24 - 0.5 = 23.5 \text{ m.}$$

La largeur à la base du noyau est :

$$L_{\text{base}} = 2 m H_n + b.$$

$$L_{\text{base}} = 27.5 \text{ m.}$$

La largeur à la base du noyau doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{\Delta H}{b_{\text{base}}} < I_{\text{adm}} \quad \text{Ou :}$$

ΔH : est la charge d'eau

$$\Delta H = H_1 - H_2$$

H_1 : hauteur d'eau correspondent au NNE

H_2 : hauteur a l'aval du barrage

$$\text{Donc : } \Delta H = 20 \text{ m}$$

Le gradient admissible pour notre cas est égal à 1.25 m.

A partir de la condition citée au dessus on tire b_{base}

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

$$b_{\text{base}} = 16 \text{ m}$$

Et comme notre base est supérieure à b_{min} donc la condition est vérifiée.

$$b_{\text{base}} > b_{\text{adm}} (27.5 > 16)$$

La largeur moyenne du noyau est :

$$b_{\text{moy}} = \frac{b_{\text{cote}} + b_{\text{base}}}{2}$$

$$b_{\text{moy}} = 21.75 \text{ m} \quad \text{et puis } I = 0.92$$

$$\text{Donc } I < I_{\text{adm}} 0.92 < 1.25.$$

V.6. Dispositif des drains et filtres :

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

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

V.6.1. Les drains :

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

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

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

V.6.2. Dimensionnement du Drain tapis :

$$L_d = 1/3 L_b$$

L_d : longueur du drain tapis en m

L_b : longueur transversale du barrage ($L_b=140m$)

$$L_d = L_b/3 = 140/3 = 46.67m$$

On prend : $L_d = 47 m$

La largeur du drain est déterminée par la formule suivante :

$$l_d \geq \frac{1}{2} \sqrt{L^2 + H^2} - L$$

l_d : Largeur du drain nécessaire (m) ;

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

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

$$l_d = \frac{1}{2} \left(\sqrt{93^2 + 20^2} - 93 \right) = 1.06m$$

V.6.3. Dimensionnement du prisme aval :**ÂFruits des talus :**

$$m_1 = (1 - 2) \text{ on prend } m_1 = 1$$

$$m_2 = (1.5 - 2.5) \text{ on prend } m_2 = 1.5$$

ÂHauteur du prisme aval :

$$h_{dr} = (0.15 - 0.2)h_b$$

$$h_b : \text{Hauteur du barrage } (h_b = 24\text{m})$$

$$\text{On prend } h_{dr} = 0.15h_b$$

$$\text{Ce qui nous donne } \quad \quad \quad \mathbf{h_{dr} = 3.6\text{m}}$$

Â Largeur en sommet du prisme aval :

$$b_{dr} = (1/2 - 1/4) h_{dr}$$

$$\text{On prend : } b_{dr} = 1/2 h_{dr}$$

$$\text{Ce qui donne } \mathbf{b_{dr} = 1.8\text{m}}$$

Largeur en basse du prisme aval :

Elle est exprimée par :

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

$$B = 10.80\text{m}$$

V.6.4. Filtres :

La digue n'a pas besoin d'être totalement étanche comme un barrage de stockage, un noyau d'étanchéité épais avec une perméabilité de l'ordre de 10^{-7} m/s est suffisant.

En utilisant un matériau étanche sur le noyau en amont (géotextile) d'épaisseur égale à 10cm

V.7. Etude des infiltrations :**Généralités :**

Aussi faible que soit la perméabilité d'un barrage en terre, il y a toujours infiltrations d'eau du fait qu'on crée une charge hydraulique derrière la digue.

Les infiltrations qui se produisent à travers le corps du barrage et ses fondations doivent être considérées sous deux aspects différents, d'une part elles réduisent le volume emmagasiné, d'autre part elles peuvent compromettre la stabilité de l'ouvrage sous l'influence des renards qui est un processus d'érosion régressive souterraine et l'eau s'infiltré sous une

certaine pression qui permet l'apparition de cheminements à travers la digue ou la fondation avec entraînement des particules fines et des pressions de filtration.

Les infiltrations doivent permettre la détermination des éléments suivants :

- la ligne de saturation du massif du barrage ;
- le débit de fuite ;
- la pression de l'eau interstitielle dans le massif.
- La zone submergée du corps de la digue

V.7.1. Hypothèse de calcul :

Afin de pouvoir effectuer les calculs d'infiltrations, d'une manière plus rapide, nous serons amenés:

- à admettre l'infiltration dans un seul plan ;
- à prendre comme valeurs nulles, les composantes des vitesses qui ont la direction perpendiculaire à ce plan ;
- à supposer que le sol du massif du barrage soit homogène, isotrope et que la couche imperméable ait un coefficient d'infiltration nul ;
- La position de la ligne phréatique ne dépend pas de la qualité du sol des barrages en terre homogènes, elle est seulement déterminée par les dimensions de la section transversale du barrage.

V.7.2. Ligne de saturation :

La ligne de saturation est la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique est nulle, on l'appelle aussi « ligne phréatique ».

Elle est en fonction des caractéristiques des matériaux de construction, elle est déterminée sur la base de la parabole de Kozeny et qui nous permet de délimiter la partie sèche où humide de la partie saturée d'eau du barrage.

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

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

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

$$X = \frac{Y^2 - Y_0^2}{2.Y_0} \dots\dots\dots(V.10)$$

En se reportant à la figure V.1 on a : $Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$ (V.11)

Et $a = \frac{Y_0}{2}$ d'où $Y = \sqrt{2XY_0 + Y_0^2}$ (V.12)

Rayon polaire ; angle polaire avec l'axe de la parabole (=180°).

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

B: largeur de la base du massif du barrage ;

X et Y : Coordonnées dans le plan (x, y) ;

S : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont ;

Ld : longueur du drain tapis ;

y₀ : la différence entre la distance AB et sa projection horizontale.

h : Hauteur d'eau dans la retenue (m).

🚧 Niveau normale de la retenue NNR, h = 20 m :

Les coordonnées de la courbe de saturation sont données par l'équation suivante :

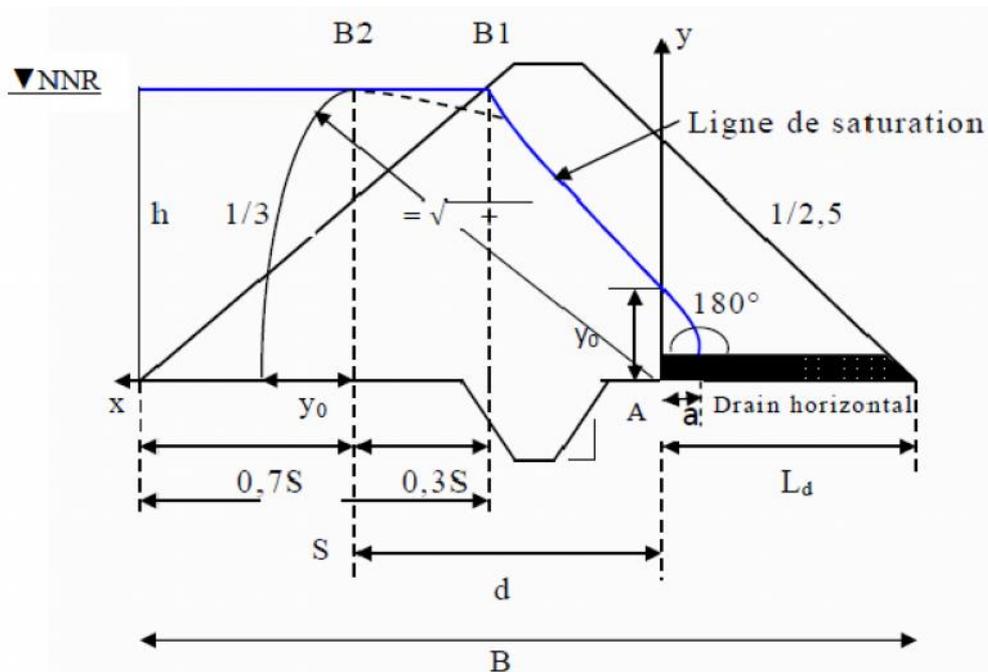


Figure V.1: ligne de saturation

$$d = B - (0,7S + Ld)$$

$$B = 140\text{m}$$

$$S = m_1 h = 3 * 20 = 60\text{m}$$

$$0,7S = 42\text{m}$$

$$\text{D'où ; } d = 140 - (42 + 47) = 51\text{m}$$

$$\text{On aura donc : } y_0 = 3.78\text{m}$$

a = 1.89m

Les coordonnées de la courbe de saturation sont données par l'équation suivante :

$$Y^2 = 7.56 * X + 14.29 \dots\dots\dots (V.13)$$

A partir de cette équation, on peut déterminer les coordonnées de la parabole qui sont données par le tableau ci-après :

Tableau V.6 : Coordonnées de la parabole de KOZENY

X	Y
0	3.78
5	7.22
10	9.48
15	11.30
20	12.86
25	14.26
30	15.53
35	16.70
40	17.79
45	18.83
50	19.81
51	20

La parabole coupe le plan d'eau amont en un point A situé à une distance horizontale du talus : AB = 0,3 b.

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 talus amont en B et tangente à la parabole.

En aval, on fait aboutir la ligne de saturation en un point D sensiblement situé au 2/3 de OC.

V.7.2.1. Calcul du débit de fuite par infiltration :

a)- digue :

Le débit de fuite est estimé à partir de la loi de DARCY traduite par l'expression suivante :

$$q = K i A \dots\dots\dots (V.14)$$

q : Débit de fuite en m²/s ;

i : Gradient hydraulique adimensionnel ;

A : Longueur mouillée sur le parement aval du barrage en m ;

K : Coefficient de perméabilité (m/s).

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

Donc : $q_n = K.y \frac{dy}{dx}$ (V.15)

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

D'où : $q_n = K.y_0$ m³/s/ml.

L : longueur de la digue (L=300m)

Le débit total à travers le barrage sera : $Q = q.L$

Tableau V.7 : Débit de fuite de la digue

Y ₀ (m)	K (m/s)	q (m ³ /s/ml)	L (m)	Q (m ³ /s)
3.78	10 ⁻⁷	3.78 10 ⁻⁷	300	1.13 10 ⁻⁴

b)- Fondation :

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

$q_n = K.I.A$ (VI.16)

Avec : K : Coefficient de perméabilité. (K=10⁻⁷m/s)

I : gradient hydraulique. $I = H_b/L_b$ (V.17)

(H_b= charge de la retenue, L_b=140m L'emprise de barrage).

A : section d'infiltration par unité de longueur. A=T.1 (T=9m Profondeur du sol de fondation perméable).

D'où $q_n = K.I.T$

Tableau V.8: Débit de fuite de la Fondation

H _b (m)	I	K (m/s)	q (m ³ /s/ml)	Q (m ³ /s)
20	0.143	10 ⁻⁷	1.29 10 ⁻⁷	3.86 10 ⁻⁵

Barrage (digue+fondation).

Le débit total d'infiltration (en m³/s) à travers le barrage est donné dans le tableau suivant :

Tableau V.9 : Débit de fuite de Barrage

Digue	fondation	Barrage
1.13 10 ⁻⁴	3.86 10 ⁻⁵	1.52 10 ⁻⁴

V.7.2.2. Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage :**1. dispositif d'étanchéité :**

La résistance de déformation du sol du corps de la digue est donnée par :

$$I = \frac{H}{n} < I_{adm} \quad \dots\dots\dots(V.18)$$

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

n : épaisseur moyenne de la digue.

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

Tableau V.10 :Classification des barrages

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

Notre barrage appartient à la classeII.

Tableau V.11 :Gradient hydraulique admissible

Sol du corps du barrage.	Classe de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.5	1.6	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.7	0.8	0.9	1.0
Limon sableux	0.55	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

Notre barrage appartient à la classe II, alors on prend $I_{adm}=1,15$

Donc : $H=20m$; $n=70m$;

$$I = 0,286 \quad I_{adm}$$

D'ou la résistance à l'infiltration du sol du noyau est assurée

2. fondation du barrage :

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

$$I_f < \frac{I_{cr}}{K_s} \quad \dots\dots\dots (V.19)$$

Avec :

I_{cr} : gradient d'infiltration critique qui est déterminé en fonction du type de sol de la fondation.

Il est donné par le tableau :

Tableau V.12:Détermination du gradient d'infiltration admissible

Sols de fondation	I_{cr}
<i>Argile</i>	<i>1.2</i>
<i>Limon</i>	<i>0.65</i>
<i>Sable gros</i>	<i>0.45</i>
<i>Sable moyen</i>	<i>0.38</i>
<i>Sable fin</i>	<i>0.29</i>

K_s : coefficient de sécurité déterminé en fonction de la classe de 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	1.20	1.15	1.10

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

$$I_f = \frac{\Delta H}{L + 0,88T_c} \dots\dots\dots (V.20)$$

T_c : profondeur de calcul de la zone de filtration de la fondation. ($T_c=9m$)

H : charge d'eau ($H=20m$).

L : longueur à la base du barrage ($L=140m$).

On a donc : $I_f = 0,135$

Notre barrage appartient à la II classe ce qui donne ($K_s=1,15$).

La fondation marneuse limoneuse, donc: $J_{cr}=0.65$

On a donc : $\frac{I_{cr}}{K_s} = 0.56$

On remarque que $I_f < \frac{I_{cr}}{K_s}$, donc la condition est vérifiée et la résistance d'infiltration à

travers les fondations est assurée.

V.8. Calcul de stabilité :

V.8.1.Généralité sur la stabilité des barrages (Talus) :

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

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

- Le glissement des talus ;

- L'instabilité mécanique en fondation peu probable car le remblai sollicité moins sa fondation.

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

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

V.8.2. Stabilité des talus :

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

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

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

V.8.3. Méthode de FELLENIUS

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

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

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

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

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

- Le glissement des talus :

Il existe plusieurs types

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

a-2. Glissement en cascade.

a-3. Glissement, puits renard :

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

- l'instabilité mécanique en fondation.

V.8.4. Conséquences de l'instabilité des talus :

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

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

Le calcul se fait pour trois cas de fonctionnement :

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

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

Tableau V.14: Coefficient de stabilité admissible des talus

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

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

- sans séisme : $K_{ss,adm} = 1,15 - 1,20$

- avec séisme : $K_{as,adm} = 1,05 - 1,10$

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

V.8.5. Ordre de calcul (Méthode des tranches) :

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

$$R_1 = K_1 H_b.$$

$$R_2 = K_2 H_b.$$

H_b : Hauteur totale du barrage ($H_b=24m$).

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

Tableau V.15 : (K_1 - K_2) en fonction de pentes des talus (V. Volkov, 1986)

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

Pour notre cas :

talus	Pente du talus	K1	K2	R1 (m)	R2 (m)
Amont	3	1,0	2,3	24	55.20
Aval	2,5	0,875	2,025	21	42.52

Le centre des rayons étant le point « B ».

L'intersection des rayons R_1 ; R_2 avec les deux lignes (verticales, inclinée) nous donne la zone des cercles .On trace à la suite une courbe de rayon « R » qui doit être dans la limite du talus aval c'est à dire entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain à coté du talus aval, et on indique le centre de glissement « o »

On partage la zone limitée par la courbe en parties verticales (tranches) d'une épaisseur $b=0,1R$, on marque toutes les parties gauches par des chiffres positifs et les parties droites par

des chiffres négatifs en commençant de la partie « zéro » sous le centre de glissement (projection).

Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

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

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

Composante normale (forces stabilisatrices) : $N = G_n \cos$

Composante périphérique (forces déstabilisatrices) : $T = G_n \sin$

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

V.8.5.1.Calcul des forces appliquées à chaque tranche :

a)-Force de pesanteur (poids propre de la tranche) :

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

La formule s'écrit : $G_n = b (\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_3 \cdot h_3)$ (V.21)

h_1, h_2, h_3 : hauteurs des tranches.

- 1: densité de la zone du massif située au-dessus de la ligne de saturation.
- 2: densité de la zone du massif située au-dessous de la ligne de saturation.
- 3: densité de l'assise.

b : largeur de la tranche.

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

la force G_n deux composantes :

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

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

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

$\cos \alpha = 1 - \sin^2$

b)-Force de pression interstitielle :

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

$P = U \cdot dl = w \cdot h \cdot dl$ (V.22)

U : pression interstitielle.

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

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

h : hauteur de la tranche.

c)-Forces de cohésion :

$$F_c = c \cdot dl \dots\dots\dots (V.23)$$

C : Cohésion du sol (Matériau).

d)-Forces dues au séisme :

$$T = a \cdot G_n \dots\dots\dots (V.24)$$

a : Coefficient de séisme. (a=0,15).

G_n : Poids de la tranche.

V.8.5.2. Classement des forces :

On peut classer toutes ces forces comme suit :

➤ **Les forces stabilisatrices :**

a. Force de frottement :

$$F_f = N_n \cdot \text{tg } \alpha - U \cdot \text{dl} \cdot \text{tg } \alpha \dots\dots\dots (V.25)$$

α : Angle de frottement.

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

b. Force de cohésion :

$$F_c = c \cdot dl \dots\dots\dots (V.26)$$

Avec :
$$dl = \frac{2 \cdot f \cdot R \cdot B_i}{360}$$

R : rayon de la courbe de glissement.

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

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

$$M_s = [(N_n - U \cdot \text{dl}) \cdot \text{tg } \alpha + c \cdot \text{dl}] \cdot R \dots\dots\dots (V.27)$$

➤ **Les forces motrices :**

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

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

$$M = R \sum_{i=1}^n T_n \dots\dots\dots (V.28)$$

Remarque que : $\sin r = \frac{\text{Numéro.d'ordre.de.la.section.divisée}}{10}$

$$\text{Cos}r = \sqrt{1 - \text{Sin}^2r}$$

V.8.6.Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement :

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

a) Retenue pleine :

$$K_{ss} = \frac{\sum (Nn - pi)tg\{i + \sum Ci.dl}{\sum Gn\text{Sin}r_n} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.29)$$

$$K_{as} = \frac{\sum (Nn - pi)tg\{i + \sum Ci.dl}{(1/R)\sum Gn.an_i.dn_i} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.30)$$

K_{ss} : coefficient de sécurité sans séisme.

K_{as} : coefficient de sécurité avec séisme.

b) Retenue vide (fin de construction) :

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n tgW + \sum CdL}{\sum T_n} \dots\dots\dots (V.31)$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n tgW + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n} \dots\dots\dots (V.32)$$

c) Vidange rapide :

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

$$K_{ss} = \frac{\sum Nntg\{i + \sum Ci.dl}{\sum Tn_i} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.33)$$

$$K_{as} = \frac{\sum Nntg\{i + \sum Ci.dl}{\sum Tn_i + (1/R)\sum Gn.an_i.dn_i} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.34)$$

Les résultats de calcul de stabilité sont présentés par des tableaux dans les annexes N°V

Les résultats de calcul de coefficient de la stabilité sont donnés par les tableaux dans le tableau V.16.

Tableau V.16: Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement

Cas de sollicitation		Coefficient de sécurité	
		Avec séisme	Sans séisme
Fin de construction	Talus amont		
	R=38.5	1.62	2.72
	R=44.8	1.53	2.40
	R=51.35	1.12	2.02
	Talus aval		
	R=30.5	1.63	2.56
R=35.4	1.52	2.58	
R=41.3	1.22	1.91	
Fonctionnement normal	Talus aval		
	R=30.5	1.68	2.73
	R=35.4	1.56	2.55
R=41.3	1.20	1.92	
Vidange rapide	Talus amont		
	R=38.5	1.67	2.77
	R=44.8	1.52	2.51
R=51.35	1.46	1.86	

Conclusion :

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

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

Chapitre VI

Les ouvrages annexes

Introduction:

Les barrages réservoirs sont souvent équipés d'ouvrages annexes destinés à l'exploitation de la retenue et à assurer la sécurité du barrage. Les ouvrages annexes sont des ouvrages hydrauliques qui font transiter l'eau du bief amont vers le bief aval, à travers des orifices spéciaux, des déversoirs, des canaux, des conduites, des galeries et autres, en utilisant pour ce but la charge hydraulique effective disponible.

Les dimensions en plan et en élévation, la conception ainsi que la composition des ouvrages annexes d'un barrage sont dictées par le débit de projet, la charge effective, le relief et la géologie du site, ainsi que des conditions de réalisation et d'exploitation.

VI.1. L'évacuateur de crues:

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

Un barrage s'il retient l'écoulement, doit aussi conserver la faculté d'évacuer les crues exceptionnelles, mais il faut que cette évacuation ait lieu sans que la lame d'eau ne le submerge pas.

On prévoit alors un organe d'évacuation à fonctionnement systématique appelé évacuateur de crue.

Le type d'évacuateur choisi est un évacuateur latéral à entonnement frontal.

VI.1.1.Évacuateur de crue latéral à entonnement frontal :

Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs à écoulement à surface libre. Il représente les avantages suivants :

- Fonctionnement très sûr même pour des débits dépassant le débit de la crue de projet ;
- Facilité de réalisation.

Ses inconvénients sont :

- Le coût élevé ;
- La difficulté de modification.

VI.1.2. Dimensionnement de la variante retenue :

L'évacuateur de crues est constitué des éléments suivants :

- Un canal d'approche ;
- Un déversoir ;
- Un chenal ;
- Un convergent ;
- Un coursier ;
- Un bassin de dissipation ;
- Un canal de restitution.

a- Canal d'approche:

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

P: la pelle (P=1.50m).

H: la charge d'eau sur le déversoir H=3.45m.

H+ P =4.95m

Vitesse d'approche:

La vitesse est donnée par la relation suivante :

$$V = \frac{Q}{(P + H)b}$$

b: largeur du déversoir (b=30m).

Q: débit évacué (Q=341 m³/s).

On trouve: V=2.30m/s.

La vitesse admissible pour le tronçon non revêtu est (4,4 ÷ 10) m/s, V<Vadm, donc pas de risque d'érosion.

ÑHauteur du mur du canal d'approche:

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

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

$$R_e = 0,77m.$$

R=0.77m

D'où la hauteur de mur est:

$$H_m = H + P + 0,77 = 5,72 \text{m} \dots \dots \dots \text{(VI-2)}$$

Pour des raisons de sécurité on prend:

$H_m = 6 \text{m}.$

- **Longueur du canal d'approche:**

La longueur du canal d'approche est déterminée d'après la topographie, elle est égale à 15m.

b- Le déversoir:

Le profil du seuil déversant est de type Greager, l'avantage de ce contour est qu'en chaque point de son parement aval la pression est égale à la pression atmosphérique, tout profil situé au-dessus entraînera des dépressions donc des risques de décollement.

La longueur déversant est $b=30$ m (voir calcul de laminage).

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

$$y = \frac{(x^{1.85})}{(2H^{0.85})} \dots \dots \dots \text{(VI-3)}$$

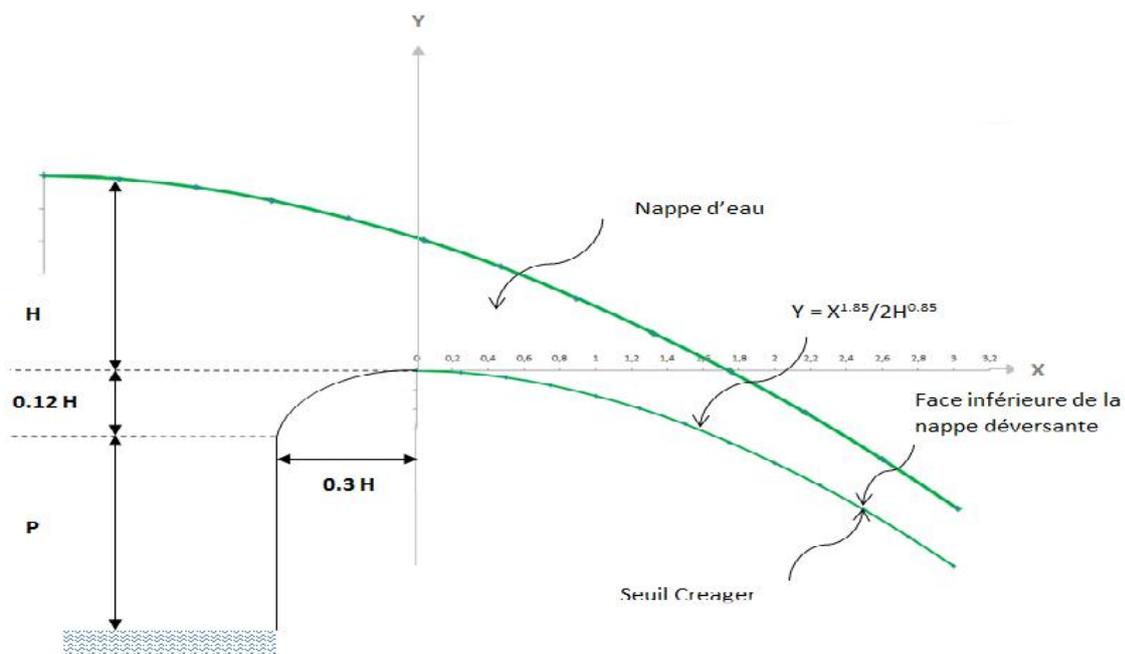
H: la charge sur le déversoir.

Les coordonnées du seuil sont données dans le tableau VI. Ici-après :

Tableau VI.1: coordonnées de profil du déversoir

X	Y
0	0
0.25	0.013
0.5	0.048
0.75	0.102
1	0.175
1.25	0.264
1.5	0.369
1.75	0.491
2	0.629
2.25	0.782
2.5	0.951
2.75	1.134
3	1.33
3.25	1.544
3.5	1.771

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

**Figure VI.1 :**Dimensions du déversoir

c- Chenal d'écoulement:

Le chenal fait directement suite au déversoir, dans le cas d'un évacuateur de surface, sa pente est suffisamment faible (inférieur à la pente critique) pour que le régime soit fluvial. Il est en général de section rectangulaire, sa longueur est rarement importante car, il sert uniquement à contourner le sommet du barrage avant d'aboutir au coursier

La longueur du chenal est déterminée en fonction de la topographie ici elle n'est pas importante elle est égale à 10m et une pente de 0,1%. On détermine la profondeur critique h_c pour un canal de forme rectangulaire:

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \left(\frac{Q}{b} \right)^2} \dots\dots\dots (VI-4)$$

Avec:

Q: débit à évacuer ($Q=341 \text{ m}^3/\text{s}$).

b: largeur du canal ($b=30\text{m}$).

g: l'accélération de pesanteur ($g=9,81 \text{ m/s}^2$).

$$h_c = 2.36 \text{ m.}$$

La vitesse critique V_{cr} est :

$$V_{cr} = \frac{Q}{S_{cr}}$$

Avec :

S_{cr} : section du chenal ; $S_{cr} = h_c \cdot b = 70.8 \text{ m}^2$

D'où :

$$V_{cr} = 4.82 \text{ m/s}$$

La pente critique est déterminé est : $F_r = \frac{\alpha Q^2 \cdot B_c}{g s^3} = 1$

$$\text{(Formule de MANING-STRIKLER) : } Q = K_c \cdot S_c R_c^{2/3} \cdot I_c^{1/2} \dots\dots\dots (VI-5)$$

Avec:

R_c : rayon hydraulique (en m)

I_c : la pente en (m/m).

S_c : section mouillée critique

K_s : coefficient de Manning-Strickler ($K_s=71$).

Pour une section rectangulaire:

$$I_{cr} = \left[\frac{Q \cdot (b + h_c)^{2/3}}{K \cdot (b \cdot h_c)^{5/3}} \right]^2 \dots\dots\dots (VI-6)$$

$I_{cr} = 0,16\%$

(0,1% < 0,16% ⇒ I < I_{cr}), La condition est vérifiée.

La profondeur normale h_n (profondeur qui apparaît pour un débit Q et une pente I qui chenal si l'écoulement était uniforme) ; se déduit de la formule de Manning Strickler.

$$Q = S \cdot C \sqrt{R \cdot I} \dots\dots\dots (VI-7)$$

Avec : S : section du chenal S = b · h_n ;

I : pente du chenal I = 0,1% ;

C : coefficient de Chezy C = K_s · R^{1/6} (VI-8)

R : rayon hydraulique R = S/P = $\frac{b \cdot h_n}{2 \cdot h_n + b}$; (VI-9)

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout par itération.

$$Q = K_s \cdot I^{1/2} \cdot (b \cdot h_n)^{5/3} \cdot (2 \cdot h_n + b)^{-2/3} \dots\dots\dots (VI-10)$$

On aura : h_n = 2.83 m,

$h_n = 2.83m$

La vitesse moyenne V est :

$$V = \frac{Q}{b \cdot h_n}$$

Avec :

S : section du chenal ; S = b · h_n = 84.9 m²

D'où :

$V = 4.02 \text{ m/s}$

Remarque

h_n > h_c donc l'écoulement est fluvial.

d- Le coursier:

En général, le coursier commence par un convergent amenant à la section de contrôle (section est atteinte la hauteur critique), à partir de laquelle la pente augmente, la largeur dans cette section est égale à:

$b_2=20\text{m}$



e- Calcul du convergent :

Le convergent est l’ouvrage intermédiaire entre le chenal d’écoulement et le coursier, sa largeur au début égale à celle du chenal d’écoulement, elle est égale 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 :

$$L = 2,5 (b_1 - b_2) \dots\dots\dots (VI.11)$$

Ou : b_1 : est la largeur au plafond du bief amont $b_1=30\text{ m}$

b_2 : est la largeur au plafond de la section de contrôle $b_2=20\text{ m}$

La longueur du convergent choisie est de **25m**.

Recommandation

D’après l’implantation sur le terrain en constate que cette dimension n’est pas suffisante à cette effet on opte pour une dimension constructive de l’ordre **L=30m**

La profondeur critique :

On fait le même calcul que celui du chenal d’écoulement.

Pour $b=30\text{ m}$:

$h_{cr}=2.36\text{m}$



Pour $b=20\text{ m}$:

$h_{cr}=3.09\text{m}$



La pente critique :

La pente critique d’un canal prismatique, 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 :

$$Q = S_c.C_c.\sqrt{R_c.I_{cr}} \quad \dots\dots\dots (VI.12)$$

Avec celle du régime critique.

$$\frac{Q^2.b}{g.S_c^3} = 1 \quad \dots\dots\dots (VI.13)$$

L'élimination de Q entre les deux expressions pour une section rectangulaire (S=h.b) conduit à :

$$I_{cr} = \frac{g.h_c}{C_c^2.R_c} \quad \dots\dots\dots (VI.14)$$

Avec : I_{cr} : pente critique ;

Sc : section critique Sc=b.h_{cr} ;

Rc : rayon critique Rc=Sc/Pc ;

Pc : périmètre critique Pc=2.h_{cr}+b

Cc : coefficient de Chézy $C_c = K_s.R_c^{1/6}$

Ks: coefficient de STRIKLER Ks=71(revêtement en béton).

Ce qui donne :

- Sc=61.8 m²;
- Pc=26.18 m;
- Rc =2.36 m ;
- Cc=81.92.

La pente critique est: **I_{cr}=0,208%**

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=25.% (voir le profil) ;

Cn : coefficient de Chézy $C_n = R^{1/6} / n$

R : 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:

$$Q = \frac{1}{n} \cdot I^{1/2} \cdot (b \cdot h_n)^{5/2} \cdot (2 \cdot h_n + b)^{-3/2}$$

On aura :

$$h_n = 0,66\text{m}$$

La vitesse moyenne Vest :

$$V = \frac{Q}{b \cdot h_n}$$

Avec :

S : section du chenal ; S=13.20 m²

D'où :

$$V = 25.83\text{m/s}$$

Classification du mouvement et du régime d'écoulement :

I=25% (h_n=0.66m), I_{cr}= 0, 208% (h_{cr}=3.09m)

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 (I_N>I_{CR}).

La section de changement de la pente est la section de contrôle où le tirant d'eau est h=h_c. donc nous avons une courbe de remous type S2.

Calcul de la ligne d'eau dans le coursier :

Le calcul de la ligne d'eau est effectué à l'aide d'un logiciel appelé « CANALP ».

Sur le tableau suivant on présente les différents paramètres de calcul suivant des sections distantes de 10m (le pas).

Les données de départ sont:

- Largeur du canal b=20m ;
- Débit à évacuer: Q=341³/s ;
- La pente du coursier: I=0,25 ;
- La longueur du coursier: L=160m ;
- Coefficient de Strickler (71).

Tableau VI.2 : différentes paramètres de la ligne d'eau

Q (m ³ /s)	Strickler	I (m/m)	yn(m)	Y _c (m)	L bief (m)
341	71	0,25	0,66	3.09	160

Les résultats de calcul sont illustrés dans le tableau suivant:

Tableau VI.3: Ligne d'eau à pas d'espace de 10m

Section	Abscisse (m)	Pas (m)	Y (m)	Fr	Hs (m)	J (mm/m)
Amont	0	10	3.09	1.002	4.642	1.922
01	10	10	1.66	2.545	7.037	13.067
02	20	10	1.36	3.432	9.371	24.527
03	30	10	1.20	4.141	11.489	36.527
04	40	10	1.09	4.783	13.561	49.669
05	50	10	1.01	5.363	15.535	63.423
06	60	10	0.95	5.880	17.367	77.222
07	70	10	0.90	6.376	19.192	91.909
08	80	10	0.87	6.708	20.445	102.528
09	90	10	0.84	7.071	21.839	114.826
10	100	10	0.81	7.467	23.393	129.147
11	110	10	0.79	7.753	24.531	140.024
12	120	10	0.77	8.057	25.760	152.143
13	130	10	0.76	8.216	26.412	158.722
14	140	10	0.75	8.381	27.091	165.681
15	150	10	0.74	8.551	27.797	173.047
Aval	160	10	0.73	8.910	29.301	189.125

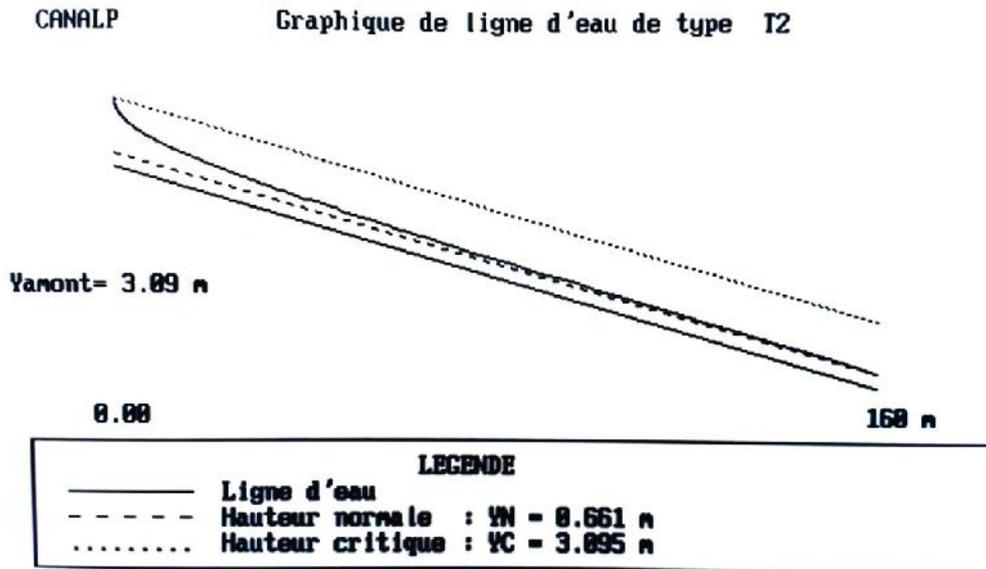


Figure VI.2 : Ligne d'eau dans le coursier.

D'après le tableau, la valeur qu'on doit adopter est : y=0,73m.

La vitesse à la fin de coursier est:

$$V = \frac{Q}{b \cdot y} = 23.36 \text{ m/s}$$

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gy}} \dots\dots\dots (VI-15)$$

Donc : $Fr = \frac{V}{\sqrt{gy}} = 8.91$

f- 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 < Fr < 1,7 Ressaut ondulé ;
- ❖ 1,7 < Fr < 2,5 Ressaut faible de petites apparitions en surface ;
- ❖ 2,5 < Fr < 4,5 Ressaut oscillant ;
- ❖ 4,5 < Fr < 9 Ressaut stable (Stationnaire) ;
- ❖ Fr > 9 Ressaut fort (Ecoulement très turbulent).

Nombre de Froude est supérieur à 4,5, donc il y'aura formation d'un ressaut stable.

Pour la dissipation de cette énergie on a opté pour un bassin à ressaut, la mise en place des blocs, de déflecteur permettant de raccourcir le bassin et évite le déplacement du ressaut à l'aval. La vitesse d'entrée est supérieure à 15m/s. Le nombre de Froude indique nettement qu'il y'a formation de ressaut dont il faut déterminer les profondeurs conjuguées et la longueur du bassin pour s'en servir au dimensionnement des blocs chicanes.

$V > 15\text{m/s}$ et $Fr > 4,5$ alors le bassin qui convient est de type III.

➤ **Détermination des caractéristiques du bassin :**

On a $Fr = 8.91$, $y_1 = 0.73$ m

- Hauteur conjuguée Y_2 :

$$Y_2/Y_1 = \frac{1}{2}(\sqrt{1 + cF^2} - 1)$$

Où :

Y_1 : Tirant d'eau à l'amont (fin de coursier) ; $Y_1 = 0.73$ m.

$C = 8$

F : Nombre de Froude ; $Fr = 8.91$

$Y_2/Y_1 = 12.11$ d'où : $Y_2 = 8.84$ m

$y_2 = 8.84$ m.

- La longueur du bassin :

d'après l'abaque la longueur du bassin est donnée par :

$$L/Y_2 = 3.96 \quad \text{D'où : } L = 29.26\text{m}$$

On prend :

$L = 30.0\text{m}$

➤ **Dimensionnement des blocs Chicanes :**

La hauteur des blocs de chutes : $h_1 = Y_1 = 0,73$ m.

La largeur des blocs de chutes : $l_1 = Y_1 = 0.73\text{m}$.

Espacement entre deux blocs de chutes : $e_1 = Y_1 = 0.73$ m.

Hauteur du seuil denté : $h_2 = 0,2 Y_2 = 1.77$ m.

La largeur d'une dent : $l_2 = 0,15 Y_2 = 1.33$ m.

Espacement entre deux dents : $e_2 = 0,15 Y_2 = 1.33$ m.

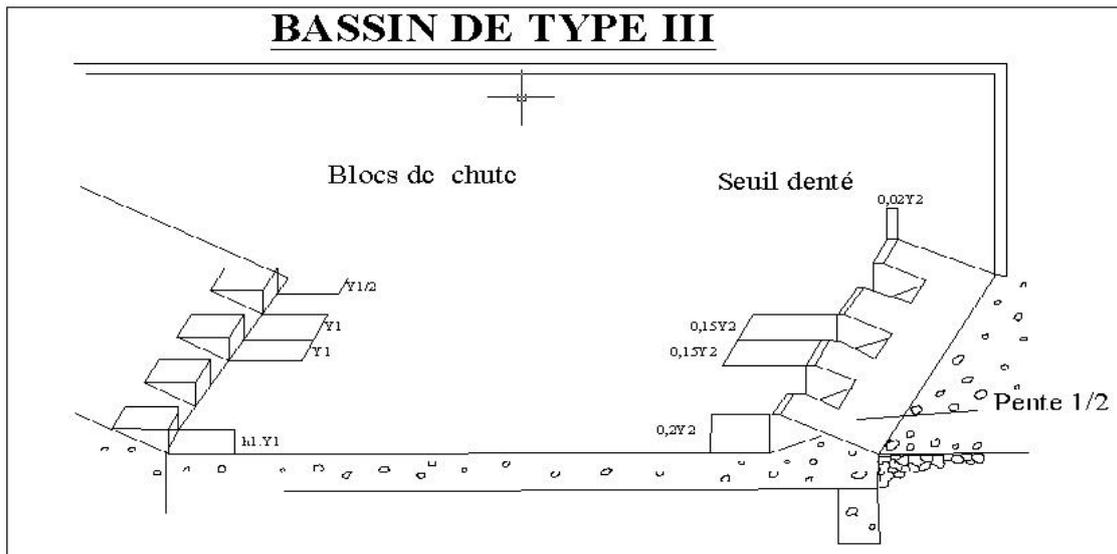


Figure VI.3 : type de bassin

j-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 11m de longueur environ, de forme trapézoïdale avec un fruit de talus de 1/1, a une pente du canal de $I_c=0,009$ et il est en enrochement.

➤ **La hauteur critique :**

Pour un canal trapézoïdal, la hauteur critique se calcule par la formule suivante :

$$h_{cr} = K \left(1 - \frac{\dagger_{cr}}{3} + 0,105 \dagger_{cr}^2 \right) \dots\dots\dots (VI.16)$$

$$\text{Avec : } K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b^2}} \dots\dots\dots (VI.17)$$

$$\text{Et } \dagger_{cr} = \frac{K \cdot m}{b} \dots\dots\dots (VI.18)$$

m : fruit des talus du canal de fuite $m=1$.

Ce qui donne : $K=3.1$, $\dagger_{cr} = 0,16$ d’où

$$h_{cr} = 2.94 \text{ m.}$$

➤ **La pente critique :**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$I_{cr} = \frac{g \cdot h_c}{C^2 \cdot R_c}$$

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 $P_c = b + 2 \cdot h_{cr} \sqrt{1 + m^2}$

C_c : coefficient de Chezy $C_c = R_c^{1/6} / n$

n : coefficient de rugosité du sol $n = 0,02$

Ce qui donne :

$$S_c = 67,44 \text{ m}^2;$$

$$P_c = 28,31 \text{ m};$$

$$R_c = 2,38 \text{ m};$$

$$C_c = 57,77 \text{ m}.$$

La pente critique est : $I_{cr} = 0,36 \%$

➤ **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 :

$$S_n = m \cdot h_n^2 + b \cdot h_n$$

$$P_n = b + 2 \cdot h_n \sqrt{1 + m^2}$$

$$R = S_n / P_n$$

$$C_n = R^{1/6} / n$$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout avec la méthode itérative.

$$Q = \frac{1}{n} \cdot I^{1/2} \cdot (m h_n^2 + b \cdot h_n)^{5/2} \cdot (2 \cdot h_n \sqrt{1 + m^2} + b)^{-3/2} \dots\dots\dots (VI.19)$$

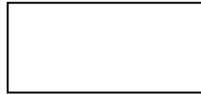
Le résultat du calcul par itération donne :

$$h_n = 2,1$$

➤ **Vitesse moyenne dans le canal :**

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{m.h_n^2 + b.h_n}$$

D'où $V=7.35\text{m/s}$



VI.1.3. Hauteurs des murs bajoyers:

VI.1.3.1. Le coursier :

• **Hauteur au début du coursier :**

$$H_m = h_e + r, \text{ Ou :}$$

hm : hauteur du mur bajoyer ;

he: hauteur d'eau $h_e = 3.09 \text{ m}$;

r : revanche de sécurité donnée par : $r = 0,60 + 0,14V^{1/3}$ (VI.20)

V : la vitesse du niveau de la section de contrôle $V = 5.51\text{m/s}$;

Ce qui donne : $r = 0,85 \text{ m}$, $H_m = 3.94 \text{ m}$

• **Hauteur à la fin du coursier :**

On procède de même manière que précédemment.

$h_e = 0,73\text{m}$ on aura $V = 23.36 \text{ m/s}$, $r = 1$, $H_m = 1,73\text{m}$

VI.1.3.2. Le bassin de dissipation :

$h_e = 8.84\text{m}$ on aura $V = 1.93 \text{ m/s}$, $r = 0.77$, $H_m = 9.61\text{m}$

On prendre $H_m = 8.25\text{m}$

VI.1.3.3. Le canal de restitution :

$h_e = 2.94 \text{ m}$ On aura $V = 7.35\text{m/s}$, $r = 0,87\text{m}$ $H_m = 3.81\text{m}$.

VI.2. Ouvrage de vidange:

VI.2.1. Pertuis de fond :

Le pertuis de fond, dimensionné pour évacuer $110 \text{ m}^3/\text{s}$ sous la cote de retenue 610 NGA est implanté sur la terrasse rive gauche suivant l'axe de l'oued à l'aval de façon à assurer une restitution directe dans le lit de l'oued.

Le principe de conception du pertuis de fond comprend :

- un ouvrage d'entonnement amont,
- une galerie de fuite,

- un ouvrage de restitution aval.

Ces différents aspects sont repris en détail ci-dessous.

VI.2.2 Ouvrage d'entonnement amont :

L'ouvrage d'entonnement amont comprend :

- ◆ Une grille en béton pseudo-circulaire de 20 m de longueur développée et de 5 m de hauteur, surmontant un seuil calé à la cote 595 m,
- ◆ Un entonnement convergent vers la section d'entrée de la galerie de fuite qui contrôle le débit entrant dans la galerie.

Compte tenu des vitesses atteintes au droit de la section de contrôle (16,54 m/s), l'entonnement est blindé sur les derniers 5 m de longueur avant la section de contrôle.

A l'avant immédiat de la section de contrôle est prévu un reniflard constitué d'une conduite en acier, d'un diamètre de 0,8m, placé en tranchée le long du talus amont et débouchant au niveau du couronnement de la digue. Ce reniflard permet d'assurer un écoulement libre dans la galerie.

VI.2.3.Ouvrage d'entrée :

L'ouvrage est constitué d'une prise dont la géométrie a été choisie pour essayer de rendre la pression en tous points positive et éviter la présence de zones de cavitation. L'entrée de la prise est située à la cote 595m soit 5 m au-dessus du fond de la retenue. Cela permet de faire transiter l'écoulement à travers le pertuis.

L'écoulement dans un ouvrage d'entrée est fortement influencé par la géométrie de ce dernier. Le coefficient de débit C_d dépend de l'ouverture a , de la hauteur d'eau amont h_1 et de l'angle initial (voir Figure VI.4).

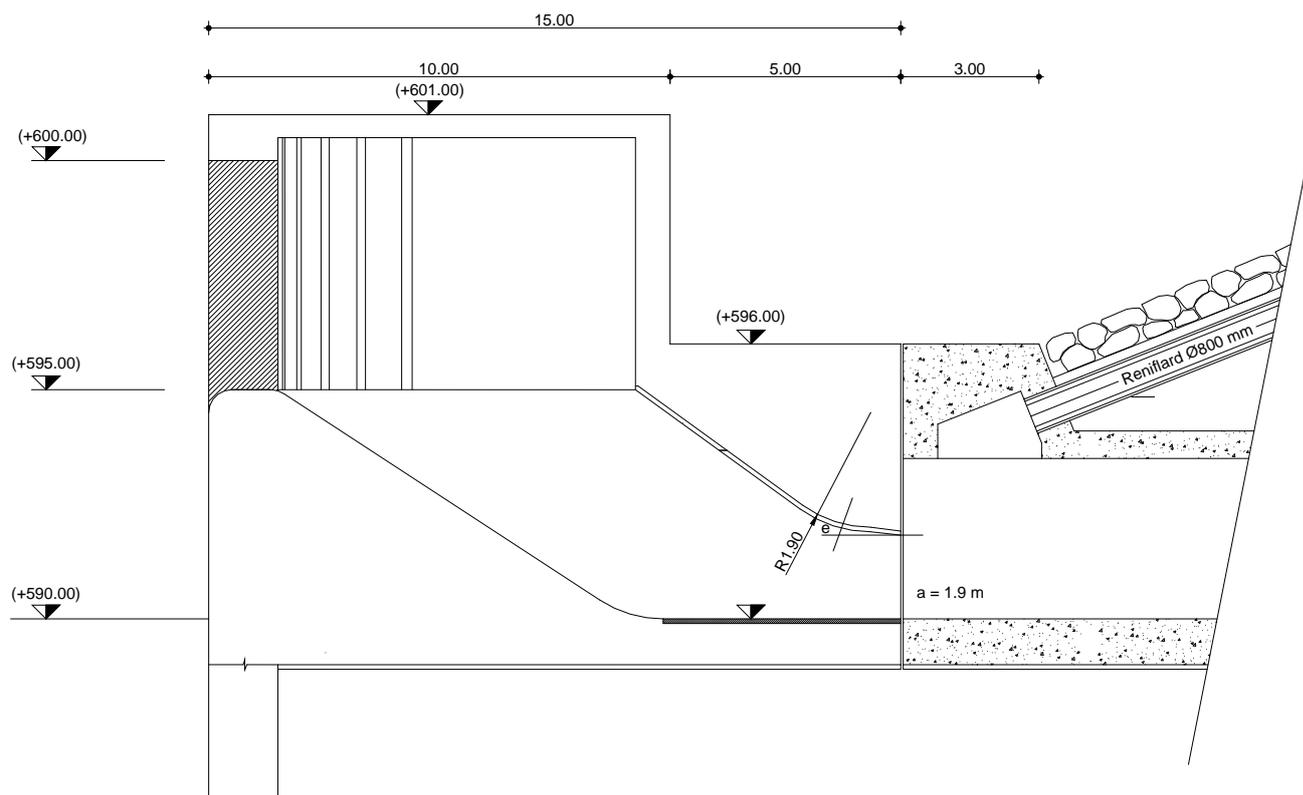


Figure VI.4 : Géométrie de l'entonnement

Le coefficient de débit est calculé avec la relation suivante toute en respectant les conditions suivantes : $15^\circ \leq \varepsilon \leq 45^\circ$ et $0.33 \leq d/a \leq 2$ (référence.15)

$$C_d = C_{d0} \cdot \exp\left[-\frac{A}{2} \left(1 - \frac{\varepsilon^2}{6}\right)\right] \quad \text{ou} \quad A = \frac{a}{h_1} \quad \text{et} \quad C_{d0} = 0.98 \left[\frac{4 + 5e^{-0.76\varepsilon}}{9}\right]$$

La liste des valeurs déterminantes et les résultats du calcul du coefficient de débit. Une inclinaison de 25° a été choisie dans le tableau suivant :

Tableau VI.4: Calcul du coefficient de débit

Inclinaison		[°]	25
Hauteur d'eau amont	h_1	[m]	24
Ouverture	a	[m]	1.9
Rapport a/h_1	A	[-]	0.079
Coefficient de débit de base	C_{d0}	[-]	0.83
Coefficient de débit	C_d	[-]	0.80

VI.3.Aération :

Pour garantir une transition de l'écoulement en charge en un écoulement à surface libre et donc éviter des sous-pressions dynamiques, un apport d'air à été prévu juste à l'aval de l'ouvrage d'entrée.

Selon l'United States Army, Corps of Engineers (USCE), le débit d'air Q_a nécessaire est déterminé avec (*):

A l'aval de l'ouvrage d'entrée, l'écoulement se contracte depuis la hauteur d'ouverture jusqu'à la hauteur aval $h_c = C_c \cdot a$. Le coefficient de contraction C_c est calculé avec :

$$C_c = \frac{1}{2} A \cdot C_d^2 \left[1 + \left(1 + \left(\frac{2}{A \cdot C_d} \right)^2 \right)^{0.5} \right] \quad \text{d'où} \quad C_c = 0.826$$

$$\frac{Q_a}{Q_w} = 0.03 \cdot (F_{rc} - 1)^{1.06} \dots\dots\dots(*)$$

S : section critique, $S = 1.57 \times 3.50 = 5.5 \text{ m}^2$

Avec : Q_w : Débit d'eau dans le pertuis [m^3/s],

F_{rc} : Nombre de Froude dans la section contractée

La section prévue du canal d'aération est circulaire d'un rayon r_a de 0.5 m. La vitesse dans la conduite d'aération doit être inférieure à la valeur limite : $V_a = 50 \text{ m/s}$. Cette dernière est déterminée avec :

$$V_a = \frac{Q_a}{\pi r_a^2} < 50$$

La liste les différents résultats concernant l'aération du pertuis représentent dans le tableau suivant :

Tableau VI.5 : Calcul de l'aération

Débit d'eau max	Q_w	m^3/s	109,14
Hauteur contractée	h	m	1,57
Nombre de Froude dans la section contractée	F_{rc}	[-]	5.10
Débit d'air	Q_a	m^3/s	14.72
Vitesse de l'air dans la conduite	V_a	m/s	18.75

La vitesse reste inférieure à 50 m/s pour le cas extrême, La compressibilité de l'air ne se fait donc pas sentir et l'écoulement est suffisamment aéré pour éviter le phénomène de cavitation

VI.4. Galerie de vidange :

Il s'agit d'un ouvrage en béton armé construit à l'air libre sur la terrasse limoneuse de la rive gauche. La section de la galerie représente la forme d'un fer à cheval de 3.50 m de largeur et 3.50 m de hauteur. Sa longueur est de 140 m.

Au droit de la section de contrôle, le radier de la galerie est calé à la cote 590 m et sa pente est de 1.4%.

La galerie supporte une hauteur maximale de remblai d'environ 20 m. La galerie sera construite par plots de 12 m de longueur, les joints entre plots étant assurés par des joints "waterstop"

Les valeurs données sur le graphe sont en « cm »

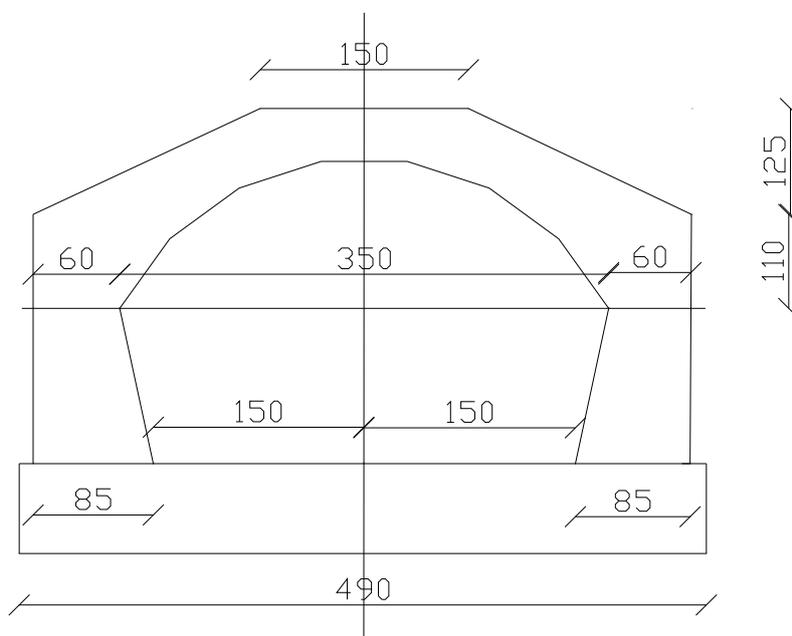


Figure VI.5 : Géométrie de la galerie de vidange

VI.5. Ouvrage de restitution aval :

L'ouvrage de restitution aval comprend :

- ◆ Un divergent en béton armé qui permet de restituer les eaux au niveau de l'oued en aval,
- ◆ Un bassin de dissipation en gros enrochement qui comporte en aval un seuil en enrochements maçonnés de 1.50 m de hauteur permettant d'augmenter le volume de dissipation.

Afin de freiner la vitesse d'écoulement à l'entrée du bassin, la divergente comporte à son extrémité aval des plots en béton armé de 1.25 m de diamètre et de 1.25 m de hauteur disposés en quinconce.

VI.6. Dimensionnement de la galerie du puits de fond :**a- Objet de l'étude :**

Cette note de calcul a pour objet le pré-dimensionnement et le calcul béton armé (génie civil) de la galerie faisant partie du puits de fond du barrage de Tabia, Wilaya de Sidi Bel Abbès.

Le calcul des moments et le ferrailage se fait aux états limites de services à l'aide du logiciel de calcul des structures SAP 8.08.

b- Modèle de calcul :

La galerie est calculée comme un cadre (Figure VI.6), dont les éléments sont les suivants :

- Dalle de couverture ($e = 60$ cm) représentée par les barres CD, DE et EF.
- Paroi ($e = 60$ cm) représentée par les barres AF et BC.
- Radier ($e = 100$ cm) représentée par la barre AB.

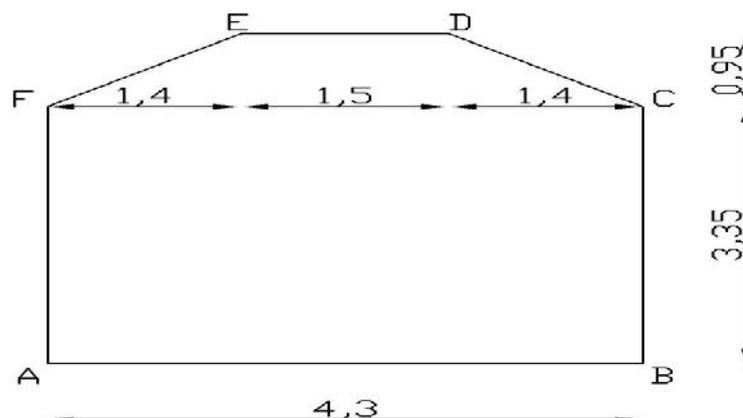


Figure VI.6 : schéma du modèle de calcul

c- Hypothèses de calcul :

Dans les calculs, on prendra en considération le cas le plus défavorable de figure représentée par les combinaisons de sollicitations suivantes :

- Le remblai supérieur est d'une épaisseur de couche de 20 m. Cela concerne le cas le plus défavorable de la galerie après remblayage complet, et le modèle de calcul suppose les nœuds C et F fixes.

- Le calcul se fait dans le sens M_x sur une bande de largeur de 1 m, le moment M_y étant négligeable.

d- Matériaux et données caractéristiques :

Â Béton :

Béton dosé à 400 kg/m³ ciment de classe 325.

Â Résistance caractéristique :

- Compression $f_{c,28} = 25$ MPa
- Traction $f_{t,28} = 2.1$ MPa

◆ Résistance caractéristique admissible :

- ELS $\sigma_b = 15$ MPa

Â Acier

- Acier haute adhérence HA FeE40.
- Limite élastique $f_e = 400$ MPa
- contrainte admissible ELS $\sigma_s = 240$ MPa.

Â Sol

- $\gamma_s = 1,8$ t/m³
- $\gamma_b = 2.5$ t/m³
- Angle de frottement : $\phi = 35^\circ$.

VI.7. Calcul statique :

VI.7.1. Efforts en jeu :

En dehors de son poids propre, la galerie est soumise aux réactions du terrain sur tout son contour :

- Poussée des terres sur les parois ;
- Poids du remblai supérieur sur la dalle de couverture ;
- Réaction du sol sur le radier.

a- Moment dû à la poussée des terres :

Soit une charge trapézoïdale appliquée sur les parois de la galerie, la poussée des terres résultante de :

- $P1 = K \cdot s \cdot h'$ (VI-5)

- $P2 = K \cdot s \cdot h + P1$ (VI-6)

$K = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$ (VI-7)

- $K = 0,27$

- $h = 4,3 \text{ m}$

- $h' = 20 \text{ m}$

D'où:

- $P1 = 97,2 \text{ kN/m}$

- $P2 = 118,10 \text{ kN/m}$.

Tableau VI.7 : Moments dus à la poussée des terres

Élément	Moment en travée (kNm)	Moment aux appuis	
		M (kNm)	M' (kNm)
Paroi AF	-48,11	98,06	-194.13

b-Moment dû au poids du remblai :

Dans ce cas de sollicitation, le remblai au dessus de la dalle est supposé d'une hauteur de 20 m.

C'est une charge uniforme appliquée sur la dalle de couverture d'une valeur de :

$P = 20.18 = 360 \text{ kN/ml}$

Tableau VI.8 : Moments dus au poids du remblai

Élément	Moment en travée (kNm)	Moment aux appuis	
		M (kNm)	M' (kNm)
Couverture DE	114,07	-13,90	
Couverture FE	7,02	-194,13	-13,90

c- Moment dû à la réaction du sol :

Dans ce cas, on considère le poids de la galerie plus le remblai supérieur.

$P = (S_b + s.20.4,3) / 4,3$ (VI-8)

- S : section transversale de la galerie ; $S = 21,24 \text{ m}^2$.

D'où :

$P = 420 \text{ kN/m}$

Tableau VI.9 : Moments dus à la réaction du sol

Élément	Moment en travée (kNm)	Moment aux appuis	
		M (kNm)	M' (kNm)
Radier AB	293,04	608,63	

d- Moment résultant dû la combinaison d'actions relatives au cas de le plus défavorable :

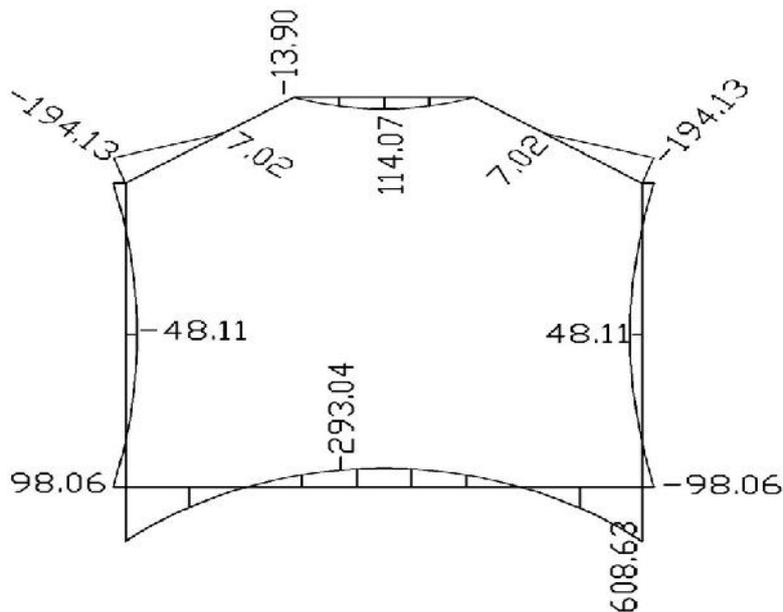


Figure VI.7 : Diagramme des moments résultants

e- Moment résultant dû au cas le plus défavorable :

Tableau VI.10 : Moments résultants

Élément	Moment en travée (kNm)	Moment aux appuis	
		M (kNm)	M' (kNm)
Couverture DE	114,07	-13,9	
Couverture FE	7,02	-194,13	-13,90
Paroi AF	-48,11	-98,06	-194,13
Radier AB	-293,04	608,63	

VI.7.2. Calcul de ferrailage aux états limites de service (ELS) :

Tableau VI.11 : Ferrailage de la galerie

Élément	As en travée (cm ²)	As aux appuis		As, adopté		
		As (cm ²)	As (cm ²)	As (cm ²)	T	esp. (cm)
Couverture DE	9,41	2,24		9,24	14(7)	15
Couverture FE	6,64	16,22*	2,24	9,24(*18,48)	14(7)	15
Paroi AF	3,92	8,07	16,22*	10,05(*20,1)	16(6)	20
Radier AB	13,96	29,48*		14,07(*28,14)	16(8)	15

* :Il faut assurer le recouvrement des barres de ferrailage aux angles A, B, C et F sur une longueur de 70 cm pour avoir une double nappe de ferrailage dans ces zones critiques les plus sollicitées (voir planche N°5).

Chapitre VII

Organisation de chantier

Introduction :

La réalisation du barrage nécessite des moyens matériels qui seront consacrés à l'exécution de l'ouvrage et à connaître les engins mécaniques modernes et rentables destinés à excaver, transporter et bétonner. Le délai de construction de l'aménagement hydraulique peut être respecté en fonction des moyens de l'entreprise.

◆ Travaux de préparation:

- installation du chantier.
- mise en place des pistes et accès au site.

◆ Réalisation de l'évacuateur de crue :

- on réalise l'évacuateur de crue et prise d'eau en parallèle.

◆ Etape de réalisations :

- excavation de la fouille de l'évacuateur le long de la trace à l'aide d'une pelle.
- aménagement du fond du canal.
- aménagement des filtres et des drains.
- ferrailage, coffrage, bétonnage.
- excavation de la fosse d'affouillement.
- protection en enrochement à la sortie de l'ouvrage.

VII.1. Travaux de réalisation :

VII.1.1. Travaux de terrassements :

Pour la réalisation des travaux de terrassements, il est nécessaire d'établir la balance des masses volumiques de terrassement en adoptant les travaux les plus économiques en ce qui concerne la répartition et le transport des matériaux de construction sur le chantier, ainsi que le choix par les caractéristiques techniques des outils mécaniques.

VII.1.2. Travaux d'excavations :

Les différentes opérations d'excavation devront être faites selon les données avancées dans le dossier des plans et le programme général des travaux, ces derniers comprennent le décapage, excavation et mise en dépôt des déblais suivant les étapes suivantes :

- ◆ Décapage de la terre végétale sur l'assise de la digue et la zone d'emprunt, qui sera transporté vers une décharge dans une zone stable sans influence sur le déroulement et le régime des travaux.

VII.1.3. Travaux secondaires :

Cela consiste au travail dont le besoin est de pouvoir exploiter tous les ouvrages dans les meilleures conditions possibles.

- ◆ L'aménagement de la zone d'emprunt.
- ◆ Stabilité des décharges ainsi que leur protection contre l'érosion et leur éloignement des cours d'eau.
- ◆ Reboisement des zones à risque d'érosion au alentour du barrage.

Tous les travaux peuvent être exécutés à partir de l'automne de la première année de construction et au cours de la deuxième année sauf pendant la période humide.

VII.2. Les moyens de chantier :

En ce qui concerne les moyens en personnel, l'entreprise devra indiquer nommément la personne physique responsable du chantier et son intérimaire en précisant leurs titres, références et compétence. Les mêmes indications devront être fournies pour les techniciens spécialisés tels que géotechnicien spécialiste en travaux d'étanchéité, d'injection etc. qui auraient à intervenir sur le chantier.

La construction d'une digue en terre nécessite l'utilisation de nombreux engins mécaniques destiné à scarifier, excaver, transporter, niveler et compacté les matériaux.

On peut distinguer le matériel de compactage, la fonction les caractéristiques principales et le rendement des différents engins de terrassement et de compactage susceptible d'être utilisés lors de la réalisation du petit barrage.

A- Les moyens humains :

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétent pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

B- Les engins de terrassement :

Le matériel général de terrassement comprend les engins traditionnels mis en oeuvre pour la constitution des fouilles d'assise du barrage, l'extraction et / ou le transport des matériaux et la réalisation des finitions (remblai- enrochement ...).

- ◆ Le bulldozer.
- ◆ Pelle mécanique.
- ◆ Chargeur à pneu ou à chenilles.
- ◆ Décapeuse.
- ◆ Les niveleuses et les camions.

Le compactage des remblais est une phase très important parce que cette opération est liée d'une façon directe à l'étanchéité de l'ouvrage. On fait appel aux engins suivants:

- ◆ Les compacteurs à pneus : Ils conviennent pour le compactage de tout type de sol.
- ◆ Les compacteurs à rouleaux vibrant : Ils sont utilisés pour le compactage des matériaux à angle de frottement élevé, tels les enrochements ou les sables à granulométrie serrée.

Les compacteurs à pied dameurs (à pied de mouton) : Ils conviennent pour le compactage des sols fins.

C- Le matériel de bétonnage :

On utilise le plus souvent des bétonnières pour la fabrication du béton nécessaire pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur).

D- Le matériel spécifique :

On utilise comme matériel :

- ◆ Les engins de forage et d'injection.
- ◆ Le matériel pour la fabrication des produits bitumineux.

VII.3. Programme des travaux :

Un programme d'exécution des travaux sous la forme d'un diagramme de Gantt. Le programme est basé sur les suppositions suivantes :

- Un délai de 6 mois pour la mobilisation de l'entreprise et l'installation du chantier.
- La dérivation de l'oued au début du premier hiver (en supposant que la mobilisation commencera au début de l'année).
- Le remblai sera posé à un taux moyen d'à peu près 2 000 m³/jour.
- La fermeture de la dérivation provisoire se réalisera au début de l'hiver de la deuxième année de construction.

La durée des chantiers dépendra bien sûr des moyens engagés par l'(les) entreprise(s). Pour l'établissement du programme des travaux donnés dans la planche N ..., ont été adoptés des rendements pouvant être raisonnablement respectés par des entreprises de taille moyenne.

Pour les rendements les plus caractéristiques.

VII.4. Planification :

VII.4.1. 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 ;
- Définition des objectifs et des attributions ;
- Simplification des méthodes ;
- Stabilisation des postes de travail.

VII.4.2. Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- ◆ Méthodes basées sur le réseau.
- ◆ Méthodes basées sur le graphique.

VII.4.2.1. Méthodes basées sur le réseau :

A- 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.

B- 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 ;

VII.4.2.2. 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: analysé 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.

VII.4.2.3. relations entre les tâches :

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

VII.4.2.4. les paramètres de la méthode C.P.M :

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

Tableau VII.1 : les paramètres de la méthode C.P.M

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 :

$$\begin{cases} \text{DFP} = \text{DCP} + \text{TR} \\ \text{DCPP} = \text{DFPP} - \text{TR} \end{cases}$$

VII.4.2.5. 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 :

$$\text{C.C} \iff \begin{cases} \text{MT} = 0 \\ \text{TR}_{\text{C.C}} = \text{D.T.P} \end{cases}$$

VII.4.2.6. Attribution des durées de chaque opération :

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
- Dimensions du projet.

En utilisant les normes C.N.A.T, on pourra appliquer la formule suivante:

$$T = \frac{Q \cdot N}{n}$$

Avec :

- Q** : Quantité de travail
- N** : Rendement
- n** : Nombre d'équipes

VII.5. Les plannings :

Il existe trois types du plan de travail :

VII.5.1. Plan du travail au plus tôt :

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

VII.5.2. Plan de travail au plus tard (PTPP) :

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

VII.5.3. Plan de travail intermédiaire :

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date au plus tôt et date au plus tard ; l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

VII.6. Délai de construction et programme des travaux :

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches.

Le déroulement du travail dans un ordre correct, c'est-à-dire, une bonne succession des opérations.

Le respect des délais de réalisation pour chaque opération. Faire le travail le plus économiquement possible.

Ainsi, cette rationalisation des travaux est tributaire de certaines conditions à savoir la mécanisation maximale des travaux, disponibilité d'un matériel de construction de haut rendement asservi par du personnel qualifié ; bon état du réseau routier servant à l'exécution des opérations de transport; la combinaison dans le temps de différents travaux sur plusieurs fronts sans en pénaliser leur bonne réalisation.

VII.7. Symboles des différentes opérations :

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VII.2 : symboles des opérations

<i>Travaux</i>	<i>Opérations</i>	<i>Duré (mois)</i>
Travaux routiers	A	2
Installation de chantier	B	4
Pré batardeau	C	2
Galerie de dérivation	D	4
Batardeau	E	5
Excavation du barrage	F	4
Recharges du barrage	G	12
Excavation de l'évacuateur de crue	H	3
Construction de l'évacuateur de crue	I	7
Bassin d'amortissement de E.C	J	3
Prise d'eau et conduite	K	6
Bassin d'amortissement de V.F	L	1
Équipements hydromécaniques	M	2
Travaux de finition	N	4

VII.8. Détermination des chemins critiques :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Ainsi on obtient les résultats consignés dans le tableau suivant :

Tableau VII.3 : Détermination des chemins critiques

Opération	TR	D.P		D.F.P		M.T
		D.C.P	D.F.P	D.C.P.P	D.F.P.P	
A	2	0	2	0	2	0
B	4	2	6	2	6	0
C	2	6	8	6	8	0
D	3	8	11	8	11	0
E	5	11	16	11	16	0
F	4	16	20	16	20	0
G	12	20	32	20	32	0
H	3	6	9	19	22	13
I	7	9	16	22	29	13
J	3	16	19	29	32	13
K	1	8	9	23	24	15
L	6	9	15	24	30	15
M	2	15	17	30	32	15
N	4	32	36	32	36	0

D'après le chemin critique, le temps de réalisation égale à $2+4+2+3+5+4+12+4=36$ mois

Conclusion :

En prenant les prix unitaires utilisé auparavant sur l'annexe N°VII, le cout de réalisation de l'ouvrage sera de l'ordre de 64.587.500.000 DA

Le diagramme de GANT réalisé dans ce travaille donne le programme de construction a suivre.

L'objet de ce chapitre la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir, dans les meilleures conditions possibles, les travaux à exécuter pour sa construction. Malgré les problèmes auxquels nous sommes heurtés (tels que manque de documents détaillés), nous avons essayé d'englober tous les points qui touchent à l'organisation de chantier.

Chapitre VIII

Protection et sécurité de travail

Introduction :

Les forces productives de la société sont d'autant plus réduites que le nombre d'accident de travail et de maladies professionnelles augmentent. En Algérie, une perte considérable en temps et en argent a été ressentie suivant les données de la sécurité sociale. Les causes les plus fréquentes sont dues aux objets en cours de manutention ainsi qu'aux emplacements de travail, les surfaces de circulation et les masses en mouvements.

L'esprit négatif des accédants et maladies professionnelles se répercute sur la production et sur le plan financier et humain qui n'est autre que le capital le plus précieux de ce pays.

Notre objectif essentiel est de réduire au maximum la fréquence et la gravité des accidents. Pour cela, il a été élaboré un certain nombre de consignes et de règlements que l'on appelle "sécurité du travail".

L'esprit de sécurité doit régner dans une enceinte de travail, ce qui permettra de façon efficace de réduire le taux d'accidents ; La direction et le service de sécurité au personnel en lui.

VIII.1. Causes des accidents de travail :

Les différents facteurs réagissant les causes d'accédants de travail se subdivisent en deux catégories : l'une se traduit par les facteurs humains, l'autre par les facteurs matériels.

VIII.1.1. facteurs humains :

Ces facteurs concernent les actions dangereuses dans le travail dues au comportement de nature humaine qui nécessite dans certains cas l'intervention d'un médecin et d'un psychologue tel que :

- La négligence des travailleurs.
- La fatigue excessive.
- Manque de concentration.
- L'agitation.
- La nervosité.
- Inaptitude mentale ou physique.
- Taux d'erreur important.

VIII.1.2. facteurs matériels :

Les causes d'accidents d'origine matérielle évoluent généralement pendant l'exécution des travaux. Elles proviennent :

- ☞ Des outils et engins utilisés (implantation, entretien).
- ☞ Du lieu de travail (éclairage, conditions climatiques).
- ☞ Des conditions d'hygiène et de sécurité (ventilation, production).
- ☞

VIII.2. Causes des maladies professionnelles :

■ Les poussières

Par son inhalation, la poussière est l'un des facteurs qui cause le plus de maladies graves. Parmi ces maladies nous pouvons citer la silicose due aux poussières de silicium qui est l'une des plus graves et des plus fréquentes des maladies professionnelles, notons également l'asbestose due aux poussières d'amiante, ainsi que la sidérose due aux poussières d'oxyde de fer.

Ces maladies se traduisent par un certain nombre de symptômes tels que :

- dyspnée : au début difficulté de respirer, c'est une dyspnée d'effort, puis cela aboutit à une insuffisance respiratoire plus importante.
- l'hémoptysie : expectoration sanglante avec risque de tuberculose.

■ Le bruit

Les surdités professionnelles surviennent par traumatismes sonores dus à la nocivité du bruit pour l'oreille interne, surtout les bruits impulsifs inférieurs à une seconde et aigus, c'est une surdité de perception parce qu'elle se situe au niveau de l'oreille interne.

Nous pouvons citer comme exemple le marteau piqueur qui donne une surdité de perception avec une notion à clarifier : une durée minimale d'exposition de deux années, déficit audimétrique bilatéral par lésions cochléaires irréversibles, c'est-à-dire ne s'aggravant plus après cessation d'exposition aux risques, le marteau piqueur donne également des tendinites aux niveaux des coudes et des poignets par microtraumatismes dus aux vibrations.

VIII.3. Conditions dangereuses dans le chantier :

- Installation non protégée ou mal protégée.
- Outillages, engins et équipements en mauvais état.
- Matière défectueuse, stockage irrationnel.
- Protection individuelle inexistante.

- Défauts dans la construction.
- Eclairage défectueux.
- Facteur d'ambiance impropre.
- Conditions climatiques défavorables.

VIII.3.1. Methode et moyens de prévention :

- Assurer une protection individuelle.
- Assurer un entretien continu.
- Prudence demandée.
- Eviter toute cadence supérieure à la normale.
- Assurer aux installations des protections.
- Utiliser des protections (gardes corps).
- Assurer un stockage rationnel.

VIII.4. Actions dangereuses :

- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Imprudence durant le travail.
- Suivre un rythme de travail inadapté.

VIII.4.1. Methode et moyens de prévention :

- Demander l'autorisation d'agir et avertir.
- La protection individuelle est obligatoire.
- Développer l'esprit de sécurité et d'hygiène.
- L'intervention à une meilleure utilisation.
- Veiller à une meilleure utilisation.

VIII.5. Calcul du débit d'air nécessaire à 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 aérer.

VIII.5.1. 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 suivant :

Tableau VIII.1 : 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'équifriction :

Cette méthode est basée sur la vitesse admissible au niveau du dernier tronçon, elle est prise égale à (2 m/s).

Pour notre cas on utilise la méthode dynamique.

VIII.5.2. 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 :

$$Q = \frac{f \cdot V \cdot D^2}{4} \text{ (m}^3\text{/s)} \quad \text{D'où : } D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{f \cdot V}} \text{ (m)}.$$

Conclusion :

Une source ininterrompue de déboire, de retards et de pertes dans l'entreprise provient des accidents survenant au personnel ; de simples petites meurtrissures aux mortelles.

Des milliers d'accident graves ont leurs origines dans de simples blessures qu'on aurait pu éviter par l'emploi de dispositifs de sûreté (casque, gants masques, lunette...).

Tous ces accidents ainsi que les détériorations du matériel qui les accompagnent fréquemment sont d'autant plus regrettables qu'ils sont presque exclusivement dus à la négligence et à l'inobservation des règles les plus élémentaires de sécurité.

Conclusion générale :

Dans le cadre de ce travail de fin d'étude, nous avons essayé de traiter et d'étudier en détail les principales caractéristiques d'un barrage d'écrêtement (protection contre les inondations). Ce travail à permis de tirer les conclusions suivantes :

- D'un point de vue géologique, le site proposé est favorable à l'implantation d'un tel type d'ouvrage, aussi bien pour le barrage ainsi que sa cuvette.
- La topographie de la cuvette de l'oued MEKERRA est caractérisée par une pente raide, on constate cependant un resserrement nodal au droit de l'axe du futur barrage.
- On constate que les zones d'emprunt prospectées sont très vastes et recèlent des volumes très importants, bien au-delà des besoins nécessaires pour la réalisation du corps de la digue.
- La disponibilité en quantité suffisante de matériaux granulaires de qualité pour la fabrication de béton et du limon, on a opté pour la variante d'un noyau étanche de digue zonée.
- Les résultats obtenus par le biais de ce travail sont satisfaisants. Donc, le site proposé pour la réalisation de cet ouvrage est favorable tant sur le plan technique que sur le plan économique.

Enfin, un barrage doit demeurer un ouvrage d'étude simple, de réalisation et d'entretien simple. Mais ce critère de simplicité doit toujours laisser le pas au critère de sécurité. Malheureusement, pour le concepteur d'un barrage, la simplicité ne veut pas dire facilité.

Références bibliographiques :

- 01** : V. VOLKOV : Guide de la thèse de fin d'études. ENSH Blida. 1986.
- 02** : B. TOUAIBIA : Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida. Mars 2004.
- 03**: B. TOUAIBIA et B. BENLAOUKLI : introduction au dimensionnement des retenues collinaires. ENSH Blida. Avril 2004.
- 04** : CIGB : Barrages en remblai, filtre et drain granulaire. Bulletin 95. 1994.
- 05**: CIGB. Calcul statique des barrages en remblai. Bulletin 53. 1986.
- 06**: CIGB : Choix de la crue de projet, 1984.
- 07** : G.REMENIERAS « Hydrologie de l'ingénieur » édition Eyrolles, 1986.
- 08**: GERARD DEGOUTTE : petits barrages. Recommandation pour la conception, la réalisation et les suivis, Comité français des grands barrages. Edition Cemagref. France, 1977.
- 09**: N.KREMENETSKI, D.SCHTERENLIHT, V.ALYCHEV, L.YAKOVLEVA :
Hydraulique. Editions.MIR.MOSCOU, 1985.
- 10** : P. GALABRU : Equipement général des chantiers et terrassement. Eyrolles. Paris. 1971.
- 11**: R. ROLLEY : Technique des barrages en aménagement rural. Edition Eyrolles. Paris 1977.
- 12** : Logiciel SAP -Version 8.08.
- 13** : Rapport d'étude de fusibilité (bureau d'étude suisse).
- 14** : Hager W.H., Sinniger R.O.; Constructions hydrauliques; Traité de Génie Civil, Volume15; Presse polytechniques romandes ; 1989.
- 15** : Guerrin A. ; Traité de béton armé, Tome 8.

Tableau **B1** : Laminage de la crue déca millénaire, détails de calcul pour L=30 m

Temps (heure)	Qe (m3/s)	Volume utile (m3)	Niveau (m)	Débit pertuis (m3/s)	Débit évacuateur (m3/s)	Q sortant (m3/s)
0	0	0	602,84	77,58	0	77,58
1	29,3	8124	602,86	77,66	0	77,66
2	117,2	32498	602,88	77,73	0	77,73
3	263,4	436145	603,31	79,25	0	79,25
4	468,3	1463224	604,29	82,61	0	82,61
5	731,6	3319871	605,64	87,03	0	87,03
6	1053,6	6213224	607,1	91,57	0	91,57
7	1434	10354182	608,67	96,21	0	96,21
8	1873	15953177	610,29	100,78	8,3	109,08
9	1543,3	21580440	611,55	104,19	102,57	206,76
10	1254,76	25723110	612,38	106,38	195,16	301,54
11	1004,63	28600215	612,9	107,73	262,5	370,23
12	790,17	30427430	613,22	108,55	307,12	415,68
13	608,63	31405249	613,4	109,01	333,23	442,24
14	457,28	31717154	613,45	109,14	340,61	449,75
15	333,35	31524055	613,42	109,06	336,18	445,24
16	234,13	30962995	613,32	108,81	321,54	430,35
17	156,85	30147987	613,17	108,42	300	408,42
18	98,77	29171816	613	107,99	276,19	384,18
19	57,16	28110745	612,81	107,5	250,37	357,87
20	29,27	27016788	612,61	106,98	224,13	331,11
21	12,35	25934845	612,42	106,49	200,1	306,59
22	3,66	24894086	612,23	105,99	177,01	282,99
23	0,46	23912033	612,06	105,54	157,16	262,7
24	0	22998264	611,87	105,04	135,92	240,96

Tableau B2 : Laminage de la crue déca millénaire, détails de calcul pour L=40 m

Temps (heure)	Qe (m3/s)	Volume utile (m3)	Niveau (m)	Débit pertuis (m3/s)	Débit évacuateur (m3/s)	Qsortant (m3/s)
0	0	0	602,84	77,58	0	77,58
1	29,3	8124	602,86	77,66	0	77,66
2	117,2	32498	602,88	77,73	0	77,73
3	263,4	436145	603,31	79,25	0	79,25
4	468,3	1463224	604,29	82,61	0	82,61
5	731,6	3319871	605,64	87,03	0	87,03
6	1053,6	6213224	607,1	91,57	0	91,57
7	1434	10354182	608,67	96,21	0	96,21
8	1873	15953177	610,29	100,78	11,07	111,85
9	1543,3	21580440	611,54	104,17	135,44	239,61
10	1254,76	25723110	612,34	106,28	253,68	359,96
11	1004,63	28600215	612,82	107,52	335,62	443,14
12	790,17	30427430	613,09	108,22	384,95	493,17
13	608,63	31405249	613,22	108,55	409,5	518,05
14	457,28	31717154	613,23	108,58	411,41	519,99
15	333,35	31524055	613,15	108,37	396,22	504,59
16	234,13	30962995	613,01	108,01	370,1	478,11
17	156,85	30147987	612,84	107,57	339,19	446,77
18	98,77	29171816	612,64	107,06	304	411,06
19	57,16	28110745	612,44	106,54	270,12	376,66
20	29,27	27016788	612,23	105,99	236,01	342
21	12,35	25934845	612,03	105,46	204,98	310,44
22	3,66	24894086	611,81	104,88	172,58	277,46
23	0,46	23912033	611,6	104,33	143,43	247,76
24	0	22998264	611,41	103,82	118,66	222,48

Tableau B3 : Laminage de la crue déca millénaire, détails de calcul pour L=50 m

Temps (heure)	Qe (m3/s)	Volume utile (m3)	Niveau (m)	Débit pertuis (m3/s)	Débit évacuateur (m3/s)	Qsortant (m3/s)
0	0	0	602,84	77,58	0	77,58
1	29,3	8124	602,86	77,66	0	77,66
2	117,2	32498	602,88	77,73	0	77,73
3	263,4	436145	603,31	79,25	0	79,25
4	468,3	1463224	604,29	82,61	0	82,61
5	731,6	3319871	605,64	87,03	0	87,03
6	1053,6	6213224	607,1	91,57	0	91,57
7	1434	10354182	608,67	96,21	0	96,21
8	1873	15953177	610,29	100,78	13,83	114,61
9	1543,3	21580440	611,53	104,14	167,66	271,79
10	1254,76	25723110	612,31	106,2	311,03	417,22
11	1004,63	28600215	612,74	107,32	401,8	509,11
12	790,17	30427430	612,97	107,91	453,43	561,34
13	608,63	31405249	613,03	108,06	467,24	575,31
14	457,28	31717154	613,06	108,14	474,2	582,34
15	333,35	31524055	612,92	107,78	442,03	549,81
16	234,13	30962995	612,75	107,34	404	511,34
17	156,85	30147987	612,56	106,85	362,86	469,71
18	98,77	29171816	612,35	106,3	319,14	425,44
19	57,16	28110745	612,14	105,75	277,33	383,08
20	29,27	27016788	611,92	105,17	235,68	340,86
21	12,35	25934845	611,67	104,51	191,19	295,7
22	3,66	24894086	611,45	103,93	154,68	258,6
23	0,46	23912033	611,26	103,42	125,3	228,71
24	0	22998264	611,08	102,93	99,43	202,36

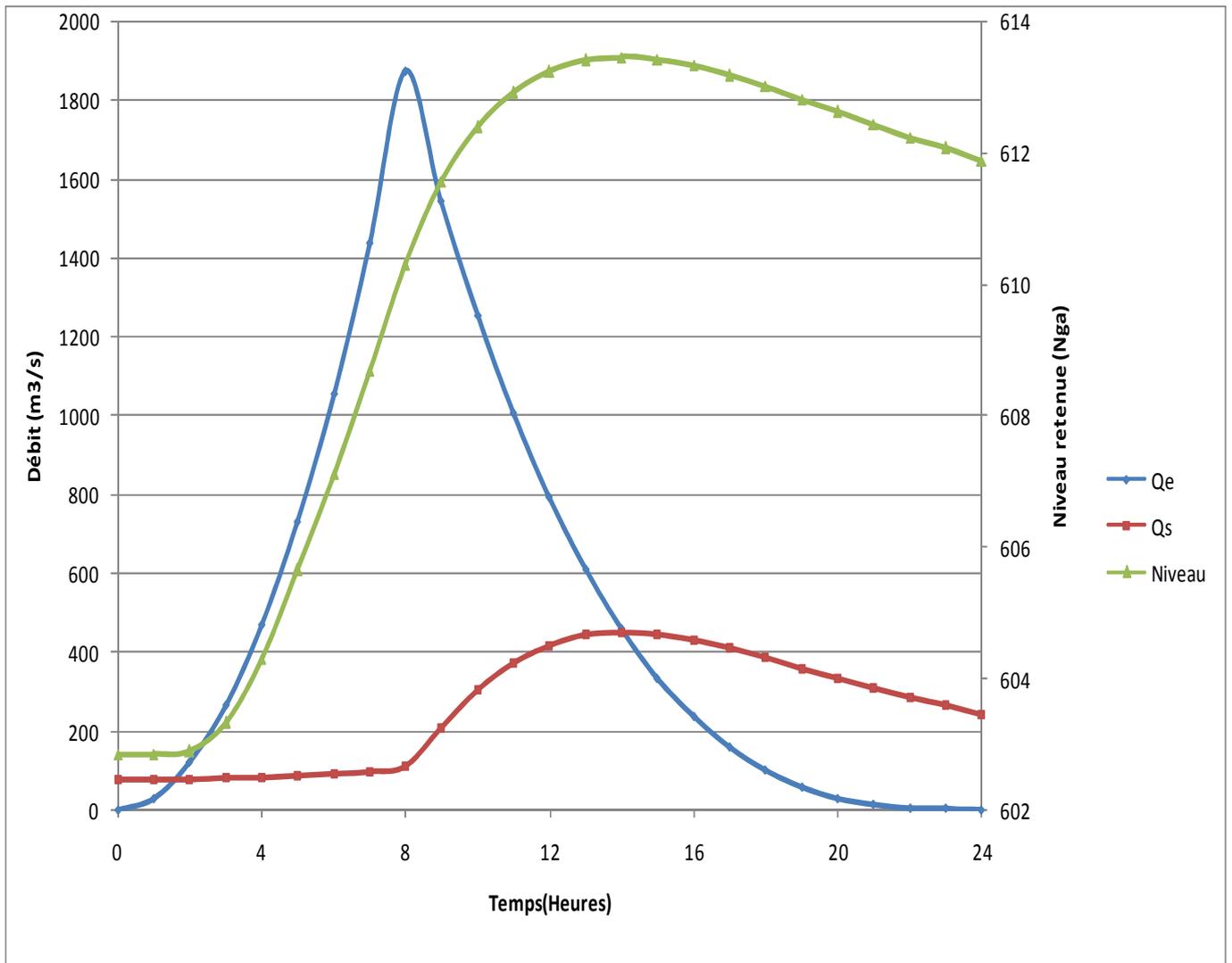


Figure B1 : Laminage du crues pour $L=30\text{m}$

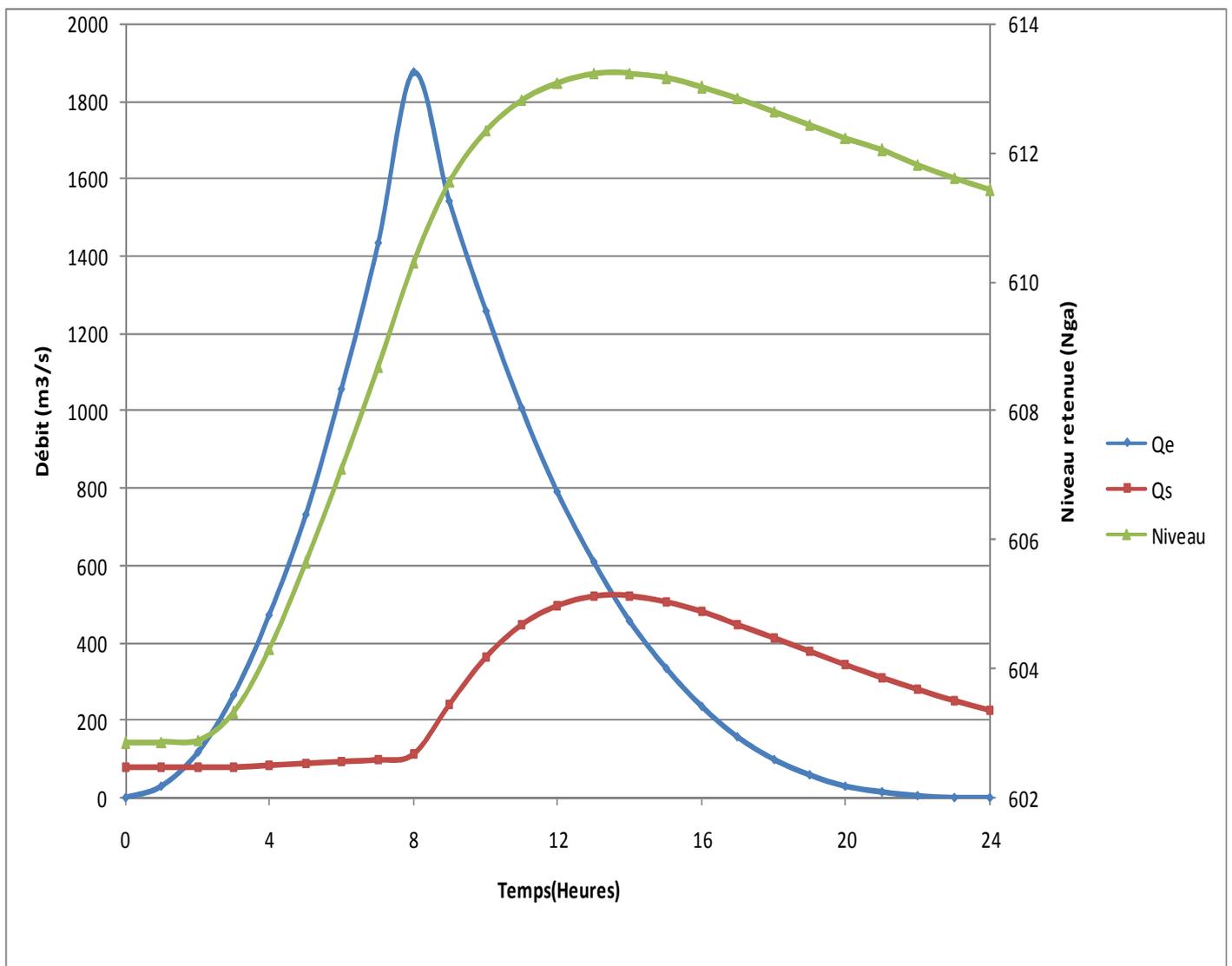


Figure B2 : Laminage du crues pour L=40m

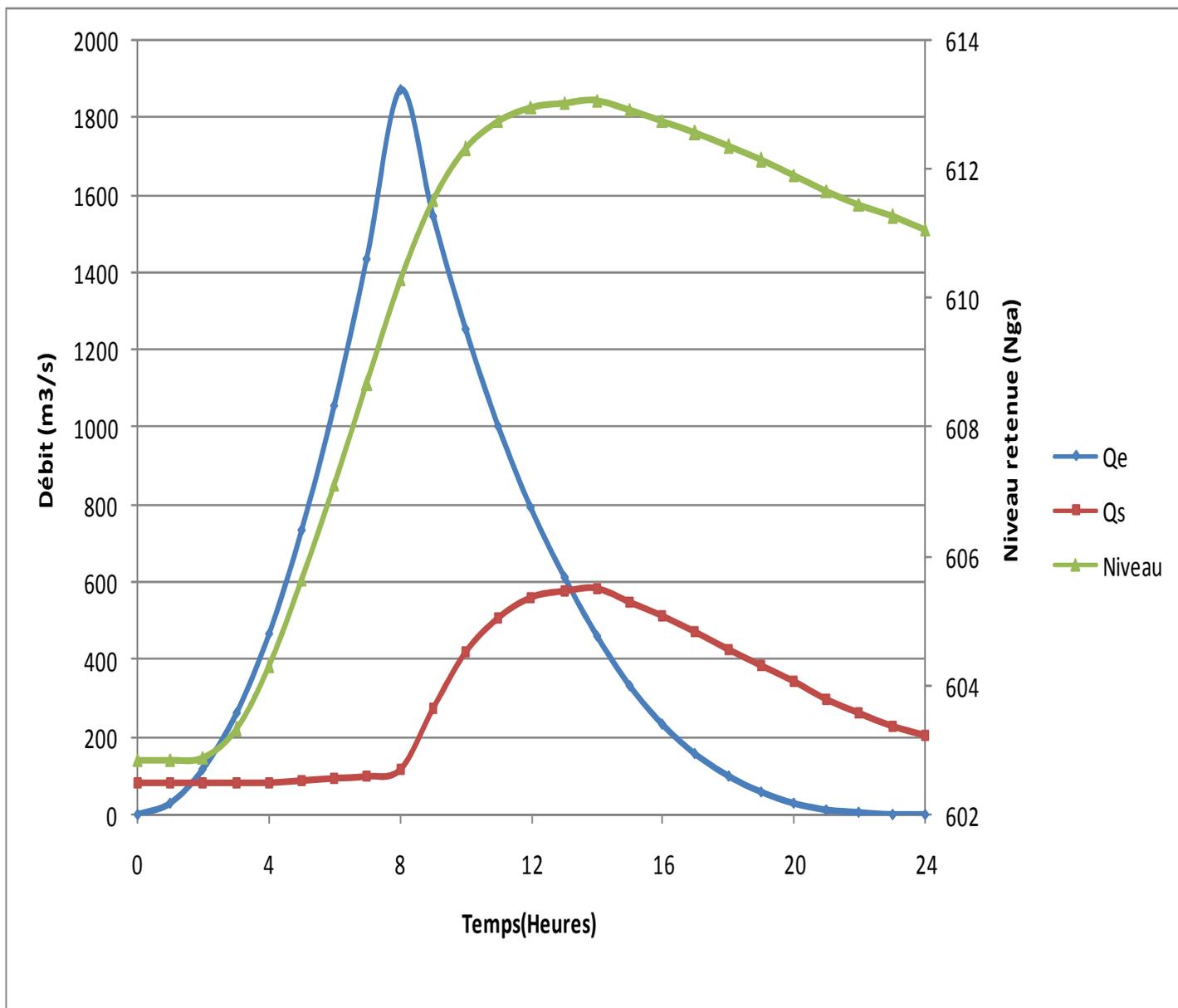


Figure B3 : Laminage du crues pour L=50m

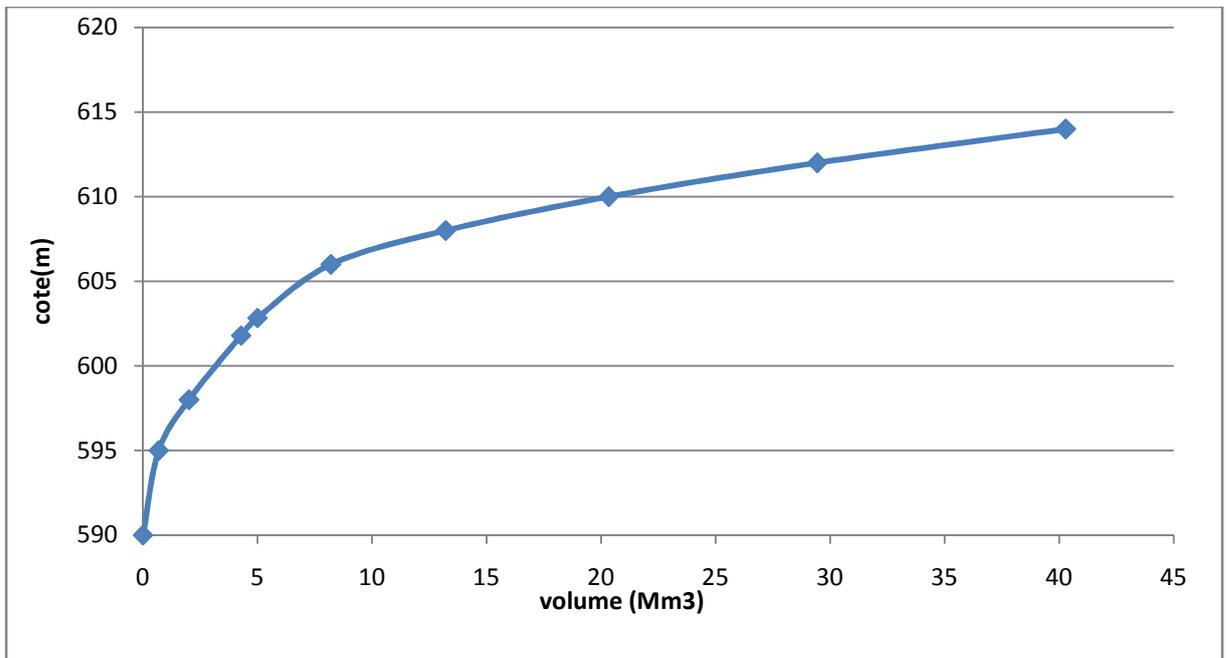


Figure III.13 : courbe capacité-hauteur

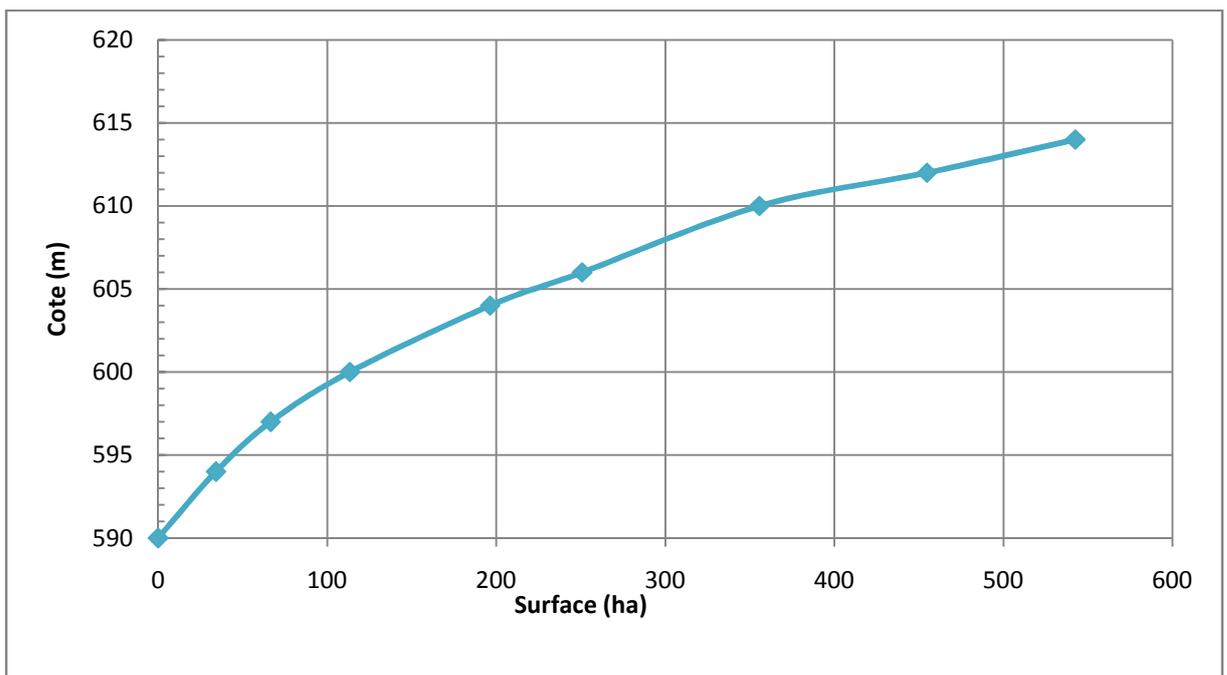


Figure III.14 : courbe surface-hauteur

Tableau .A1 : Pluies moyennes mensuelles et annuelles à la station El Hacaiba (110203)

Année	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	total
1963	17,4	9,6	30,5	61,3	59,3	41,5	26,6	94,6	27,5	51,8	0	0,5	421
1964	39,4	25	27,2	17,9	48,5	63,6	30,7	83,4	16,7	5,4	0	13,5	371
1965	8,9	31,7	22,9	15,5	33,8	0,5	59,2	161,9	43,8	2,5	5	7,1	393
1966	44,6	60,7	39,9	45,2	61,5	37,2	8,2	19,4	5,1	22,2	0	12,9	357
1967	35	64,1	63,2	31	33,7	42,9	34,6	2,7	29,1	23,4	8,4	0	368
1968	65,6	10,6	25,1	86,5	78,9	19,9	36,4	23,5	26,8	16	7,2	8,3	405
1969	15,3	1,5	10,3	107,9	45,9	0	16,5	36,5	8,3	15,6	0	0	258
1970	6,2	28	17,5	32,5	13	85,5	38	55	19	8,3	0,5	0,2	304
1971	11	9	13,5	18	30	25	60	42	20,5	9,7	6	0	245
1972	0,3	5,5	25	30,6	16	23	24	33,7	19,5	6,2	0,4	0	184
1973	1,9	9,5	15,8	17,5	35,5	7,9	53,5	66	22,5	16,2	0,8	0,4	248
1974	3,2	10	12,5	27,5	19	35	50,2	18	13,8	6,8	8	0	204
1975	4,5	7	14	30,5	28	30,5	44,6	53	18,8	13,6	7	0,8	252
1976	3,6	4	0	19,5	25,8	38,5	53,9	33	80,1	7,7	0	5,9	272
1977	1,8	0	39,9	87,4	14,8	54,9	17,9	42	24,6	38,1	6	0,9	328
1978	11,8	119,1	33,7	39,3	65,9	1,7	36,5	57,7	15,6	0	0	0	381
1979	5,8	11,8	9,2	17,6	57,7	4,4	62,9	64,5	33,7	0,9	17,4	2,1	288
1980	23,2	11,1	108,4	35,7	69,6	29,3	103,6	35,6	56,5	3,9	0,3	5,4	483
1981	35,7	41,9	32,2	16,8	24,7	40,8	128,6	39,2	12,5	37,9	0,2	0	411
1982	17,7	21	28,9	79,2	3,9	77,2	96,5	74,4	3,1	11,4	9,6	1,5	424
1983	4	29,9	19,3	28,5	4,4	48,1	74,9	144,7	106,5	10,7	7,1	9,1	487
1984	25	2,6	48,4	11,2	20	60,4	24,4	73,7	49,3	30,2	39	34,7	419
1985	23,7	55,4	20	43	61,4	7,5	21,4	9,9	55,3	18,4	3	6,7	326
1986	7,8	63,6	83,7	13,5	41	21	11,1	0	15,7	0,3	0	4,8	263
1987	0,5	53,6	31,2	38,5	33,8	91,7	27,4	23,9	11,6	11,2	1	1	325
1988	20,7	22,2	50,2	49,7	2,2	16,9	81,1	24,5	10,3	0,8	0	12,5	291
1989	14,1	10,2	25,2	85,7	13,9	41,8	30,4	51,5	12	8,3	0	0	293
1990	10,1	0	43,3	22,7	16,5	58,6	0	53,4	38,2	15	0	7	265
1991	26,1	69,4	51	76,4	0	10,5	7,9	1,5	3,5	9,9	0	4,5	261
1992	10	55,5	6,5	24,1	18,6	32,4	29,1	9,6	49,3	4	0	3,2	242
1993	4,6	2,2	84,3	19,1	31,4	3,5	30,6	21,2	40,8	0,3	6,5	18,7	263
1994	4,7	7,3	63,7	31,5	16	30	40,7	16,8	0	0	0	5,5	216
1995	15	53,1	98,5	34,7	16,4	50,3	0	51,5	16	0,6	2	0,3	338
1996	19	2	26,9	13,3	27,9	13,2	2,1	14	7,5	2,1	1	0,8	130
1997	1,4	57,6	34,6	33	12,9	10,5	6,8	13	20,6	3,5	0	2,4	196
1998	30	5,6	11,5	19,5	61,1	2,2	15	77,5	29,7	6,4	0	7,6	266
1999	49,1	19,3	17,9	36,1	25,1	31,4	83,7	10,4	13,9	2,5	1	1,4	292
2000	15,1	32,3	8,7	19,4	11,1	18,4	55,5	47,6	92,4	21,5	31,1	2,3	355
2001	18,7	18	32,3	19,1	0,5	49,3	14,6	32,7	32,6	0	3,8	0,5	222
2002	26,4	14,8	62,4	18,6	61	20,5	10,8	32,5	27,5	0,8	2,2	6	284
2003	57,3	18,4	43	15,7	10,7	19,5	85,1	21,8	8	13	0	13,5	306

2004	5,5	63	6,2	24,3	70	22,9	92,4	43,8	33,3	46,2	2,5	3,8	414
2005	7,7	28,8	22,5	13,4	39,4	0,5	11,3	35,5	8,8	1	3	35	207
2006	97,7	26,5	22	31,8	8,7	30,3	14,8	12,7	38,9	1,2	0	5,8	290
2007	13	30	14,7	21,7	69,3	36,4	48,6	6,7	1,8	0	3	10	255
2008	38,1	26,8	45,4	18,9	0,3	0	2,1	50	31,7	3,9	12,6	1,8	232
2009	2,5	71,1	47,3	13,3	61,8	38,3	1,5	4,5	30,2	1,5	0	0,5	273
2010	24,3	29,1	54,5	13,8	8,25	3,5	17,2	49	41,6	0,2	3,5	26,5	271
Moyenne	19,9	28,7	35	34,2	32,1	30,4	38,8	41,9	28,10	10,9	4,2	6	310

Source ANRH

Tableau. A2 : Pluies maximales journalières à la station El Hacaiba (110203)

Année	Pluie maximale journalière (mm)	Année	Pluie maximale journalière (mm)
1963	24,4	1989	31,3
1964	37	1990	17,5
1965	26	1991	31,3
1966	48	1992	17,5
1967	42,6	1993	39
1968	43,1	1994	30
1969	37,9	1995	26
1970	36,7	1996	27,8
1971	35	1997	20,4
1972	18,5	1998	21,4
1973	78,5	1999	13,4
1974	35,5	2001	36,8
1975	37,8	2002	28,7
1976	29,5	2003	22,9
1977	32,3	2004	25,5
1978	19	2005	19,5
1979	43,6	2006	32,5
1980	48,3	2007	28,6
1981	25	2008	23,1
1982	36,8	2009	30,5
1983	39,5	2010	46,5
1984	40	N=47	
1985	24	P j =31,7	
1986	54,5	Cv=0,372	
1987	26,8	s=11,8	
1988	17,9		

Tableau A3 : Apports liquides mensuels et annuels au site du barrage Tabia

Année	Ai	Ai/A	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
1951/52	18,43	0,86	2,66	2,45	4,09	0,8	0,56	0,54	0,56	1,85	3,33	0,87	0,3	0,44
1952/53	26,23	1,22	1,76	6,21	6,09	1,33	1,02	0,93	0,95	0,82	0,72	4,34	1,03	1,03
1953/54	21,08	0,98	3,36	1,11	0,94	1,08	1,19	1,01	1,15	3,69	2,66	1,04	2,44	1,41
1954/55	18,96	0,88	2,73	2,52	4,21	0,82	0,57	0,55	0,57	1,9	3,42	0,89	0,31	0,45
1955/56	15,87	0,74	0,98	2,61	0,96	0,94	0,88	0,74	0,72	0,65	5,33	0,74	0,68	0,63
1956/57	20,41	0,95	4,3	0,85	0,98	1,5	2,1	1,63	1,96	1,78	1,61	1,64	1,07	0,99
1957/58	23,02	1,07	0,13	14,8	3,6	0,35	1,44	0,92	0,7	0,36	0,31	0,18	0,1	0,18
1958/59	18,7	0,87	2,69	2,49	4,15	0,81	0,56	0,55	0,56	1,88	3,38	0,88	0,3	0,45
1959/60	42,41	1,97	2	28,4	0,96	0,87	0,85	2,96	1,6	1,22	1,06	0,83	0,89	0,79
1960/61	43,17	2	2,03	28,9	0,97	0,89	0,86	3,01	1,63	1,24	1,08	0,84	0,91	0,81
1961/62	28,31	1,31	1,69	8,67	2,57	2,25	2,33	1,82	1,89	1,72	1,48	1,21	1,65	1,03
1962/63	37,89	1,76	2,12	2,18	2,54	2,22	2,17	2,24	4,21	5,75	4,15	4,17	3,33	2,82
1963/64	27,74	1,29	1,63	1,98	4,68	2,1	2,21	1,97	2,23	1,87	1,8	1,64	4,29	1,35
1964/65	21,05	0,98	3,35	1,11	0,94	1,08	1,19	1,01	1,14	3,68	2,66	1,04	2,44	1,41
1965/66	25,21	1,17	0,92	1	0,92	1,09	1,08	1,46	1,27	3,73	3,16	8,7	0,99	0,91
1966/67	31,79	1,48	3,06	2,11	1,99	2,13	2,19	1,96	2,15	6,02	3,14	2,13	1,76	3,15
1967/68	21,32	0,99	3,4	1,12	0,95	1,09	1,2	1,03	1,16	3,73	2,69	1,05	2,47	1,43
1968/69	26,9	1,25	4,26	2,12	1,92	1,31	1,38	1,25	6,46	2,11	1,9	1,57	1,34	1,3
1969/70	16,81	0,78	1,04	2,76	1,02	1	0,93	0,79	0,76	0,69	5,65	0,78	0,72	0,67
1970/71	18,37	0,85	1,67	0,92	3,98	1,06	1,13	0,97	1,17	1,12	1,11	0,84	3,55	0,84
1971/72	16,73	0,78	1,03	2,75	1,01	0,99	0,93	0,78	0,76	0,69	5,62	0,78	0,72	0,67
1972/73	34,34	1,59	3,68	1,81	1,61	7,93	2,32	2,37	2,37	2,08	2,22	2,15	2,49	3,32
1973/74	20,53	0,95	4,32	0,86	0,99	1,51	2,12	1,64	1,97	1,79	1,62	1,64	2,49	0,99
1974/75	17,4	0,81	1,58	0,87	3,77	1,01	1,07	0,92	1,11	1,06	1,05	0,79	2,49	0,79
1975/76	23,4	1,09	0,14	15	3,66	0,35	1,47	0,93	0,71	0,37	0,31	0,18	2,49	0,18
1976/77	16,44	0,76	1,01	2,7	1	0,98	0,91	0,77	0,74	0,67	5,52	0,77	2,49	0,66
1977/78	35,91	1,67	22,29	9,67	0,74	0,62	0,49	0,47	0,37	0,27	0,34	0,22	2,49	0,22
1978/79	26,08	1,21	1,75	6,17	6,05	1,32	1,02	0,92	0,95	0,82	0,72	4,32	2,49	1,02
1979/80	28,81	1,34	2,97	2,23	2,14	2,15	2,15	2,14	2,28	2,45	2,81	2,86	2,49	2
1980/81	28,53	1,32	2,95	2,21	2,12	2,13	2,13	2,12	2,26	2,42	2,78	2,83	2,49	1,98
1981/82	22,1	1,03	2,58	1,72	1,69	2,31	1,79	1,64	1,9	1,87	1,74	1,52	2,49	1,07
1982/83	17,27	0,8	1,57	0,86	3,75	1	1,06	0,92	1,1	1,06	1,04	0,79	2,49	0,79
1983/84	18,12	0,84	1,65	0,9	3,93	1,05	1,12	0,96	1,15	1,11	1,09	0,83	2,49	0,82
1984/85	11,22	0,52	3,58	1,47	0,36	0,68	0,57	0,48	0,32	0,27	1,7	0,16	2,49	0,25
1985/86	20,89	0,97	3,33	1,1	0,93	1,07	1,18	1	1,14	3,65	2,64	1,03	2,49	1,4
1986/87	16,02	0,74	0,99	2,63	0,97	0,95	0,89	0,75	0,72	0,66	5,38	0,75	2,49	0,64

1987/88	19,67	0,91	4,14	0,82	0,95	1,44	2,03	1,58	1,89	1,71	1,55	1,58	2,49	0,95
1988/89	20,43	0,95	3,25	1,08	0,91	1,05	1,15	0,98	1,11	3,57	2,58	1,01	2,49	1,37
1989/90	11,45	0,53	1,32	0,85	0,78	0,81	0,73	0,64	0,78	1,43	2,09	0,64	2,49	0,64
1990/91	14,75	0,68	1,3	1,17	1,22	1,3	1,33	1,32	1,39	1,18	1,27	1,42	2,49	0,85
1991/92	11,85	0,55	1,37	0,88	0,8	0,83	0,75	0,66	0,81	1,48	2,16	0,66	2,49	0,47
1992/93	33,38	1,55	2,5	4,74	1,88	1,72	2	1,96	3,69	3,58	3,14	3,38	2,49	2,51
1993/94	12,3	0,57	1,42	0,91	0,83	0,87	0,78	0,68	0,84	1,53	2,24	0,69	2,49	0,49
1994/95	12,06	0,56	1,39	0,89	0,82	0,85	0,77	0,67	0,82	1,5	2,2	0,68	2,49	0,48
1995/96	31,51	1,46	3,03	2,09	1,98	2,11	2,17	1,95	2,13	5,97	3,11	2,11	2,49	3,12
1996/97	38,16	1,77	2,14	2,19	2,56	2,23	2,18	2,25	4,24	5,79	4,18	4,2	2,49	2,84
1997/98	10,76	0,5	3,43	1,41	0,35	0,65	0,55	0,46	0,3	0,26	1,63	0,15	2,49	0,24
1998/99	7,61	0,35	0,76	0,54	1,77	0,62	0,77	0,62	0,6	0,58	0,49	0,38	2,49	0,27
1999/20	5,99	0,28	0,1	0,76	0,68	0,35	0,55	0,48	0,47	0,3	0,17	1,21	2,49	0,74
2000/01	18,97	0,88	2,73	2,52	4,21	0,82	0,57	0,55	0,57	1,91	3,42	0,89	2,49	0,45
2001/02	35,78	1,66	2,84	2,86	2,49	2,91	2,69	2,73	3,27	4,23	3,06	4,26	2,49	2,25
2002/03	11,04	0,51	3,52	1,45	0,36	0,67	0,56	0,47	0,31	0,26	1,67	0,15	2,49	0,24
2003/04	28,03	1,3	1,67	8,58	2,54	2,23	2,31	1,8	1,87	1,71	1,47	1,2	2,49	1,02
2004/05	4,2	0,2	0,07	0,53	0,48	0,24	0,39	0,34	0,33	0,21	0,12	0,85	2,49	0,52
2005/06	8,7	0,4	1,61	0,57	0,77	0,66	0,69	0,63	0,67	0,67	0,87	0,49	2,49	0,6
2006/07	18	0,84	1,64	0,9	3,9	1,04	1,11	0,96	1,15	1,1	1,09	0,82	2,49	0,82
2007/08	38,3	1,78	2,14	2,2	2,57	2,24	2,19	2,26	4,25	4,81	4,19	4,22	2,49	2,85
2008/09	5,42	0,25	0,09	0,69	0,61	0,31	0,5	0,43	0,43	0,27	0,15	1,1	2,49	0,67
2009/10	14,78	0,69	1,3	1,17	1,23	1,31	1,33	1,32	1,39	1,18	1,27	1,42	2,49	0,85

Source ANRH

Tableau A4 : Série des débits maximaux (m³/s)

Année	Qmax (m ³ /s)	Mois	Année	Qmax (m ³ /s)	Mois
		d'apparition			d'apparition
1956/57	324	Mai	1986/87	57,8	sept
1957/58	520	Sept	1987/88	93	juin
1958/59	169	Sept	1988/89	100,8	juin
1959/60	5,18	oct	1989/90	4,41	juin
1960/61	99,4	sept	1990/91	66,36	juill
1961/62	59,9	juin	1991/92	77,16	juin
1962/63	62,2	avrl	1992/93	808	oct
1963/64	62,2	avrl	1993/94	215	mai
1964/65	135,3	oct	1994/95	152	nov
1965/66	100,8	juill	1995/96	283,5	avrl
1966/67	115,5	dec	1996/97	213,2	mars
1967/68	1,6	juin	1997/98	50,6	sept
1968/69	575	oct	1998/99	70,5	sept
1969/70	47,6	mai	99/2000	34,4	nov
1970/71	51,5	juill	2000/01	236,6	sept
1971/72	272	oct	2001/02	197,14	juin
1972/73	147	sept	2002/03	505,24	aout
1973/74	215	sept	2003/04	403	sept
1974/75	49,6	oct	2004/05	74,2	sept
1975/76	17,14	juin	2005/06	174	sept
1976/77	46,44	avrl	2006/07	662	oct
1977/78	27,44	sept	2007/08	641,2	aout
1978/80	1,21	janv	2008/09	30,5	juin
1980/81	169,6	mars	2009/10	60,9	oct

Source ANRH

Principaux indice technico-économiques-barrage d'écrêtement-site du Tabia sur oued Mekerra :

Tableau C1 : Prix généraux

N°	Description des travaux	Unité	Prix Unitaire	Quantité		Prix total	
				V 1	V 2	V 1	V 2
1	Installations de chantier	ft	30.000.000	1	1	30.000.000	30.000.000
2	Etudes d'exécution	ft	10.000.000	1	1	10'000'000	10. 000.000
3	Reconnaisances	ft	5.000.000	1	1	5'000'000	5.000.000
4	Essais de laboratoire	ft	3.000.000	1	1	3'000'000	3.000.000
5	Repli de chantier	ft	10.000.000	1	1	10.000.000	10.000.000
TOTAL PRIX GENERAUX						58.000.000	58.000.00

Tableau C2 : Digue principale

	Description des travaux	Unité	Prix Unitaire	Quantité		Prix Total	
				V 1	V 2	V 1	V 2
I	Excavations						
1	Décapage sur 0,50 m	m ²	300	33000	25000	9900000	7500000
2	Excavation en terrain meuble (clef d'ancrage)	m ³	300	14500	14500	4350000	4350000
3	Fossé de pied	m ³	200	400	400	80000	80000
II	Remblais						
1	Remblais en limons (y compris batardeau)	m ³	500	355000	185000	177500000	92500000
2	Remblais amont dans lit de l'oued	m ³	500	60000	60000	30000000	30000000
3	Remblais en enrochement	m ³	1000	-	92000	-	92000000
4	Filtres et transitions	m ³	1200	18500	34000	22200000	40800000
5	Géotextile	m ²	2000	3000	3000	6000000	6000000
6	Tapis drainant	m ³	1200	10500	-	12600000	-
7	Protection du parement amont en enrochement rip-rap à 300 mm sur épais. 0,50 m	m ³	1500	11000	8000	16500000	12000000
8	Protection du parement aval en enrochement 0/200 mm	m ³	1000	3000	750	3000000	750000
9	Protection de la crête en GNT	m ³	1000	400	400	400000	400000
	Total digue principale					281.330.000	280.380.000

Tableau C3 : Digue de Col

N	Description des travaux	Unité	Prix Unitaire	Quantité		Prix Total	
				V 1	V 2	V 1	V 2
I	Excavations						
1	Excavation en terrain meuble (clef d'ancrage)	m ³	300	10000	10000	3000000	3000000
2	Fossé de pied	m ³	200	900	900	180000	180000
II	Remblais						
1	Remblais en limons	m ³	500	46000	46000	23000000	23000000
2	Remblais en colluvions	m ³	500	12000	12000	6000000	6000000
3	Lanières drainantes en aval	m ³	1200	2500	2500	3000000	3000000
4	Protection du parement amont en enrochement rip-rap à 300 mm sur épais. 0,50 m	m ³	1500	7000	7000	10500000	10500000
5	Protection du parement aval en enrochement 0/200 mm	m ³	1000	1500	1500	1500000	1500000
6	Protection de la crête en GNT	m ³	1000	700	700	700000	700000
	Total digue de col					47880000	47880000

Tableau C4 : Evacuateur de la crue

	Description des travaux	Unité	Prix Unitaire	Quantité		Prix Total	
				V 1	V 2	V 1	V 2
I	Béton						
1	Seuil et section de contrôle	m ³	7000	3500	3500	24500000	24500000
2	Coursier (radier, saut ski, murs bajoyers)	m ³	7000	6000	6000	42000000	42000000
II	Béton de propreté						
1	Seuil et section de contrôle	m ³	7000	125	125	875000	875000
2	Coursier (radier, saut ski, murs bajoyers)	m ³	7000	350	350	2450000	2450000
III	Coffrage plan						
1	Seuil et section de contrôle	m ²	2000	2000	2000	4000000	4000000
2	Coursier (radier, saut ski, murs bajoyers)	m ²	2000	5000	5000	10000000	10000000
IV	Coffrage aune courbure pour le seuil						
	Seuil et section de contrôle	m ²	5000	140	140	700000	700000
V	Armateur (100KG/M³)						
1	Seuil et section de contrôle	t	80000	350	350	28000000	28000000
2	Coursier (radier, saut ski, murs bajoyers)	t	80000	600	600	48000000	48000000
VI	Excavations	m ³	300	50000	50000	15000000	15000000
VII	Remblais en tout-venant	m ³	500	10000	10000	5000000	5000000
VIII	Géotextile	m ²	2000	3000	3000	6000000	6000000

IX	Enrochement de fond et talus du bassin dissipation	m ³	1500	3500	3500	5250000	5250000
	Total Evacuateur des crues					191775000	191775000

Tableau C5 : Pertuis de fond

N	Description des travaux	Unité	Prix Unitaire	Quantité		Prix Total	
				V 1	V 2	V 1	V 2
I	Béton						
1	Tête amont	m ³	7000	800	800	5600000	5600000
2	Galerie	m ³	7000	1700	1300	11900000	9100000
3	Tête avale- coursier (radier, murs bajoyers, bêche d'ancrage, plots)	m ³	7000	1040	1040	72280000	72280000
II	Coffrage plan						
1	Tête amont	m ²	2000	700	800	1400000	1600000
2	Galerie	m ²	2000	2550	2000	5100000	4000000
3	Tête avale- coursier (radier, murs bajoyers, bêche d'ancrage, plots)	m ²	2000	800	800	1600000	1600000
III	Béton de propreté						
1	Tête amont	m ³	7000	20	20	140000	140000
2	Galerie	m ³	7000	60	50	420000	350000
3	Tête avale- coursier (radier, murs bajoyers, bêche d'ancrage, plots)	m ³	7000	60	60	420000	420000
IV	Coffrage aune courbure pour le seul						
1	Tête amont	m ²	2000	200	200	400000	400000
V	Armateur (100KG/M³)						
1	Tête amont	t	80000	80	80	6400000	6400000
2	Galerie	t	80000	170	130	13600000	10400000
3	Tête avale- coursier (radier, murs bajoyers, bêche d'ancrage, plots)	t	80000	105	105	8400000	8400000
VI	Excavations	m ³	300	4000	4000	1200000	1200000
VII	Remblais en tout-venant	m ³	500	600	600	300000	300000
VIII	Géotextile	m ²	2000	1800	18000	3600000	3600000
IX	Enrochement de fond et talus du bassin dissipation	m ³	1500	2700	2700	4050000	4050000
X	Seuil en enrochements maçonné	m ³	5000	600	600	3000000	3000000
	Total Pertuis de fond					74810000	67840000

Annexe C.2 : Calcul de stabilité.

Talus aval pour le cas de fin de construction, R = 30.5 m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin	Cos	Gn	T=Gn*sin	N=Gn*cos	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4.00	0.29	0.23	0.00	-0.40	0.92	0.11	-0.05	0.10	2.44	1.64	0.26	0.03	0.23	0.56	0.14	18.00	0.41
-3.00	3.05	2.83	0.00	-0.30	0.95	14.67	-4.40	14.00	2.44	1.64	0.26	3.61	2.83	6.91	1.78	18.00	52.82
-2.00	3.05	5.39	0.00	-0.20	0.98	27.95	-5.59	27.38	2.44	1.64	0.26	7.06	5.39	13.16	3.39	18.00	100.61
-1.00	3.05	7.59	0.00	-0.10	0.99	39.35	-3.94	39.16	2.44	1.64	0.26	10.10	7.59	18.53	4.78	18.00	141.67
0.00	3.05	9.36	0.00	0.00	1.00	48.53	0.00	48.53	4.98	3.34	0.26	12.52	9.36	46.63	12.03	18.00	174.71
1.00	3.05	10.78	0.00	0.10	0.99	55.89	5.59	55.61	5.01	3.35	0.26	14.35	10.78	53.98	13.93	18.00	201.22
2.00	3.05	11.60	0.00	0.20	0.98	60.15	12.03	58.93	5.09	3.41	0.26	15.20	11.60	58.99	15.22	18.00	216.53
3.00	3.05	11.04	0.00	0.30	0.95	57.24	17.17	54.61	5.22	3.50	0.26	14.09	11.04	57.67	14.88	18.00	206.07
4.00	3.05	11.16	0.00	0.40	0.92	57.86	23.15	53.03	5.44	3.64	0.26	13.68	11.16	60.69	15.66	18.00	208.31
5.00	3.05	10.73	0.00	0.50	0.87	55.64	27.82	48.18	5.76	3.86	0.26	12.43	10.73	61.77	15.94	18.00	200.29
6.00	3.05	9.57	0.00	0.60	0.80	49.62	29.77	39.70	6.24	4.18	0.26	10.24	9.57	59.68	15.40	18.00	178.63
7.00	3.05	7.65	0.00	0.70	0.71	39.67	27.77	28.33	7.00	4.69	0.26	7.31	7.65	53.51	13.81	18.00	142.79
8.00	2.79	4.41	0.00	0.80	0.60	20.92	16.73	12.55	8.36	5.60	0.26	3.24	4.41	36.87	9.51	18.00	75.30

$$K_{ss} = 2.56$$

$$K_{as} = 1.63$$

Talus aval pour le cas de fin de construction, R =35.4 m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin	Cos	Gn	T=Gn*Sin	N=Gn*Cos	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4.00	3.42	2.99	0.00	-0.40	0.92	17.38	-6.95	15.93	3.99	3.27	0.26	4.11	2.99	11.93	3.08	18.00	62.58
-3.00	3.54	3.10	0.00	-0.30	0.95	18.66	-5.60	17.80	3.99	3.27	0.26	4.59	3.10	12.37	3.19	18.00	67.16
-2.00	3.54	6.19	0.00	-0.20	0.98	37.25	-7.45	36.50	3.99	3.27	0.26	9.42	6.19	24.70	6.37	18.00	134.11
-1.00	3.54	8.74	0.00	-0.10	0.99	52.60	-5.26	52.33	3.99	3.27	0.26	13.50	8.74	34.88	9.00	18.00	189.35
0.00	3.54	10.82	0.00	0.00	1.00	65.11	0.00	65.11	6.60	4.42	0.26	16.80	10.82	71.44	18.43	18.00	234.41
1.00	3.54	12.39	0.00	0.10	0.99	74.56	7.46	74.19	6.66	4.46	0.26	19.14	12.39	82.47	21.28	18.00	268.43
2.00	3.54	12.92	0.00	0.20	0.98	77.75	15.55	76.18	6.76	4.53	0.26	19.65	12.92	87.33	22.53	18.00	279.91
3.00	3.54	12.97	0.00	0.30	0.95	78.05	23.42	74.46	6.94	4.65	0.26	19.21	12.97	90.05	23.23	18.00	280.99
4.00	3.54	13.17	0.00	0.40	0.92	79.26	31.70	72.64	7.23	4.84	0.26	18.74	13.17	95.19	24.56	18.00	285.33
5.00	3.54	12.60	0.00	0.50	0.87	75.83	37.91	65.67	7.65	5.13	0.26	16.94	12.60	96.41	24.87	18.00	272.98
6.00	3.54	11.33	0.00	0.60	0.80	68.18	40.91	54.55	8.29	5.55	0.26	14.07	11.33	93.90	24.23	18.00	245.46
7.00	3.54	8.73	0.00	0.70	0.71	52.54	36.78	37.52	9.55	6.40	0.26	9.68	8.73	83.37	21.51	18.00	189.13
8.00	3.54	3.89	0.00	0.80	0.60	23.41	18.73	14.05	10.86	7.27	0.26	3.62	3.89	42.23	10.89	18.00	84.28
9.00	1.26	2.49	0.00	0.90	0.44	5.33	4.80	2.32	10.86	7.27	0.26	0.60	2.49	27.03	6.97	18.00	19.20

$K_{ss} = 2.58$

$K_{as} = 1.52$

Talus aval pour le cas de fin de construction, R = 41.3 m

N°Tr	bi	h1	h2	sin(α)	cos(α)	Gn	T=Gn*sin(α)	N=Gn*cos(α)	dli	C*dli	tan(\emptyset)	N*tan(\emptyset)	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tan(\emptyset)	dn	a*Gn*dn
-4	3.88	0.53	0	-0.4	0.92	3.50	-1.40	3.20	4.03	2.70	0.26	0.83	0.53	2.14	0.55	18.00	12.59
-3	4.13	4.51	0.97	-0.3	0.95	31.66	-9.50	30.21	4.03	2.70	0.26	7.79	4.51	18.19	4.69	18.00	113.99
-2	4.13	5.37	2.48	-0.2	0.98	37.70	-7.54	36.94	4.03	2.70	0.26	9.53	5.37	21.66	5.59	18.00	135.73
-1	4.13	7.28	3.32	-0.1	0.99	51.11	-5.11	50.86	4.03	2.70	0.26	13.12	7.28	29.37	7.58	18.00	184.01
0	4.13	9.26	3.6	0	1.00	65.01	0.00	65.01	7.94	5.32	0.26	16.77	9.26	73.57	18.98	18.00	234.05
1	4.13	11.16	3.38	0.1	0.99	78.35	7.84	77.96	7.09	4.75	0.26	20.11	11.16	79.11	20.41	18.00	282.08
2	4.13	13.07	0	0.2	0.98	91.76	18.35	89.91	7.20	4.82	0.26	23.20	13.07	94.09	24.27	18.00	330.35
3	4.13	13.9	0	0.3	0.95	97.59	29.28	93.10	7.39	4.95	0.26	24.02	13.90	102.78	26.52	18.00	351.33
4	4.13	15.36	0	0.4	0.92	107.84	43.14	98.84	7.70	5.16	0.26	25.50	15.36	118.24	30.51	18.00	388.23
5	4.13	14.79	0	0.5	0.87	103.84	51.92	89.93	8.15	5.46	0.26	23.20	14.79	120.53	31.10	18.00	373.83
6	4.13	13.36	0	0.6	0.80	93.80	56.28	75.04	8.83	5.91	0.26	19.36	13.36	117.93	30.43	18.00	337.68
7	4.13	11.86	0	0.7	0.71	83.27	58.29	59.47	9.90	6.63	0.26	15.34	11.86	117.44	30.30	18.00	299.77
8	4.13	10.86	0	0.8	0.60	76.25	61.00	45.75	11.84	7.93	0.26	11.80	10.86	128.53	33.16	18.00	274.49
9	4.13	6.11	0	0.9	0.44	42.90	38.61	18.70	5.60	3.75	0.26	4.82	6.11	34.22	8.83	18.00	154.43

$K_{ss} = 1.91$

$K_{as} = 1.22$

Talus amont pour le cas de fin de construction, R = 38.5 m

N°Tr	bi	h1	h2	sin(α)	cos(α)	Gn	T=Gn*sin(α)	N=Gn*cos(α)	dli	C*dli	tan(\emptyset)	N*tan(\emptyset)	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tan(\emptyset)	dn	a*Gn*dn
-3	1.77	1.26	0	-0.30	0.95	3.79	-1.14	3.62	7.18	3.27	0.26	0.93	1.26	9.04	2.33	24.00	22.75
-2	3.85	2.06	0	-0.20	0.98	13.48	-2.70	13.21	7.18	3.27	0.26	3.41	2.06	14.79	3.82	24.00	80.90
-1	3.85	3.81	0	-0.10	0.99	24.94	-2.49	24.81	7.07	4.74	0.26	6.40	3.81	26.93	6.95	24.00	149.62
0	3.85	5.25	0	0.00	1.00	34.36	0.00	34.36	7.02	4.71	0.26	8.87	5.25	36.87	9.51	24.00	206.17
1	3.85	6.42	0	0.10	0.99	42.02	4.20	41.81	7.07	4.74	0.26	10.79	6.42	45.38	11.71	24.00	252.11
2	3.85	7.67	0	0.20	0.98	50.20	10.04	49.19	7.18	4.81	0.26	12.69	7.67	55.06	14.20	24.00	301.20
3	3.85	7.97	0	0.30	0.95	52.16	15.65	49.76	7.37	4.94	0.26	12.84	7.97	58.77	15.16	24.00	312.98
4	3.85	6.89	0	0.40	0.92	45.10	18.04	41.33	7.68	5.14	0.26	10.66	6.89	52.89	13.64	24.00	270.57
5	3.85	16.66	0	0.50	0.87	109.04	54.52	94.43	8.13	5.44	0.26	24.36	16.66	135.37	34.93	24.00	654.24
6	3.85	5.58	0	0.60	0.80	36.52	21.91	29.22	8.80	5.90	0.26	7.54	5.58	49.11	12.67	24.00	219.13
7	3.85	4.12	0	0.70	0.71	26.97	18.88	19.26	9.87	6.61	0.26	4.97	4.12	40.68	10.49	24.00	161.79

$K_{ss} = 2.72$

$K_{as} = 1.62$

Talus amont pour le cas de fin de construction, R = 44.8 m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin(α)	Cos(α)	Gn	T=Gn*Sin(α)	N=Gn*Cos(α)	dli	C*dli	tan(\emptyset)	N*tan(\emptyset)	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tan(\emptyset)	dn	a*Gn*dn
-4	1.36	3.01	0	-0.4	0.92	6.96	-2.78	6.38	2.81	2.81	0.38	2.42	3.01	8.46	3.21	24.00	33.40
-3	4.48	6.38	0	-0.3	0.95	48.59	-14.58	46.35	2.81	2.81	0.38	17.61	6.38	17.93	6.81	24.00	233.23
-2	4.48	9.29	0	-0.2	0.98	70.75	-14.15	69.32	9.12	6.11	0.26	17.89	9.29	84.71	21.85	24.00	339.61
-1	4.48	11.71	0	-0.1	0.99	89.18	-8.92	88.74	8.98	6.02	0.26	22.89	11.71	105.14	27.13	24.00	428.08
0	4.48	13.74	0	0	1.00	104.64	0.00	104.64	8.92	5.98	0.26	27.00	13.74	122.61	31.63	24.00	502.29
1	4.48	15.33	0	0.1	0.99	116.75	11.68	116.17	8.98	6.02	0.26	29.97	15.33	137.65	35.51	24.00	560.42
2	4.48	16.51	0	0.2	0.98	125.74	25.15	123.20	9.12	6.11	0.26	31.79	16.51	150.54	38.84	24.00	603.55
3	4.48	17.21	0	0.3	0.95	131.07	39.32	125.03	9.37	6.28	0.26	32.26	17.21	161.19	41.59	24.00	629.14
4	4.48	16.08	0	0.4	0.92	122.47	48.99	112.24	9.75	6.53	0.26	28.96	16.08	156.78	40.45	24.00	587.83
5	4.48	15.35	0	0.5	0.87	116.91	58.45	101.24	10.32	6.92	0.26	26.12	15.35	158.43	40.87	24.00	561.15
6	4.48	14.02	0	0.6	0.80	106.78	64.07	85.42	11.22	7.52	0.26	22.04	14.02	157.33	40.59	24.00	512.53
7	4.48	11.9	0	0.7	0.71	90.63	63.44	64.72	12.54	12.54	0.38	24.59	0.00	0.00	0.00	24.00	435.03

$K_{ss} = 2.40$

$K_{as} = 1.53$

Talus amont pour le cas de fin de construction, R = 51.35 m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin(α)	Cos(α)	Gn	T=Gn*Sin(α)	N=Gn*Cos(α)	dli	C*dli	tan(\emptyset)	N*tan(\emptyset)	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tan(\emptyset)	dn	a*Gn*dn
-4	3.44	1.98	0	-0.40	0.92	11.58	-4.63	10.61	2.81	2.81	0.38	4.03	1.98	5.56	2.11	24.00	55.58
-3	5.13	2.34	0	-0.30	0.95	20.41	-6.12	19.47	2.81	2.81	0.38	7.40	2.34	6.58	2.50	24.00	97.95
-2	5.13	3.08	0	-0.20	0.98	26.86	-5.37	26.32	9.12	6.11	0.26	6.79	3.08	28.08	7.25	24.00	128.93
-1	5.13	5.11	0	-0.10	0.99	44.56	-4.46	44.34	8.98	6.02	0.26	11.44	5.11	45.88	11.84	24.00	213.91
0	5.13	6.8	0	0.00	1.00	59.30	0.00	59.30	8.92	5.98	0.26	15.30	6.80	60.68	15.66	24.00	284.65
1	5.13	8.11	0	0.10	0.99	70.73	7.07	70.37	8.98	6.02	0.26	18.16	8.11	72.82	18.79	24.00	339.49
2	5.13	9.1	0	0.20	0.98	79.36	15.87	77.76	9.12	6.11	0.26	20.06	9.10	82.98	21.41	24.00	380.93
3	5.13	9.45	0	0.30	0.95	82.41	24.72	78.62	9.37	6.28	0.26	20.28	9.45	88.51	22.84	24.00	395.58
4	5.13	9.36	0	0.40	0.92	81.63	32.65	74.81	9.75	6.53	0.26	19.30	9.36	91.26	23.54	24.00	391.82
5	5.13	8.36	0	0.50	0.87	72.91	36.45	63.14	10.32	6.92	0.26	16.29	8.36	86.28	22.26	24.00	349.96
6	5.13	7.17	0	0.60	0.80	62.53	37.52	50.02	11.22	7.52	0.26	12.91	7.17	80.46	20.76	24.00	300.14
7	5.13	5.41	0	0.70	0.71	47.18	33.03	33.69	12.54	12.54	0.38	12.80	0.00	0.00	0.00	24.00	226.47
8	5.13	2.71	0	0.80	0.60	23.63	18.91	14.18	7.77	5.21	0.26	3.66	2.71	21.07	5.43	24.00	113.44
9	0.51	0.89	0	0.90	0.44	0.77	0.69	0.34	7.77	5.21	0.26	0.09	0.89	6.92	1.78	24.00	3.70

$K_{ss} = 2.02$

$K_{as} = 1.12$

Talus aval pour le cas de fonctionnement normal, R = 30.5 m

N°Tr	bi	h1	h2	sin(α)	cos(α)	Gn	T=Gn*sin(α)	N=Gn*cos(α)	dli	C*dli	tan(\emptyset)	N*tan(\emptyset)	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tan(\emptyset)	dn	a*Gn*dn
-4	0.29	0.23	0	-0.40	0.92	0.11	-0.05	0.10	4.71	3.15	0.53	0.06	0.23	1.08	0.57	18.00	0.41
-3	3.05	2.83	0	-0.30	0.95	14.67	-4.40	14.00	4.71	3.15	0.53	7.42	2.83	13.32	7.06	18.00	52.82
-2	3.05	5.39	0	-0.20	0.98	27.95	-5.59	27.38	4.71	3.15	0.53	14.51	5.39	25.36	13.44	18.00	100.61
-1	3.05	7.59	0	-0.10	0.99	39.35	-3.94	39.16	4.71	3.15	0.53	20.75	7.59	35.71	18.93	18.00	141.67
0	3.05	9.36	0	0.00	1.00	48.53	0.00	48.53	5.70	3.82	0.53	25.72	9.36	53.31	28.25	18.00	174.71
1	3.05	10.78	0	0.10	0.99	55.89	5.59	55.61	5.71	3.83	0.53	29.48	10.78	61.56	32.62	18.00	201.22
2	3.05	11.6	0	0.20	0.98	60.15	12.03	58.93	5.81	3.89	0.53	31.23	11.60	67.39	35.72	18.00	216.53
3	3.05	11.04	0	0.30	0.95	57.24	17.17	54.61	5.97	4.00	0.53	28.94	11.04	65.88	34.92	18.00	206.07
4	3.05	11.16	0	0.40	0.92	57.86	23.15	53.03	6.21	4.16	0.53	28.11	11.16	69.32	36.74	18.00	208.31
5	3.05	10.73	0	0.50	0.87	55.64	27.82	48.18	6.57	4.41	0.53	25.54	10.73	70.55	37.39	18.00	200.29
6	3.05	9.57	0	0.60	0.80	49.62	29.77	39.70	7.21	4.83	0.53	21.04	9.57	69.02	36.58	18.00	178.63
7	3.05	7.65	0	0.70	0.71	39.67	27.77	28.33	7.89	5.29	0.53	15.01	7.65	60.37	32.00	18.00	142.79

$K_{ss} = 2.73$

$K_{as} = 1.68$

Talus aval pour le cas de fonctionnement normal, R = 35.4 m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin(α)	Cos(α)	Gn	T=Gn*Sin(α)	N=Gn*Cos(α)	dli	C*dli	tan(\emptyset)	N*tan(\emptyset)	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tan(\emptyset)	dn	a*Gn*dn
-4	3.24	2.86	0	-0.40	0.92	15.75	-6.30	14.44	2.87	1.93	0.26	3.72	2.86	8.22	2.12	18	56.71
-3	3.54	3.1	0	-0.30	0.95	18.66	-5.60	17.80	2.87	1.93	0.26	4.59	3.10	8.91	2.30	18	67.16
-2	3.54	6.19	0	-0.20	0.98	37.25	-7.45	36.50	2.87	1.93	0.26	9.42	6.19	17.79	4.59	18	134.11
-1	3.54	8.74	0	-0.10	0.99	52.60	-5.26	52.33	2.87	1.93	0.26	13.50	8.74	25.12	6.48	18	189.35
0	3.54	10.82	0	0.00	1.00	65.11	0.00	65.11	6.81	4.56	0.26	16.80	10.82	73.71	19.02	18	234.41
1	3.54	12.39	0	0.10	0.99	74.56	7.46	74.19	6.86	4.59	0.26	19.14	12.39	84.96	21.92	18	268.43
2	3.54	12.92	0	0.20	0.98	77.75	15.55	76.18	6.96	4.67	0.26	19.65	12.92	89.96	23.21	18	279.91
3	3.54	12.97	0	0.30	0.95	78.05	23.42	74.46	7.15	4.79	0.26	19.21	12.97	92.78	23.94	18	280.99
4	3.54	13.17	0	0.40	0.92	79.26	31.70	72.64	7.45	4.99	0.26	18.74	13.17	98.06	25.30	18	285.33
5	3.54	12.6	0	0.50	0.87	75.83	37.91	65.67	7.88	5.28	0.26	16.94	12.60	99.30	25.62	18	272.98
6	3.54	11.33	0	0.60	0.80	68.18	40.91	54.55	8.59	5.75	0.26	14.07	11.33	97.29	25.10	18	245.46
7	3.54	8.73	0	0.70	0.71	52.54	36.78	37.52	9.43	6.32	0.26	9.68	8.73	82.30	21.23	18	189.13

$K_{ss} = 2.55$

$K_{as} = 1.56$

Talus aval pour le cas de fonctionnement normal, R = 41.3 m

h1	h2	Sin(α)	Cos(α)	Gn	T=Gn*sin(α)	N=Gn*cos(α)	dli	C*dli	tan(\emptyset)	N*tan(\emptyset)	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tan(\emptyset)	dn	a*Gn*dn
-4	3.12	3.22	0	-0.40	0.92	17.08	-6.83	15.65	7.24	4.85	0.53	8.30	3.22	23.31	12.35
-3	4.13	4.51	0	-0.30	0.95	31.66	-9.50	30.21	7.24	4.85	0.53	16.01	4.51	32.65	17.30
-2	4.13	5.37	0	-0.20	0.98	37.70	-7.54	36.94	7.24	4.85	0.53	19.58	5.37	38.87	20.60
-1	4.13	7.28	0	-0.10	0.99	51.11	-5.11	50.86	7.24	4.85	0.53	26.95	7.28	52.70	27.93
0	4.13	9.26	0	0.00	1.00	65.01	0.00	65.01	7.24	4.85	0.53	34.46	9.26	67.03	35.53
1	4.13	11.16	0	0.10	0.99	78.35	7.84	77.96	7.60	5.10	0.53	41.32	11.16	84.87	44.98
2	4.13	13.07	0	0.20	0.98	91.76	18.35	89.91	7.56	5.06	0.53	47.65	13.07	98.76	52.34
3	4.13	13.9	0	0.30	0.95	97.59	29.28	93.10	7.76	5.20	0.53	49.34	13.90	107.89	57.18
4	4.13	15.36	0	0.40	0.92	107.84	43.14	98.84	8.08	5.41	0.53	52.38	15.36	124.11	65.78
5	4.13	14.79	0	0.50	0.87	103.84	51.92	89.93	8.55	5.73	0.53	47.66	14.79	126.52	67.05
6	4.13	13.36	0	0.60	0.80	93.80	56.28	75.04	9.27	6.21	0.53	39.77	13.36	123.80	65.61
7	4.13	11.86	0	0.70	0.71	83.27	58.29	59.47	10.40	6.96	0.53	31.52	11.86	123.29	65.34
8	4.13	10.86	0	0.80	0.60	76.25	61.00	45.75	13.16	8.82	0.53	24.25	10.86	142.94	75.76
9	4.13	6.11	0	0.90	0.44	42.90	38.61	18.70	13.16	8.82	0.53	9.91	6.11	80.42	42.62

$K_{ss} = 1.92$

$K_{as} = 1.20$

Talus amont pour le cas de vidange rapide, R = 38.5 m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin(α)	Cos(α)	Gn	T=Gn*Sin(α)	N=Gn*Cos(α)	dli	C*dli	tan(\emptyset)	N*tan(\emptyset)	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tan(\emptyset)	dn	a*Gn*dn
-3	1.76	1.25	0	-0.30	0.95	3.74	-1.12	3.57	5.60	3.75	0.26	0.92	1.25	6.99	1.80	24	14.36
-2	3.85	2.06	0	-0.20	0.98	13.48	-2.70	13.21	5.60	3.75	0.26	3.41	2.06	11.53	2.97	24	51.77
-1	3.85	3.81	0	-0.10	0.99	24.94	-2.49	24.81	5.51	3.69	0.26	6.40	3.81	20.99	5.42	24	95.76
0	3.85	5.25	0	0.00	1.00	34.36	0.00	34.36	5.48	3.67	0.26	8.87	5.25	28.77	7.42	24	131.95
1	3.85	6.42	0	0.10	0.99	42.02	4.20	41.81	5.51	3.69	0.26	10.79	6.42	35.38	9.13	24	161.35
2	3.85	7.67	0	0.20	0.98	50.20	10.04	49.19	5.60	3.75	0.26	12.69	7.67	42.92	11.07	24	192.77
3	3.85	7.97	0	0.30	0.95	52.16	15.65	49.76	5.75	3.85	0.26	12.84	7.97	45.81	11.82	24	200.31
4	3.85	6.89	0	0.40	0.92	45.10	18.04	41.33	5.98	4.01	0.26	10.66	6.89	41.22	10.63	24	173.16
5	3.85	16.66	0	0.50	0.87	109.04	54.52	94.43	6.33	4.24	0.26	24.36	16.66	105.49	27.22	24	418.71
6	3.85	5.58	0	0.60	0.80	36.52	21.91	29.22	6.86	4.59	0.26	7.54	5.58	38.26	9.87	24	140.24
7	3.85	4.12	0	0.70	0.71	26.97	18.88	19.26	7.69	5.15	0.26	4.97	4.12	31.67	8.17	24	103.55
8	2.89	3.36	0	0.80	0.60	16.51	13.21	9.90	9.18	6.15	0.26	2.56	3.36	30.84	7.96	24	63.39

$K_{ss} = 2.77$

$K_{as} = 1.67$

Talus amont pour le cas de vidange rapide, R = 44.8 m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin(α)	Cos(α)	Gn	T=Gn*Sin(α)	N=Gn*Cos(α)	dli	C*dli	tan(\emptyset)	N*tan(\emptyset)	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tan(\emptyset)	dn	a*Gn*dn
-4	1.36	1.12	0	-0.40	0.92	2.59	-1.04	2.37	3.73	2.50	0.26	0.61	1.12	4.18	1.08	24	12.43
-3	4.48	2.87	0	-0.30	0.95	21.86	-6.56	20.85	3.73	2.50	0.26	5.38	2.87	10.71	2.76	24	104.92
-2	4.48	3.08	0	-0.20	0.98	23.46	-4.69	22.98	6.99	4.69	0.26	5.93	3.08	21.54	5.56	24	112.59
-1	4.48	5.11	0	-0.10	0.99	38.92	-3.89	38.72	6.89	4.61	0.26	9.99	5.11	35.19	9.08	24	186.81
0	4.48	6.8	0	0.00	1.00	51.79	0.00	51.79	6.84	4.58	0.26	13.36	6.80	46.53	12.01	24	248.59
1	4.48	8.11	0	0.10	0.99	61.77	6.18	61.46	6.89	4.61	0.26	15.86	8.11	55.86	14.41	24	296.48
2	4.48	9.1	0	0.20	0.98	69.31	13.86	67.91	6.99	4.69	0.26	17.52	9.10	63.65	16.42	24	332.67
3	4.48	9.45	0	0.30	0.95	71.97	21.59	68.66	7.18	4.81	0.26	17.71	9.45	67.89	17.52	24	345.46
4	4.48	9.36	0	0.40	0.92	71.29	28.51	65.33	7.48	5.01	0.26	16.86	9.36	69.99	18.06	24	342.17
5	4.48	8.36	0	0.50	0.87	63.67	31.83	55.14	7.91	5.30	0.26	14.23	8.36	66.16	17.07	24	305.61
6	4.48	7.17	0	0.60	0.80	54.61	32.76	43.69	8.57	5.74	0.26	11.27	7.17	61.45	15.85	24	262.11
7	4.48	5.41	0	0.70	0.71	41.20	28.84	29.42	9.61	6.44	0.26	7.59	5.41	51.98	13.41	24	197.77
8	4.48	2.71	0	0.80	0.60	20.64	16.51	12.38	11.47	7.69	0.26	3.19	2.71	31.09	8.02	24	99.07
9	0.57	1.02	0	0.90	0.44	0.99	0.89	0.43	11.47	7.69	0.26	0.11	1.02	11.70	3.02	24	4.74

$K_{ss} = 2.51$

$K_{as} = 1.52$

Talus amont pour le cas de vidange rapide, R = 51.35 m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin(α)	Cos(α)	Gn	T=Gn*sin(α)	N=Gn*cos(α)	dli	C*dli	tan(ϕ)	N*tan(ϕ)	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tan(ϕ)	dn	a*Gn*dn
-4	3.44	1.98	0	-0.40	0.92	11.58	-4.63	10.61	6.51	39.09	0.26	2.74	1.98	12.90	3.33	24	55.58
-3	5.14	6.38	0	-0.30	0.95	55.75	-16.72	53.18	6.51	39.09	0.26	13.72	6.38	41.56	10.72	24	267.59
-2	5.14	9.29	0	-0.20	0.98	81.18	-16.24	79.54	6.51	39.09	0.26	20.52	9.29	60.52	15.61	24	389.64
-1	5.14	11.71	0	-0.10	0.99	102.32	-10.23	101.81	8.53	51.15	0.26	26.27	11.71	99.84	25.76	24	491.15
0	5.14	13.74	0	0.00	1.00	120.06	0.00	120.06	8.50	51.00	0.26	30.98	13.74	116.80	30.13	24	576.29
1	5.14	15.33	0	0.10	0.99	133.95	13.40	133.28	8.51	51.07	0.26	34.39	15.33	130.49	33.67	24	642.98
2	5.14	16.51	0	0.20	0.98	144.26	28.85	141.35	8.59	51.54	0.26	36.47	16.51	141.82	36.59	24	692.47
3	5.14	17.21	0	0.30	0.95	150.38	45.11	143.45	8.75	52.49	0.26	37.01	17.21	150.55	38.84	24	721.83
4	5.14	16.08	0	0.40	0.92	140.51	56.20	128.78	9.03	54.18	0.26	33.22	16.08	145.21	37.46	24	674.43
5	5.14	15.35	0	0.50	0.87	134.13	67.06	116.16	9.49	56.94	0.26	29.97	15.35	145.67	37.58	24	643.82
6	5.14	14.02	0	0.60	0.80	122.51	73.50	98.01	10.15	60.92	0.26	25.29	14.02	142.35	36.73	24	588.03
7	5.14	11.9	0	0.70	0.71	103.98	72.79	74.26	11.14	66.84	0.26	19.16	11.90	132.57	34.20	24	499.11
8	5.14	8.47	0	0.80	0.60	74.01	59.21	44.41	12.79	76.72	0.26	11.46	0.00	0.00	0.00	24	355.25
9	0.51	1.07	0	0.90	0.44	0.93	0.83	0.40	12.79	76.72	0.26	0.10	0.00	0.00	0.00	24	4.45

$K_{ss} = 1.86$

$K_{as} = 1.46$