

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE-ABDELLAH ARBAOUI-

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception Des Ouvrages Hydrotechniques

THEME :

**ETUDE DE FAISABILITE D'UN BARRAGE SUR
L'OUED MESSELMOUNE
(W. TIPAZA)**

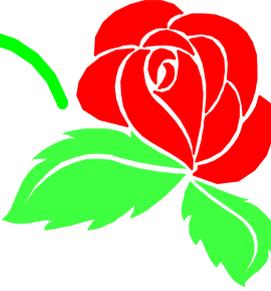
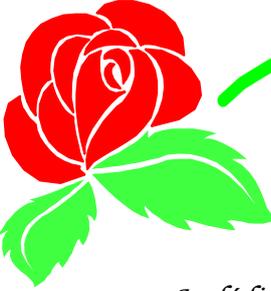
Présenté par :

M^r. CHAREF Yacine

DEVENTE LES MEMBRES DU JURY :

Nom et prénom	Grade	Qualité
M^r M.HASSANE	M.C.(B)	président
M^{me} A.ADDOU	M.A.(A)	Examinatrice
M^r A.HADJ SADOK	M.C.(B)	Examineur
M^r A.HEBBOUCHE	M.A.(A)	Examineur
M^r R.REKROUK	M.A.(B)	Examineur
M^{me}: N.HADJ SADOK	M.A.(A)	promotrice

Juillet-2012



Dédicace

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

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

A mes frères : MOHAMEDDE et Sid Ahmed ; Toufik

A ma chère sœur: Ouahiba

A mes chères amis et frères: RACHID et MAHMOUDE et HAKIM

A mon promotrice : M^{me} .N. HADJSADOK,

A toute ma famille : surtout mes grandes mères, mes oncles et tantes ; mes cousins

Aziz chrikj et moh , mes cousines , et à tout la famille charef et behir

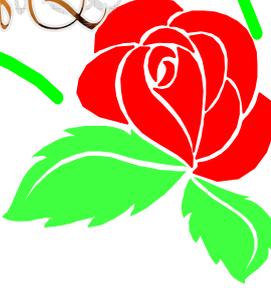
A toutes mes ami(e)s: chrikj nasro ,la3ZIZ ishak, hbibi mokhtar, patron ayoub, Kader, mourad, yacine, anis, amine ,hicham, alaa

wissem, sarah, Imen, Aicha ,meraim ,dyhia et surtout ma chère Rokaya .

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

A tous mes collègues de L'ENSH surtout la promotion 2012;

A toute personne utilisant ce document pour un bon usage.



PAGE



Remerciements

Je remercie Dieu le tout puissant, pour m'avoir donné la santé, le courage et la volonté d'étudier et pour m'avoir permis de réaliser ce modeste travail dans les meilleures conditions.

J'aimerais exprimer ma gratitude pour la patience, le soutien et l'aide qu'a pu m'apporter mon promotrice M^{me} : N.HADJSADOK ainsi que M^r: Hassane pour ces orientations et son compréhension.

Je remercie fortement: M^r HADJSADOK et M^r HEBBOUCHE M^{me} A.ADDOU de m'avoir orienté par leurs conseils judicieux dans le but de mener a bien ce travail.

Mes remerciements également à :

M^r BERMAD, M^r MAHMOUDE : pour leurs encouragements et leurs aides ;

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

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

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

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



pacine

ملخص:

في إطار الإستراتيجية الوطنية التي تهدف إلى الحفاظ على الموارد المائية و ترقيتها، تعمل الدولة الجزائرية على تخزين أكبر كمية من المياه. لذا تقوم الوكالة الوطنية للسدود والتحويلات بدراسة و بناء أكبر عدد ممكن من السدود والحواجز المائية .

ويتطلب ذلك الاهتمام بهذه المنشآت من حيث التقدير الدقيق لمتطلباتها الهندسية والاختيار الأمثل لمواقعها ودراسة جميع ملحقاتها ومحيطها. وفي إطار ذلك تأتي مذكرتنا هذه لتتناول دراسة تحقيقه لسد مائي على مستوى ولاية تيبازة وبالتحديد على وادي مسمون ببلدية مسلمون. حيث قمنا بدراسة جيولوجية و هيدرولوجية و دراسة للنماذج من أجل تحديد النموذج المثالي لجسم السد الذي سننجزه و حساب أبعاد التجهيزات الملحقة (مفرغ الفيضانات مأخذ الماء ومفرغ القعر) ثم أتممنا الدراسة بتنظيم الورشة والحماية و الأمن من حوادث العمل.

Résumé :

Dans le cadre de la stratégie nationale visant à préserver la ressource hydrique et sa promotion. L'Etat algérien s'efforce à mobiliser de grandes quantités d'eau. C'est pourquoi l'ANBT s'est vue attribuer la charge de réaliser des barrages, des retenues collinaires et des transferts.

Pour notre étude, le choix et le dimensionnement des ouvrages de stockage méritent d'être approfondis. Ainsi, les recherches que nous avons mené dans ce mémoire est une étude de faisabilité d'un barrage dans la Wilaya de Tipaza sur l'Oued Messalmoune. Le travail consiste en une étude géologique, hydrologique ainsi que les variantes pour fixer le choix du type de la digue à concevoir et le dimensionnement des ouvrages annexes (évacuateur de crues, prise d'eau et vidange de fond). L'étude est achevée par l'organisation de chantier, la protection et la sécurité de travail.

Abstract:

In the context of the national strategy that aims to preserve water resources, the Algerian State tries to store the largest quantity of water. Therefore, The National Agency of dams and transfers studies and builds the largest possible number of dams and water embankments. This aim requires an attention to installations in terms of accurate estimation to the engineering requirements and the best choice to study all its and surroundings. Thus, we were interested in studying and escamining a small dams in the Messalmoune Wade of Tipaza .

Where we took into consideration the and geological and hydrological studied of the models in order to determine the best one for the body of the dam, that latter would be achieved of ter calculating the dimensions of ancillary equipments (vacuum floods, the water outlet and vacuum the bottom) finally we completed the study, organized the workshop and protected the security on work accidents.

Sommaire :

Chapitre I : PRESENTATION DU SITE

I-1 contenu de l'étude	1
I-2 but de l'aménagement du barrage	1
I-3 situation du site du barrage	1
I-4 topographie de la région	3
I-5 aspects généraux de la région	3
I.6 les documentations consultées	3
I-6-1 levées topographiques	3
I-6-2 levées géologique.....	3
I-6-3 levées géophysiques	3

Chapitre II : ETUDE GEOLOGIQUE ET GEOTECHNIQUE

introduction :.....	4
II-1 géologie régionale	4
II -1-1 principales formations géologique.....	5
II -1-2 géomorphologie	5
II -1-3 végétation	6
II -1-4 tectonique	6
II -1-5 géophysique	6
II -2-hydrogéologie du site.....	6
II -3-observations et Tavaux réalisés	6
II -3-1 sondages mécaniques et tranche dans l'axe	6
II-3-2 puits dans la zone d'emprunt	6
II -4 géologie de la cuvette	7
II -5-géologie du site	7
II -5-2 lithologie	7
II -5-1 description générale	7
II -5-3 altération des roches	8
II -5-4 structure géologique	8
II -6- sismicité	9
II -6-1 données historiques.....	9
II -6-2 estimation de l'accélération maximale	10
II -8 matériaux d'emprunt	11
II -7- étude géotechnique	11
II -8-1-localisation des zones d'emprunt	12
II -8-2 matériaux rocheux	12
II -8-3 matériaux granulaires	12
II -8-4 matériaux argileux	12
II -9-prospection géophysique sur terrain	13
II -10-2- nombre d'essais	13
II -10-1-essais de laboratoire	13

II -10prospection géophysique au laboratoire	13
II -11 résultats des données géotechniques de terrain et de laboratoire et leur interprétation	14
II -11.1 propriété physique et mécanique des alluvions du lit de l'oued	14
II -11.1.1 propriété physique.....	14
II -11.1.2 propriété mécanique.....	14
II -11.2 propriété physique et mécanique des colluvions.....	15
II -11.2.1 propriété physique	15
II -11.2.2 propriété mécanique.....	16
II -11.2.3 essais sur la roche	16
II -11.2.4 essais de perméabilité des matériaux alluvionnaire.....	17
II -11.3 propriété physique et mécanique des matériaux d'emprunt	17
II -11.3.1 propriété physique	17
II-11.3.2 propriété mécanique	17
II -11.4 recharge : zone d'emprunt alluvionnaire	18
II -11.4.1 propriété physique	18
II -11.4.2 propriété mécanique	18
conclusion et recommandations	19

CHAPITRE III : ETUDE HYDROLOGIQUE.

III.1 introduction	20
III.1.le bassin versant	20
III.2 caractéristiques géométriques	20
III.2.1 superficie	20
III.2.2 périmètre	20
III.2.3 longueurs de talweg principal	20
III.2.4 indice de compacité de gravelius k_g 1914	20
III.3 répartition et courbe hypsométrique.....	21
III.4 indices de pente	22
III.5 le temps de concentration	22
III.6 caractéristiques physiographiques	23
III.7 caractéristiques climatiques	25
III. 7.1 la température	25
III.7.2 l'évaporation	25
III.7.3 humidité relative de l'aire	26
III.7.4 régime de vent	26
III.7.5 la pluviométrie	27
III.7.5.1 pluies maximales journalières	27

III.7.5.2 ajustement comparatif avec "hyfran"	28
III.8 pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités	30
III.9 études des apports	33
III.9.1 apports liquides	33
III-9-1-2- évaluation des apports moyens annuels de l'oued	33
III.9.2 caractéristiques de l'écoulement	34
III.9.3 irrégularité des apports	35
III.9.3.1 estimation fréquentielle des apports	35
III.10 apports solides et l'estimation du volume mort	35
III.11 études des crues	36
III.11.1 formules empiriques pour la détermination de la crue	38
a) formule de mallet - gauthier	38
b) formule de sokolovsky	38
c) formule de possenti	38
III.11.2 hydro-gramme de crues	39
III.11.3 choix de fréquence de la crue du projet	40
III.11.4 choix de la crue de projet	40
III.11.4 choix de la crue de chantier	40
III.12 régularisation	42
III.12.1 Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%	42
III.12.2 Répartition mensuel des besoins	42
III.12.3 Courbes «Hauteurs-Capacités-Surfaces»	43
III.12.4 Calcul du volume utile	44
III.12.4.1 Régularisation saisonnière sans tenir en compte les pertes	44
III.12.4.2 Régularisation saisonnière avec pertes	44
III.12.4.3 régularisation intra-annuelle	46
III.13 LAMINAGE DE CRUE	47
III.13.1 Laminage des crues par la méthode de KOTCHERINE	47
III.13.2 Laminage de crue par la méthode de Hildenblat	48
III.13.1 Courbe des débits déversant	50
Laminage pour une largeur de 30 m	50

CHAPITRE IV : ETUDE DES VARIANTES.

Introduction	51
IV.1. Le choix du site du barrage	51
IV.2. le choix du type de barrage	51
IV.3. les variantes à choisir	53
IV.4. Objet de l'étude de variantes	53
IV.5. Définition du profil général du barrage	54
IV.5.1. Hauteur de barrage	54
IV.5.1.1. calcul de la revanche	54
a) Formule de Stevenson	54
b) Formule de Molitor	54
c) Formule de Mallet-pacquant	54
d) Formule simplifiée	54
IV.5.2. calcul de la largeur en crête	54
a) Formule de KNAPEN	55
b) Formule de F-PREECE	55
c) Formule simplifiée	55
IV.5.3. La longueur en crête	55
IV.5.4. caractéristiques du barrage	55
IV.5.5. Pentes des talus	55
IV.5.6. Les bermes	55
IV.5.6.1. Talus amont	55
IV.5.6.2. Talus aval	55
IV.5.7. Revêtement de la crête et des talus de la digue :	55
IV.5.7.1. Talus amont	56
a) Première méthode	56
b) Deuxième méthode	57
c) Troisième méthode	58
IV.5.7.2. Talus aval	59
IV.5.7.3. La crête	59
IV.5.8. Etanchéité du barrage	59
IV.5.8.1. le noyau	59
a) Dimensionnement du noyau	59
IV.5.8.2. Les drains	60
a) Dimensionnement du prisme de drainage (drain prisme)	61
b) Dimensionnement du drain tapis	61
c) Dimensionnement du drain vertical	61
IV.5.8.3. Les filtres	62
IV.6. calcul du volume des différents matériaux	63
IV.6.1. Barrage zonée a noen argile avec drain vertical	64
IV.6.1.1. les recharges (argile)	64
IV.6.1.2. protection rip-rap	64

IV.6.1.3. filtres et drains	64.
IV.6.2. Barrage zoné à noyau d'argile	64
IV.6.2.1. le Noyau	64
IV.6.2.2. les recharges	64
IV.6.2.3. protection en rip-rap	65
IV.6.2.4. filtres et drains	65
III.7. Estimation du coût des variantes.....	68
Conclusion	68

CHAPITRE V : CONCEPTION DETAILLEE DE LA VARIANTE CHOISI

Introduction	70
V.1. Dimensionnement de la digue	70
V.1.1. la revanche du barrage	70
V.1.2. la hauteur du barrage	70
V.1.3. largeur en crête	70
V.1.4. la longueur en crête	70
V.1.5. les bermes	70
V.1.5.1. Talus amont	70
V.1.5.2. Talus aval	70
V.1.6. Classification de l'ouvrage	71
V.1.7. Pentes des talus	71
V.1.8. Revêtement de la crête et protection des talus de la digue	71
V.1.8.1. La crête	71
V.1.8.2. Talus aval	71
V.1.8.3. Talus amont	72
a) Première méthode	72
b) Deuxième méthode	73
c) Troisième méthode	73.
V.2. Drainage de la digue	75
V.2.1. But du drainage	75
V.2.2. Constitution et fonctionnement des filtres et drains	75
V.2.2.1. les filtres	75
V.2.2.2. les drains	76
V.2.3. Règles générales de dimensionnement des drains et filtres	76
V.2.3.1. Calcul des filtres	77
a) règles des filtres	78
b) Détermination de la courbe granulométrique des Filtres	78.
c) Vérification du contact Noyau – Recharges	78
d) Vérification de la condition d'uniformité	79
V.2.3.2. Calcul des drains	79
a) Dimensionnement du drain tapis	79

b) Dimensionnement du prisme aval	79
V.3. Etanchéité du barrage	80
V.3.1. Le noyau	80
V.3.2. La clé d'ancrage	80
V.4. Etude des infiltrations	80
V.4.1. Défaut d'étanchéité et conséquences des infiltrations	80
V.4.1.1. les fuites diffuses	81
V.4.1.2. La surélévation de la ligne de saturation	81
V.4.2. Hypothèse de calcul	81
V.4.3. ligne de saturation	81
V.4.4. Construction de la ligne de saturation	82
V.4.5. Calcul du débit de fuite par infiltration	83
V.4.5.1. Digue	84
V.4.5.2. Fondation	84
V.4.6. Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage	84
V.4.6.1. dispositif d'étanchéité	84
V.4.6.2. fondation du barrage	85
V.5. Calcul de stabilité	86
V.5.1. Généralité sur la stabilité des barrages (Talus)	86
V.5.2. Stabilité des talus	86
V.5.3. Méthode de FELLENIUS	87
V.5.4. Conséquences de l'instabilité des talus	88
V.5.5. Ordre de calcul (Méthode des tranches)	89
V.5.6. Calcul des forces appliquées à chaque tranche	88
V.5.6.1. Force de pesanteur (poids propre de la tranche)	91
V.5.6.2. Force de pression interstitielle	91
V.5.6.3. Forces de cohésion	91
V.5.6.4. forces de frottement	91
V.5.6.5. force séismique	91
V.5.7. classement des forces	91
V.5.7.1. Les forces stabilisatrices	91
V.5.7.2. Les forces déstabilisatrices	91
V.5.8. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement ...	91
V.5.8.1. Retenue pleine : (talus aval)	92
V.5.8.2. Retenue vide (fin de construction) : (talus amont et aval)	92
V.5.8.3. vidange rapide :(talus amont)	92
Conclusion	93

CHAPITRE VI : ETUDE DES OUVRAGES ANNEXES

INTRODUCTION.....	94
VI.1 Ouvrage d'évacuation de crues	94
VI.1.1 Critères de choix de l'évacuateur de crue	94
VI.1.2 Différents types des évacuateurs de crues	95
VI.1.2.1 Evacuateur de crues en puits (tulipe)	95
VI.1.2.2 Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral	95
VI.1.2.3 Evacuateur de crues latéral à entonnement frontal	95
VI.1.2.4 Evacuateur de crues en siphon	95
VI.1.3 Choix du tracé de l'axe	95
VI.1.4 Type d'évacuateur de crue	96
VI.4. Étude Variante Évacuateur De Crues En Puits Vertical	97
VI.4.1. Description des ouvrages	97
A- Régime dénoyé	97
B- Régime noyé.....	97
VI.4.2. Dimensionnement et calcul hydraulique de l'évacuateur de crues	98
VI.4.2.1) Calcul du déversoir en tulipe sans tronçon conique	98
VI.4.2.2 Galerie de l'évacuateur en puits	99
VI.5. Détermination des paramètres de l'écoulement dans la galerie	100
VI.5.1 calcul La profondeur de l'écoulement uniforme Y_n dans la conduit a surface libre	100
VI.5.2 Profondeur critique(Y_c).....	101
VI.6 Évaluation du fonctionnement du bassin d'amortissement	103
VI.6.1 TRANSITIONS	103
a)Calcul de la largeur initiale (B_t) de la transition.....	103
b) Calcul de la largeur finale (b_t) de la transition	103
c)Calcul de la longueur de l'élargissement (L_t)	104
d) Calcul du niveau d'eau à la fin de l'élargissement (Y_2).....	104
e)La vitesse à la sortie d l'élargissement	104
VI.7 Choix du bassin de dissipation	104
a)Calcul du tirant d'eau aval y_2	104
b) Calcul des dimensions des blocs de chute	104
VI.8. Ouvrage de vidange	104
V VI.8.1.1 Calcul du débit de vidange	105
VI.8 .1 Dimensionnement de l'ouvrage de vidange	105
VI.8.1.2-Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre	105
VI.8.1.3-Correction du coefficient de débit μ	105
VI.8.1.4-Coefficient de pertes des charges singulières	106

VI.9. Dimensionnement de la prise d'eau	106
VI.9.1-Correction du coefficient de débit μ	107
VI.9.2-Calcul de la vitesse d'eau dans la conduite de prise d'eau	107
Conclusion	107

CHAPITRE VII : PLANNINGS DES TAVAUX

VII.1.introduction	108
VII.2.les moyens de chantier.....	108
A- les moyens humains	108
B- b- les engins de terrassement	108
VII.3. symboles des différentes opérations	109
VII.4. Détermination du chemin critique.....	112
VII.5. Conclusion	112

CHAPITRE VIII : PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL

Introduction.....	113
VIII.1 Causes des accidents de travail.....	113
a) Causes humaines.....	113
b) Causes techniques	113
VIII.2 Conditions dangereuses dans le chantier.....	114
VIII.3 Actions dangereuses	114
VIII.4 Mesures préventives.....	114
VIII.5 Principales fonctions du service de sécurité.....	114
a) Etudes.....	114
b) Exécution.....	114
c) Contrôle.....	115
d) Animation.....	115
VIII.6 Organisation de la prévention des accidents du travail.....	115
Conclusion	116

Liste des Tableaux

Tableau II.1 : Synthèse des travaux de reconnaissance.....	13
Tableau II-2 : Type d'essais de laboratoire effectués sur les sols.....	14
Tableau II-3 Propriétés granulométriques des matériaux alluvionnaires du lit de l'oued..	14
Tableau II-4 Limites de consistance des alluvions fines du lit de l'oued.....	14
Tableau II-5 compacité des alluvions.....	15
Tableau II-6 Essais plessimètre.....	15
Tableau II.7 Propriétés physiques des matériaux colluvion-aires.....	15
Tableau II.8 compacité et consistances des matériaux colluvion-aires.....	16
Tableau II.11 Caractéristiques mécaniques des matériaux argileux de la zone d'emprunt.....	17
Tableau II.10 Propriété physique.....	17
Tableau II.9 Essais de perméabilité	17
Tableau II.14 Propriétés physiques des matériaux alluvionnaires de l'oued	18
Tableau II.15 Propriétés mécanique des matériaux alluvionnaires de l'oued.....	18
Tableau III-1 : Coordonnées de la courbe hypsométrique.....	21
Tableau III-2 : Tableau récapitulatif des résultats des indices de pente.....	22
Tableau III-4 : Tableau récapitulatif des résultats des caractéristique physiographiques.....	23
Tableau III-3 : Tableau récapitulatif des résultats du temps de concentration.....	23
Tableau III-5 : récapitulation des caractéristiques physiques du bassin versant.....	24
Tableau III.6 Répartition mensuelle de la température.....	25
Tableau III.07 : Répartition mensuelle de l'évaporation.....	25
Tableau III.08 : Répartition mensuelle des humidités relative	26
Tableau III.9 : Répartition mensuelle de régime du vent	26
Tableau III.10 : la station pluviométrique.....	27
Tableau III.11 : Répartition mensuelle des pluies.....	27
Tableau III.12 : Caractéristiques de la série pluviométrique (32ans).....	28
Tableau III.13 : récapitule des résultats d'ajustement.....	28
Tableau III.14 : les précipitations des différent fréquence.....	30
Tableau III.15 : les précipitations des différent fréquence. (mm).....	31
Tableau III.16 : les Intensité des pluies I_t (mm/h)	31
Tableau III.17 : Récapitulation des formules pour le calcul de l'apport moyen annuel A_0 ...	33
Tableau III.18 : caractéristiques de l'écoulement.....	34
Tableau III.19 : l'Apport fréquentielle.....	35
Tableau III.20 : valeur de α en fonction de la perméabilité.....	36
Tableau III.21 : récapitulatif des résultats de la formule Mallet- Gauthier.....	37
Tableau N°III.22 Débits maxima des crues de différentes périodes de retour	38
Tableau III.23 : récapitulatif des résultats de la formule Possenti.....	38
Tableau III.24 : récapitulatif des résultats de débit de crue.....	38
Tableau III.26 : Répartition des Apports mensuelles de fréquence 80%.....	42
Tableau III.27: Répartition mensuelle des besoins.....	43
Tableau III.28 : Caractéristique topographique de la retenue. Hauteur (m).....	43
Tableau III.29 : Régularisation saisonnière sans tenir en compte les pertes.....	44

Tableau III.30 : Régularisation saisonnière avec pertes.....	45
Tableau III.31: répartition des débits et apports mensuelles.....	46
Tableau III.29 : Régularisation saisonnière sans tenir en compte les pertes.....	46
Tableau III.32 : caractéristiques du barrage	46
Tableau III.33 : Résumé de laminage par Kotchérine	48
Tableau III.34 : calcul de la courbe des débits dévasant	49
Tableau III.35: Résumé des calculs de laminage par la méthode de Hildenblat	50
Tableau IV.1 : calcul de la revanche.....	54
Tableau IV.2 : Détermination de la largeur en crête.....	54
Tableau IV.3 : caractéristiques du barrage.....	55
Tableau IV.4 : valeurs indicatives des fruits de talus.....	55
Tableau IV.5 : Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et de γ_p	56
Tableau IV.6: Epaisseur de l'enrochement et D50 minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague.....	57
Tableau IV.7 : valeurs du coefficient K en fonction de la catégorie de l'ouvrage.....	58
Tableau IV.8 : volumes des recharges (argile).....	64
Tableau IV.9 : volume des recharges.....	65
Tableau IV.10 : volume des graviers.....	65
Tableau IV.11 : volume des sables.....	65
Tableau IV.12 : volume du noyau.....	66
Tableau IV.13 : volumes des recharges.....	66
Tableau IV.14 : volume du rip-rap.....	66
Tableau IV.15 : volume des sables.....	67
Tableau III.16 : volume des graviers.....	67
Tableau IV.17 : les coûts des différentes variantes étudiées.....	68
Tableau V.01 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation.(V.volkov, 1986).....	71
Tableau V.02 : valeurs indicatives des fruits de talus.....	71
Tableau V.5 : Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et de γ_p	72
Tableau V.6: Epaisseur de l'enrochement et D50 minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague.....	73
Tableau V.7 : valeurs du coefficient K en fonction de la catégorie de l'ouvrage.....	74
Tableau IV.06: Récapitulatif des résultats de la 1 ère couche de filtre.....	78
Tableau IV.07: Récapitulatif des résultats de la deuxième couche de filtre.....	78
Tableau.08 : Coordonnées de la parabole de KOZENY	82
Tableau V.09 : Gradient hydraulique admissible.....	85
Tableau V.10 : Détermination du gradient d'infiltration admissible.....	85
Tableau IV.11 : Détermination de coefficient de sécurité.....	86
Tableau V.12 : Coefficient de stabilité admissible des talus.....	88
Tableau V.13 : les valeurs admissibles des coefficients de sécurité.....	89
Tableau V.15 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement.....	93
Tableau VII-01: Symboles des opérations	109
Tableau VII-01 : Programme des travaux pour la réalisation de barrage de TAOURIRA ...	111

LISTE DES FIGURES

Figure I-1 : Localisation générale du site du barrage de TAOURIRA.....	2
Figure II-1 : Géologie régionale du site du barrage.....	4
Figure II. 2: Carte de zonage sismique du territoire algérien.....	9
Figure II-3 : Localisation des zones d'emprunt.....	12
Figure III-01 : Courbe hypsométrique	22
Figure III.2 : Température moyenne mensuelle.....	25
Figure III.4 : Répartition mensuelle de l'humidité	26
Figure III.3 : Répartition mensuelle de l'évaporation	26
Figure III.5 : Répartition mensuelle de régime du vent.....	27
Figure III-06 : Représentation graphique de la loi de Gumbe.....	28
Figure III-07 : Représentation graphique de la loi de Galton	28
Figure III-08 : Représentation graphique de la loi Normale	28
Figure III-09 : Représentation graphique de la comparaison	28
Figure III.10 : pluies de courtes durées	32
Figure III.11 : intensités durées fréquences	32
Figure III.12 : hydro-gramme de crues probables	40
Figure 12.1 : Hydro-gramme de crue de projet a une période de retour 10 000 ans.....	41
figure 12.2 : Hydro-gramme de crue de chantier a une période de retour 50 ans.....	41
Figure III.13 répartition mensuelle des apports	42
Figure III.14 Courbes capacités-hauteurs-surfaces	43
Figure III.15 Laminage de crue par la méthode de Kotchérine.....	48
Figure III.17 : laminage pour b= 30m.....	49
Figure III.16 la courbe des débits déversant	50
Figure IV.1 : Abaque de détermination de la hauteur maximale des vagues, d'après l'US Army Corps of Engineers.....	57
Figure VII-01: Réseau à nœuds	110

Introduction générale :

Lorsqu'on parle de l'eau on pense à la vie et en aucun cas ne sera la vie sans l'existence de l'eau, Ce qui est apparent c'est que cette matière précieuse est inépuisable d'un point de vue que l'eau représente les trois quarts de notre planète, tandis que en réalité le taux de l'eau douce appropriée à l'homme est très faible, selon les plus récentes données moins de 1 % de toute l'eau douce sur la planète est facilement accessible à l'être humain, et a une forte tendance à se réduire en considérant la croissance démographique de la pollution, le réchauffement de la terre et la mauvaise gestion des ressources disponibles. Ce problème qui interpelle plusieurs chercheurs dans le monde est posé avec intensité en ALGERIE.

Partant de ce constat, les autorités publiques réagissent. Cette volonté s'est manifestée au plan institutionnel, par l'adoption de la solution la plus utilisée au monde, à savoir la mobilisation des eaux superficielles par l'édification des barrages et des retenues collinaires.

La science qui s'intéresse au domaine des barrages s'appelle l'hydraulique, c'est une partie de la mécanique qui a pour objet la direction et la conduite de l'eau. C'est la science qui se préoccupe des ressources en eau pour les différents buts d'économie et lutte contre les effets nuisibles de l'eau en adoptant des techniques de projection des ouvrages. L'hydraulique étudie aussi les méthodes d'utilisation des ressources en eau pour des besoins de l'économie en édifiant les ouvrages hydrauliques tels que les barrages.

Un barrage est un ouvrage d'art coupant le lit d'un cours d'eau et destiné à en retenir l'eau par la création d'un lac artificiel à fin répondre aux besoins des populations soit ; en alimentation en eau potable, en irrigation, production de l'énergie et même pour des fins touristiques. . Les barrages existent probablement depuis la préhistoire (réserve d'eau potable, d'irrigation, viviers, piscicultures).

Saad-el-Kafara est le premier vrai barrage connu construit en Égypte vers 2600 ans av. J.C. il avait 14 m de hauteur, 113 m de longueur et créait une retenue de 500 000 m³ environ. Actuellement, les techniques de réalisation des barrages sont très développées. Le barrage des trois gorges situé au Chine est le plus grand barrage au monde avec une longueur de crête de 2 335 m, une capacité de retenue normale de 39.3 milliards m³ et une production d'électricité de 18 200 mégawatts contre 14 000 mégawatts pour le barrage d'Itaipu entre le Brésil et le Paraguay.

Toute réalisation d'un ouvrage hydraulique passe par une étude détaillée et approfondie, dans cette optique nous allons faire l'étude faisabilité du barrage de taourira et de capacité de 71 Mm³ qui est destiné à l'alimentation en eau potable et à l'irrigation des terres agricoles de cette région,

Le contenu comprendra huit chapitres repartis comme suit :

Le chapitre un sera une présentation générale du site.

Le deuxième chapitre sera au principe l'étude géologique et géotechnique cette étude conditionne le type du barrage, la nature des matériaux utilisés et la conception des ouvrages annexes du barrage et elle donne également une idée sur les infiltrations et les fuites au niveau de la réserve. Elle doit répondre à différents éléments dont les plus importants sont la stabilité et l'étanchéité des fondations des différents ouvrages, la disponibilité des matériaux de construction locaux en quantité suffisante et de qualité satisfaisante.

Tout dimensionnement d'un barrage s'articule sur une étude hydrologique détaillée. Celle-ci consiste essentiellement à la détermination des différents apports hydriques et solides permettant le dimensionnement hydrotechnique du barrage et de ses ouvrages annexes. la détermination des apports est précédée par une étude morphologique précise et une analyse statistique des données climatologiques ; principalement les données de séries pluviométriques et de température. Les différents facteurs, coefficients et paramètres trouvés sont importants pour l'analyse qui suit. tel est le but du chapitre trois dit « étude hydrologique ».

On consacrera un chapitre pour l'analyse des variantes de digues et le choix sera en fonction de la disponibilité des matériaux ; ainsi une étude détaillée de la conception, d'infiltrations et de la stabilité des talus de cette dernière.

Le chapitre six consistera l'étude des ouvrages annexes tel que l'évacuateur de crue, prise d'eau, et le vidange de fond.

Le chapitre qui suit sera consacré à l'organisation de chantier qui interprétera les moyens à mettre en œuvre pour la construction et l'exécution des différentes tâches de réalisation ainsi que le planning des travaux.

Pour conclure un chapitre traitera la protection et la sécurité de travail.

Enfin, nous terminerons par une conclusion où nous présenterons des recommandations de construction et d'implémentation

I-1 CONTENUE DE L'ETUDE :

Cette étude consiste à la détermination des différents paramètres qui conditionnent la construction du barrage obtenus de l'étude des aspects géologiques, géotechniques et hydrologiques du bassin versant de l'oued MESSELMOUNE et du site de TAOURIRA, avant de procéder à l'étude de faisabilité et au dimensionnement du barrage et de ces ouvrages annexes.

I-2 BUT DE L'AMENAGEMENT DU BARRAGE :

Le but de l'aménagement du barrage de TAOURIRA est l'exploitation des eaux d'écoulement superficiel du bassin versant de l'oued MESSELMOUN pour l'approvisionnement en eau potable des agglomérations avoisinante et pour l'irrigation des périmètres agricoles de la région.

I-3 SITUATION DU SITE DU BARRAGE :

Le site du barrage de TAOURIRA est situé sur l'oued MESSELMOUN, dans la Wilaya de Tipaza, en aval de la confluence avec l'oued Birthourte, sur un étranglement limité par des affleurements de grès et de conglomérats denses et durs. La ville la plus proche est Cherchell qui est située à 15 km environ du site du barrage, vers la direction Est, par la route RN-11.

D'après la carte d'état major ses coordonnées Lambert sont :

X=359,50 km Lambert Y=441,30 km Lambert Z= 46.00 m NGA

Le site se trouve à 7 Km environ en amont du pont de la route nationale RN/11 sur l'oued MESSELMOUN.

On peut y accéder soit par une route en terre d'environ 4 Km sur la rive gauche, soit par une route de 3 Km en suivant la vallée de l'oued.

La localisation du site du barrage est montrée à la figure I-1.

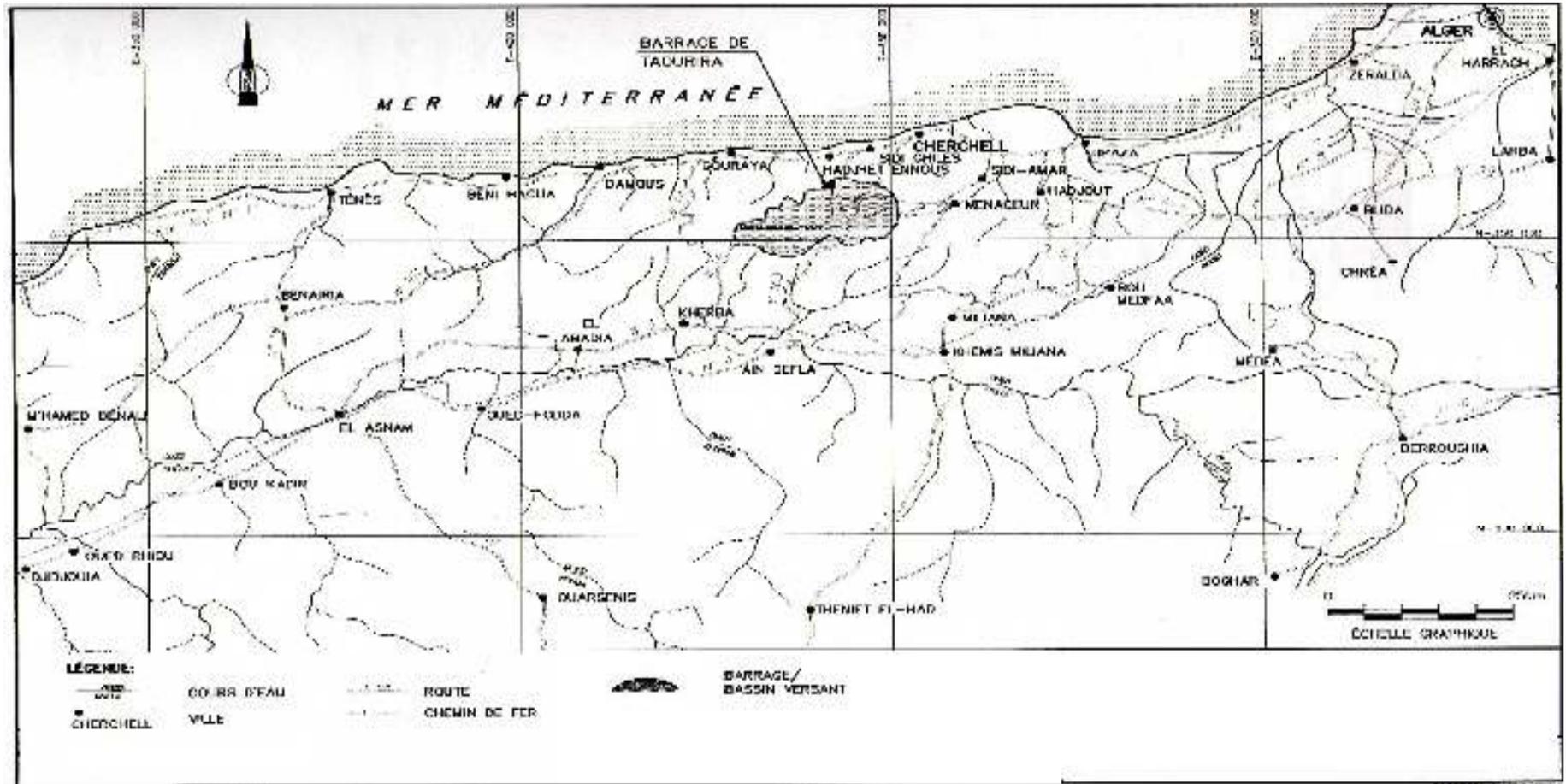


Figure I-1 : Localisation générale du site du barrage de TAOURIRA.

Source : ANBT

I-4 TOPOGRAPHIE DE LA REGION :

La région de Taourira, située dans la zone côtière des montagnes Atlas, et particulièrement la région de l'axe du barrage, présentent un relief accidenté. Les oueds sont bien encaissés et bien définis, les rives sont inclinées et le socle rocheux est tectoniquement plissé. Des zones d'escarpement et d'éboulis rocheux sont observées.

La cuvette ou le réservoir de la retenue est de forme relativement allongée avec quelques ramifications.

La plaine de l'oued, large de 2 km en aval du barrage, est plus encaissée (100 m environ) par les structures géologiques (affleurements rocheux) au droit de l'axe. Le relief est moyen et les appuis présentent des pentes d'environ 30° à 40°. Sur les flancs, il existe des glissements surtout quand les pentes sont supérieures à 50°.

Il existe au niveau de la plaine des terrasses alluvionnaires à répartition variable selon l'endroit. Le lit de l'oued est relativement sinué et assez ramifié de l'aval vers l'amont.

Afin de pouvoir faire des relevés, la projection des ouvrages et de permettre une bonne connaissance des terrains de fondation, une carte topographique à l'échelle 1/1000 s'avère indispensable.

I-5 ASPECTS GENERAUX DE LA REGION :

Il n'y a pas de routes importantes à proximité du site ou dans la zone du réservoir, ainsi que des lignes téléphoniques ou de haute tension qui peuvent causer des problèmes lors du remplissage du réservoir.

Il existe quelques puits dans la région permettant l'approvisionnement du chantier de construction ainsi que les eaux de l'oued.

I.6 LES DOCUMENTS CONSULTÉS :

Un ensemble de levés a été réalisé au niveau du site et du réservoir et de la zone susceptible à contenir des matériaux utilisables dans la construction du barrage.

I-6-1 levés topographiques :

Des levés altimétriques sont réalisés dans le site sur un plan d'échelle 1/1000, couvrant l'aire prévue pour la construction du barrage.

I-6-2 levés géologiques :

Des reconnaissances géologiques sont faites aux échelles 1/5000 au niveau du réservoir et 1/1000

I-6-3 levés géophysiques :

Les travaux géophysiques exécutés sur le site sont représentés par 12 sondages électriques réalisés afin de déterminer les failles sismiques.

INTRODUCTION :

La possibilité de construction d'un ouvrage de Génie civil est la manière de le faire dépend essentiellement de la nature des fondations, particulièrement la construction des barrages d'où régie l'importance d'une étude géologique et géotechnique assez détaillée.

Cette étude conditionne le type du barrage, la nature des matériaux utilisés et la conception des ouvrages annexe au barrage et elle donne également une idée sur les infiltrations et les fuites au niveau de la réserve. Elle doit répondre à différents éléments dont les plus importants sont :

- La stabilité et l'étanchéité des fondations des différents ouvrages.
- La disponibilité des matériaux de construction locaux en quantité suffisante et de qualité satisfaisante.

II-1GEOLOGIE REGIONALE :

Le site de TAOURIRA se trouve à proximité de la Méditerranée sur l'Atlas Télien qui fait partie de la grande chaîne Alpine. Cette région comprend un socle cristalphylien ancien composé de gneiss, de schistes et de quelques granites ainsi que des roches paléozoïques. On y rencontre aussi des dépôts de flyschs mésozoïques et cénozoïques et des roches carbonatés, entre autres des dépôts sédimentaires.

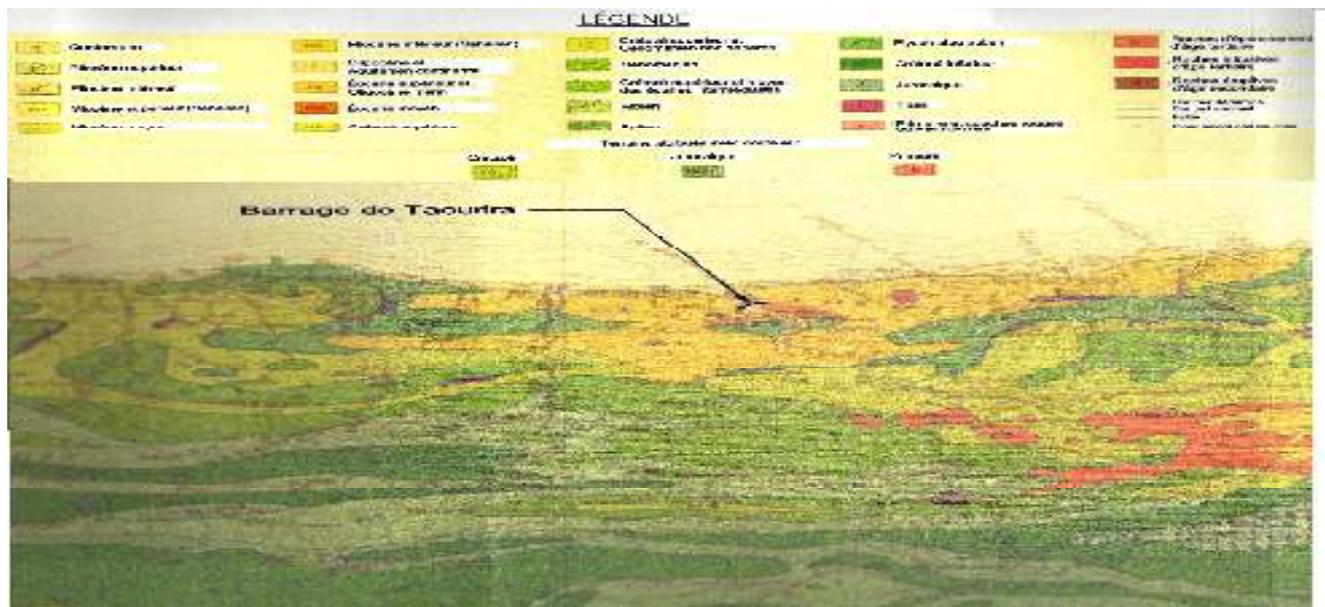


Figure II-1 : Géologie régionale du site du barrage (source ANBT. Echelle : 1/200 000)

Le Quaternaire Q_1 :

Alluvions récentes et actuelles formées, généralement, d'éléments détritiques comblant les fonds de vallées. Ce sont des sables, graviers, cailloux et blocs plus au moins argileux et limoneux, provenant de la dégradation physique et chimique des roches affleurant à la surface du bassin versant.

- Argiles brunes colluvionnaires à rares débris caillouteux. Elles se situent sur les berges des versants de vallées.

Le Miocène m₁/A (cartennien) : Il est représenté par quatre faciès distincts : des marnes et grès du Cartennien avec parfois des assises principales de grès, des grès et poudingues du Cartennien inférieur et des calcaires. Il est très répandu au niveau du bassin versant du site de la retenue collinaire de (Guerroudjia) et surtout au Sud du bassin hydrologique.

L'Eocène : Il est constitué à son sommet par des argiles renfermant des lumachelles, juste après, nous rencontrons des calcaires marneux et des calcaires à silex du Suessonien, des marnes et des marnes avec de minces intercalations de bancs de calcaires marneux du Senonien-Danien.

Les calcaires Senonien-Daniens renfermant des fossiles tels que les Innocerames.

II-1-1 PRINCIPALES FORMATIONS GEOLOGIQUE

La cuvette ou le réservoir se compose surtout de roches du miocène inférieur et du crétacé, avec des séquences de marnes et de grès conglomératiques et des flyschs albo-aptiens à orbitoliens et nummulitiques, on a aussi une série éruptive du burdigalien avec une discordance angulaire dans le relief de la région.

Les séquences de roches ont été plissées et faillées régionalement formant une structure de nappe complexe dont les grandes failles se trouvent généralement dans les directions Est- Ouest (E -W) et Est Nord Est - Ouest Sud Ouest (E.N.E - W.S.W) parallèlement au tracé géologique et géomorphologique . Les mouvements le long de ces faille, sont généralement du type vertical et souvent des compressions.

II-1-2 GEOMORPHOLOGIE :

Le relief de la 'région est accidenté moyennement à intensément se qui reflète la lithologie et les structures géologiques particulièrement au niveau de l'axe ou il indique la présence des couches de matériaux gréseux (grès fins, grès et conglomérats) bien consolidé et tectoniquement plissés, où l'on trouve des affleurement de roches, des rives forts inclinés et un oued bien défini et encaissé.

On observe dans la morphologie de cette région que le dorsal de fermeture de la vallée de l'oued forme la Crête rocheuse des couches gréseuses dure, qui forme la Crête à cause de l'existence de l'anticlinal vers le nord.

On remarque, en allant vers l'aval, que les talus sont doux sur la partie opposée à la Crête rocheuse, et vers l'amont des talus fortement inclinés avec écoulement des roches et rampement des sols. En allant plus vers l'amont, on se trouve dans une région de marnes et d'argiles au relief moins accidenté, et des collines à inclinaison plus dense ou on a une forte érosion.

La plaine alluvionnaire traversée par l'oued a une largeur d'environ 75m dont la section

étroite et s'élargie à 140 m environ dans la zone de l'axe, mais généralement cette largeur varie entre 200 et 400 m environ.

II-1-3 VEGETATION :

Sur les deux rives, le couvert végétal est constitué d'arbres mûres essentiellement du pin. Les sous-bois sont occupés par des arbustes épineux. En rive droite la végétation est assez dense. En amont et aval du barrage, les basses et hautes terrasses de l'oued et en partie les talus sont occupés par des cultures maraîchères.

II-1-4 TECTONIQUE :

L'activité le long des grandes failles de la région est en relation avec la collision des plaques africaines et eurasiatiques, ce qui implique que le processus tectonique est encore dynamique, c'est à dire que les plaques continuent à se déplacer l'une vers l'autre telle que leurs points de collisions représente les grandes failles de cette région, ce qui implique l'existence du risque d'avoir des séismes dans la région.

II-1-5 GEOPHYSIQUE :

L'aspect géodynamique de la région de Taourira mène à considérer que cette région présente des risques sismique.

II-2-HYDROGEOLOGIE DU SITE:

La comparaison des lectures des tubes ouverts et des piézomètres implantés dans le site, indique qu'il existe un très faible gradient d'écoulement de la couche d'argilite vers la couche d'alluvions, et permettent de conclure que les écoulements souterrains se font de la rive vers l'oued.

Les essais de perméabilité nous à permet de mettre en évidence que la formation alluvionnaire du lit de l'oued a une grande perméabilité.

II-3-OBSERVATIONS ET TAVAUX REALISES :

Un ensemble de travaux d'observation a été réalisé au niveau du site et de la zone susceptible à contenir des matériaux utilisables dans la construction du barrage.

II-3-1 SONDAGES MECANIKES ET TRANCHE DANS L'AXE :

Dans la zone de l'axe, 6 sondages mécaniques ainsi que des essais de perméabilité sont réalisés, et pour l'inspection des sols superficiels, on a creusé un tranché sur l'axe.

II-3-2 PUIITS DANS LA ZONE D'EMPRUNT :

Des reconnaissances dans la zone d'emprunt située à 2 Km environ en amont du site sont faites dans le but de permettre l'excavation de quantités des matériaux susceptibles à être utiliser dans la construction du barrage et la détermination de leur caractéristique mécanique par l'exécution de 9 puits. Cette zone est délimitée par l'expertise technique.

On a sélectionné 14 échantillons pour les essais en laboratoire et on a vérifié que les matériaux sont disponibles en quantités suffisantes et qualité satisfaisante.

II-4 GEOLOGIE DE LA CUVETTE :

La partie majeure de la cuvette est constituée de séquences monotones de marnes noires qui se métamorphosent en argilites noires, disposées d'une manière assez régulière. Ces roches sont peut consolidées et très désagrégable vis à vis les intempéries.

Dans la partie sud centrale de la cuvette dans la région de l'oued DJERA, on remarque l'existence d'une séquence de roches éruptives dures, non carbonatées, qui coupe les marnes à travers avec une discordance érosive.

La stratification dans la région est assez régulière, malgré les changements d'orientation localisée. Elle s'oriente en générale dans la direction préférentielle nord 80° ouest (N80°W) avec une pente forte d'environ 42° vers le nord.

Une très forte fracturation et cisaillement des roches sont observées régionalement, leur directions préférentielle est parallèle aux plans de stratification. Les autres directions de fracturations principales s'orientent presque perpendiculairement à la fracture de la stratification.

II-5-GEOLOGIE DU SITE :

II-5-1 DISCREPTION GENERALE :

Le site du barrage de TAOURIRA se situe au niveau du rétrécissement de la vallée de l'oued MESSELMOUN à l'aval du point de rencontre de cet oued avec l'oued DJERA à une distance d'environ 2 Km.

Dans la zone de l'axe, la largeur de a pleine varie entre 60 et 70 m , les appuis présentent des inclinaisons de 30° pour la rive droite et 21° pour la rive gauche le long des dorsales qui forment la vallée. A l'amant de ces dorsales, les talus atteignent une inclinaison d'environ 30°.

Les rives de l'oued à cet endroit, sont recouvertes d'une végétation moyennement dense et de reboisement de sapins et les terrasses alluvionnaires le long de l'oued sont lieu de cultures.

II-5-2 LITHOLOGIE :

La zone de l'axe du barrage, y compris la zone des dorsales qui forme l'étranglement de l'oued, est constitué de roches gréseuses et conglomératiques, dures et résistantes à l'érosion malgré leur forte fracturation qui forme des bancs (amas de roches allongées) altérées de grès fins et gros avec une matrice limoneuse dont les épaisseurs varient entre 1 et 3 m environ.

On rencontre sur les talus de la rive gauche sur la ligne de l'axe vers l'amont, des bancs de conglomérat gras et moyen, rougeâtres, avec une matrice sableuse limoneuse qui contient des galets arrondis avec un diamètre variant de 4 à 6 m. Ces roches sont carbonatées à un degré variable et contient des veines de calcite.

Les bancs gréseux conglomératiques dans les appuis en profondeur présentent des roches en

granulométrie variable et de contacts gradation-elles jusqu'à plus de 40 m de profondeur pour la rive gauche et 13 m pour la rive droite.

Au niveau de la plaine de l'oued, on observe deux types de dépôts alluvionnaires ; les alluvions récents et les alluvions terrasse. Les premiers sont composés d'alternance de gravier fin et moyens, quand au second, il limite la majeure extension de la vallée entre les alluvions fluviales récentes et les pieds des talus et se situe à une hauteur qui varie entre une dizaine de centimètres à quelques mètres au dessus du niveau de la plaine. Ces sédiments d'alluvions sont surtout limoneux et les schistes sous-jacentes sont rencontrées à une profondeur de 20m au maximum.

D'après les essais géophysiques réalisés sur le site, la surface de la roche est peut variable dans la section transversale à la vallée le long de l'axe.

II-5-3 ALTERATION DES ROCHES :

La lithologie de la région de l'axe présente différents degrés d'altération et de désagrégation. Les roches gréseuses et conglomératiques, spécialement les roches qui forment les dorsales de l'axe sont bien cimentées, très dures et résistantes, leurs altération se procède principalement le long des plans de fracturation et de cisaillement parallèlement à la stratification et également perpendiculairement.

Les premiers composants qui s'altèrent sont les galets d'argilites et de marnes et se désagrègent en un sol limoneux sableux.

Par ailleurs, les roches plus argileuses sont généralement peu consolidés et peu cimentées, pour cette raison, ces roches sont généralement désagréables et s'altèrent en des sols limoneux. Leurs désagrégation se produit sur tout après exposition aux intempéries et avec la perte de l'humidité naturelle. Par contre, lorsque elle est soumise à un métamorphisme, ces roches passent à présenter une résistance localement moyenne à haute.

A la fin, étant donné la caractéristique d'altération des roches, il n'y a pas de formation de cavités dans celle-ci.

II-5-4 STRUCTURE GEOLOGIQUE :

La principale structure géologique de l'aire de l'axe est une structure anticlinale plongeant avec plan axial presque perpendiculaire à l'axe prévue (l'axe préliminaire), qui plonge d'environ 30° vers l'aval, les couches dures de grès et conglomérats du site forment une Crête péridinale avec un talus à pente dense à l'aval et un front à pente raide vers l'amont. Ces roches se présentent sous forme de bancs individuels avec des épaisseurs qui varient entre moins de 1m et plus de 3m sous-jacentes aux séquences de marnes, de Mises et de schistes.

L'orientation préférentiel de la stratification dans l'aire de l'axe est Nord80°Est (N80°E) et 40°Nord (40°N), la pente moyenne est de 30° à l'exception de la rive gauche de la plaine de l'oued, où la roche schisteuse sous-jacente aux alluvions montre une foliation verticale en profondeur. Il n'existe pas d'apparence, des structures de failles dans le site, d'autre part, on signale la discontinuité lithologique sur la rive gauche, c'est à dire qu'il existe des séquences lithologiques différentes en profondeur ce qui

pourrait indiquer la présence de failles en position parallèle à la vallée.

Les roches de l'axe se présente fortement fracturées et cisillées d'où on a pus observer que l'orientation préférentielle de stratification se situe parallèlement à la fracturation secondaire presque verticale et perpendiculaire à cette orientation : Nord 10° Ouest et Nord 21° Ouest 62° Nord (N10°W et N21°W, 62°N).

11-6- SISMICITE :

La région de TAOURIRA se situe sur le méridien 2°E qui se trouve dans une zone caractérisé par l'instabilité sismique. Elle appartient à l'aire d'influence d'activité sismique de CHLEF (EL ASNAM) où a été enregistrés des séismes catastrophiques.

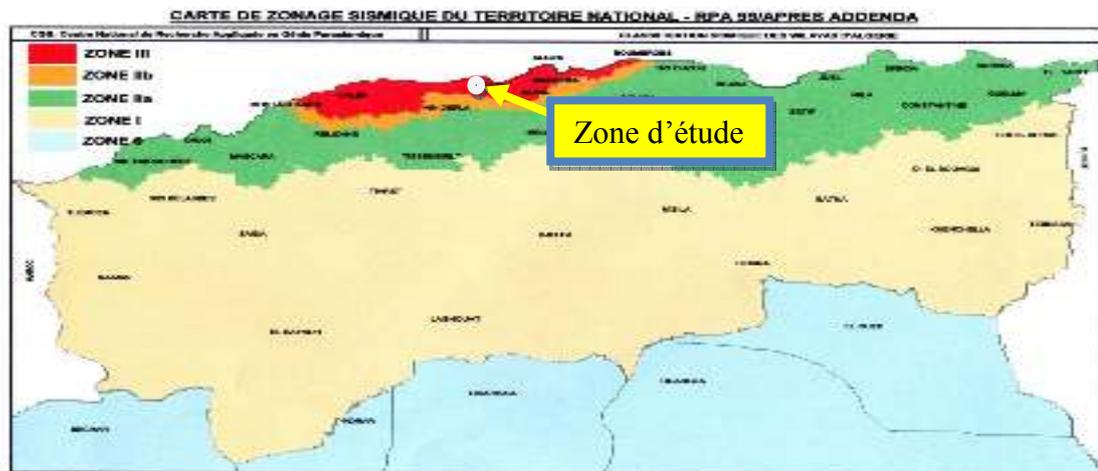


Figure II. 2: Carte de zonage sismique du territoire algérien. (Source ANB Echelle : 1/1000000)

II-6-1 DONNEES HISTORIQUES :

Les données disponibles sur les séismes dans la région de TAOURIRA sont ceux collectés entre les années 1853 et 1980.

De nombreux séismes catastrophiques ont été enregistrés dans cette période, spécialement ceux en CHELEF, particulièrement celui de 1954 avec une magnitude de 6.7 à l'échelle de RISHTER , et celui d'Octobre 1980 qui atteint une magnitude de 7.0 à 7.5 et une intensité de 9 à 10 qui a eu l'impact le plus important sur la région.

D'après les données enregistrées, l'intensité des séismes ressentie dans la région de MESSELMOUN varie entre 5 et 8.

II-6-2 ESTIMATION DE L'ACCELERATION MAXIMALE :

Pour le calcul de la stabilité nous avons classé notre ouvrage groupe d'usage 2 selon le RPA (c'est-à-dire ouvrage courant), notre digue est implantée dans la wilaya de TIPAZA classe zone II- a selon le règlement parasismique Algérien RPA .99. (2003).

II-7- ETUDE GEOTECHNIQUE :

Les principaux facteurs physiques, géologiques et géotechniques qui conditionnent les ouvrages à exécuter sur le site sont détaillés dans ce qui suit :

-La zone du barrage se constitue de roches gréseuses moyennes et dures, très fracturées et cisailées.

- La fracturation et le cisaillement principaux s'orientent parallèlement à la stratification et il existe des zones de cisaillement avec des épaisseurs pouvant atteindre jusqu'à 60 cm. Les zones se trouvent principalement dans les roches gréseuse et conglomératiques qui sont observées sur les hauteurs des appuis surtout l'appui droit.

- Une facturation secondaire, presque verticale, s'oriente perpendiculairement à l'axe du barrage.

- Le système de facturation dans ces roches et la stratification forment un escarpement (pente raide) dans la région du front du relief monoclinale où l'on observe des zones de blocs instables, d'écroulement de roche et de répartition.

- Les roches sous-jacentes aux roches gréseuses sont des argilites et des marnes qui par endroit ont été soumises à un métamorphisme pour former des phylites et des schistes.

Elle présente une résistance moyenne et haute et se trouve dans la région de l'axe, vers l'amont. Plus en amont, les roches deviennent des marnes et des argilites moins résistantes.

-Les essais de perméabilité exécutés sur ces roches montrent généralement une très faible perméabilité variant entre 0 et 10^{-5} cm/s. Pour certaines zones, la perméabilité peut atteindre une valeur de 10^{-3} cm/s ou plus qui représentent des zones de fracturation et de cisaillement.

-Dans la région des roches grasseuses et conglomératiques, il n'y a qu'une faible couverture de sol qui devient plus épaisse dans la direction aval et amont ou l'on passe aux zones d'argilites et de marnes. Ces sols présentent une épaisseur de quelques mètres et ont une constitution limoneuse et sableuse.

-La vallée de l'oued contient des alluvions graveleux, et sableux qui peuvent atteindre plus de 20m d'épaisseur, sous-jacent à une surface de roches qui semble former une vallée asymétrique avec de plus grandes épaisseurs près de la rive gauche. La perméabilité des alluvions varie entre 0 et 10^{-1} cm/s qui diminuent en profondeur.

-Dans la zone amont sur la rive gauche, sous le barrage, il existe un petit dépôt alluvionnaire de terrasse avec des matériaux à caractéristiques limoneuses.

-Le massif de l'axe présente des caractéristiques géo-mécaniques et géotechniques de moyenne résistance et stabilité malgré la haute fracturation.

II-8 MATERIAUX D'EMPRUNT :

Pour la recherche de matériaux d'emprunt nécessaire à la construction du corps du barrage, des travaux de reconnaissance ont été réalisés sur le site ainsi que des travaux de détection de gisements de matériaux rocheux, granulaires et argileux avec des caractéristiques adéquates.

II-8-1-LOCALISATION DES ZONES D'EMPRUNT :

La figure II-2 montre la localisation des zones d'emprunt des argiles ainsi que la carrière pour l'excavation de l'enrochement.

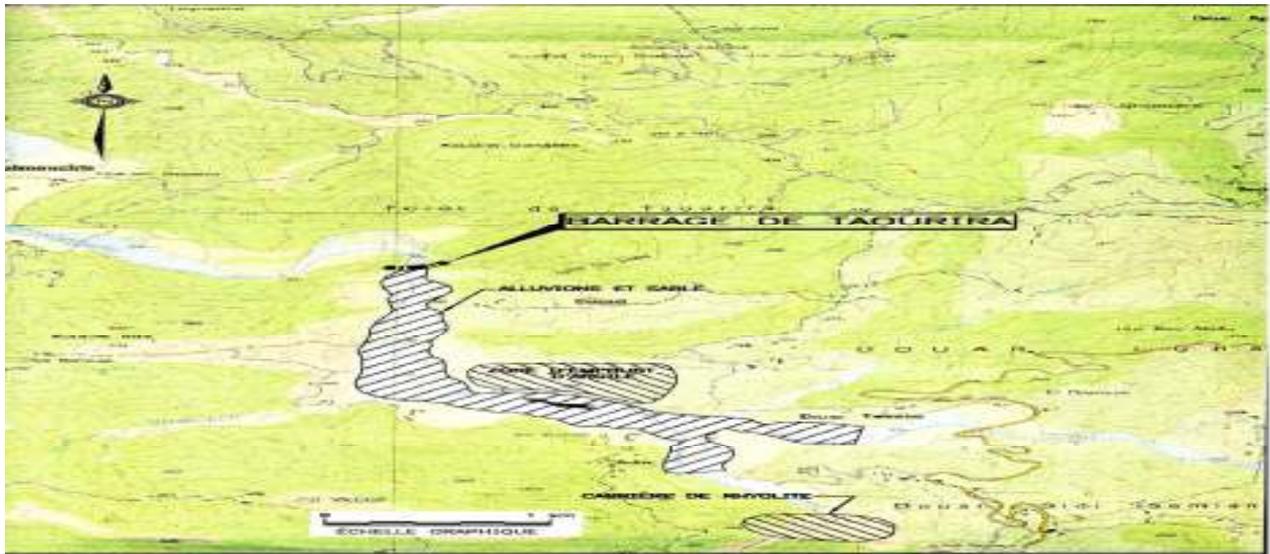


Figure II-3 : Localisation des zones d'emprunt

11-8-2 MATERIAUX ROCHEUX :

On a prévue l'utilisation des roches éruptives présentées dans la région. Ces roches sont rencontrées en grandes quantités à moins de 3.5 Km en amont du site dans la vallée de l'oued DJERA.

Ces roches sont disponibles en quantité suffisante pour satisfaire les besoins même pour un ouvrage en enrochement.

II-8-3 MATERIAUX GRANULAIRES :

Ces matériaux peuvent être obtenus dans des carrières de roches éruptives, mais spécialement les matériaux graveleux - sableux peuvent être obtenus des alluvions du lit de l'oued en vérifiant soigneusement leurs caractéristiques mécaniques. On signale aussi l'existence de matériaux détritiques de marnes dans ces alluvions qui sont facilement et rapidement désagrégables.

II-8-4 MATERIAUX ARGILEUX :

A partir des puits creusés et des levées géologiques, on a délimité dix(10) zones d'emprunt de matériaux argileux de terrasse et de sol résiduel de marnes dont neuf(9) en amont et en aval du site du barrage, avec une distance de transport maximale de 4 Km. Le volume minimal excavable est de 10^5 m^3 pour chacune des zones, ce qui fait un volume totale de $1,4 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ avec une profondeur d'excavation de 8m.

II-9-Prospection géophysique sur terrain :

Sur le site de barrage, les travaux de reconnaissances ont été réalisés par TREVI ALGÉRIE et se sont déroulés entre les mois Septembre 2002 et Mai 2003.

La synthèse des travaux réalisés aussi bien sur le site du barrage que sur les zones d'emprunt est présenté au tableau II.1.

Tableau II.1 : Synthèse des travaux de reconnaissance.

Désignation	Nombre	Cumulatif	Remarques
Site du barrage			
Forages avec échantillonnage	19	729,18 m	82 essais de pénétration standard
Puits d'exploration	6		
Pressiomètres	3	216,2 m	27 essais
Piézomètres et tubes d'observation :			
Tube ouvert	1	15 m	145 essais d'eau Lugeon 42 essais d'eau Lefranc
Piézomètre de type Casa grande	3	110	
Dilatomètre	8	244 m	
Zones d'emprunt et carrière			
Puits d'exploitation zone d'argile	34	114,1 m	
Puits d'exploration zones Alluvionnaires situées en amont du barrage	38	147,0 m	
Forage, carrière	1	30,6 m	

II-10-1-Essais de laboratoire :**II-10-2- Nombre d'essais :**

Dans les puits de reconnaissance des zones d'emprunt quatorze (14) échantillons de sol remanié ont été prélevés afin d'être soumis à des essais de laboratoire. Le type et le nombre d'essais effectués sur ces échantillons prélevés dans la zone de l'axe du barrage, de la cuvette et dans les zones d'emprunt sont résumés au tableau II-2.

Tableau II-2 : Type d'essais de laboratoire effectués sur les sols

Type d'essai	Nombre d'essais
Limites d'Atterberg	14
Granulométrie et sédimentation	14
Masse volumique des particules solides	14
Proctor normal	14
Consolidation à l'oedomètre	3
Triaxial non consolidé, non drainé (UU)	6
Triaxial consolidé, non drainé (CU)	20
Triaxial consolidé, drainé (CD)	12

II-11 Résultats des données géotechniques de terrain et de laboratoire et leur interprétation :

II-11.1 Propriété physique et mécanique des alluvions du lit de l'oued :

II-11.1.1 Propriété physique :

Tableau II-3 Propriétés granulométriques des matériaux alluvionnaires du lit de l'oued

Composantes	Pourcentage
Gravier (5-80 mm)	1 - 74 %
Sable (80 µm — 5 mm)	11 - 77 %
Limon (particules < 80 µm)	3 — 15 %
Coefficient de courbure C_c	0,87 — 9,39
Coefficient d'uniformité C_u	5,32 — 188,90
Classification selon l'USCS	
GW	42,86 %
GP	21,43 %
SP	17,86 %
SW	10,71
CL	3,57 %
CH	3,57 %

Permet de conclure que hormis cinq (5) échantillons, la granulométrie du dépôt alluvionnaire dans le lit de l'oued est assez homogène. Le gravier constitue entre 45 % et 82 %, le limon et l'argile entre 3 et 16 % et le sable la portion restante soit entre 19 % et 48 % des alluvions.

Tableau II-4 Limites de consistance des alluvions fines du lit de l'oued

Propriétés	Résultats
Limite de liquidité (W_L)	50 %
Limite de plasticité (W_p)	20,25 %
Indice de plasticité (I_p)	29,75 %

II-11.1.2 Propriété mécanique:

Tableau II-5 compacité des alluvions :

Compacité			
Propriétés	Profondeur	Résultats	Observation
L'indice de pénétration (N)	10 m	8-20 (%)	Le matériau moyennement dense
		N > 20	La présence de gravie et de cailloux dans les alluvions

En effet, les forte valeurs et le cas de refus peuvent être attribuables a la rencontre de gros gravies et de cailloux la valeur le plus significative de N devrait se situer a environ 12.

Essais pressiomètre :**Tableau II-6** Essais aux pressiomètre

Propriétés	Résultats
Pression limite P_1 (kg/cm ²)	1,75-17,2
Module pressiométrique E_M	4,44-100,45
E_M / P_1	2,4-7,3

Les valeurs de PI varient entre 1,75 et 17,2 kg/cm² alors que celles de EM varient entre 4,44 et 100,45 kg/cm². En raison de la présence de gravier et de cailloux dans la masse des alluvions, il serait prudent de prendre en compte les valeurs faibles de PI. Une valeur de 3 kg/cm² nous semble assez représentative des alluvions présentes entre la surface et 12 m de profondeur. Au-delà une valeur de 6 kg/cm² serait appropriée. Les valeurs retenues (3 kg/cm² et 6 kg/cm²) correspondent bien aux valeurs des indices de pénétration N retenues pour les alluvions (N=6 et N=8), si on admet la relation $N/P_1 = 2$

Par ailleurs, les valeurs du rapport E_M/P_1 , varient de 2,4 à 7,3. Elles sont caractéristiques de formations de sable et gravier lâche à moyennement compact, ce type de formation pouvant être qualifié de dense à partir d'un rapport E_M/P_1 , supérieur à 10

II-11.2 Propriété physique et mécanique des colluvions :**II-11.2.1 Propriété physique :****Tableau II.7** Propriétés physiques des matériaux colluvion-aires

Composantes	Pourcentage
Gravier	0 %
Sable	14 - 69 %
Limon et argile (particules < 80 um)	31 - 86 %
Fraction argileuse	17 — 18%
Limite de liquidité (W_L)	37 - 51 %
Limite de plasticité (W_p)	22.49 - 24.55 %
Indice de plasticité (I_p)	12.65 — 26.45 %
Classification selon USCS	SP 42.8 %
	SW 14.3 %
	ML 14.3%
	SM 14.3 %
	SC 14.3 %

II-11.2.2 Propriété mécanique :**Tableau II.8** compacité et consistances des matériaux colluvion-aires

Propriétés	Profondeur	Résultats	Observation
L'indice de pénétration (N)	10,5m	(2-50)	La valeur de N=2 et très faible et correspond a une argile molle
Consistance			
Resistance au Cisaillement non drainée C_u (kpa)	10,5 m	12-78	La consistance molle
	A partir de 16 m	198-300	On rencontre des bloc d'argilite altérée et indique une résistance très raide a dure des matériaux colluvionnaires
Essais pressiométre			
Propriétés		Résultats	Observation
Pression limite P_1 (kg/cm ²)		6,9	Ces valeurs correspondent a une argile de consistance moyenne
Module pressiométrique E_M		6,10	
E_M / P_1		6,11	

II-11.2.3 Essais sur la roche :

- Lit de l'oued : Les valeurs des RQD varient entre 0% et 95 % alors que les valeurs moyennes varient entre 40 et 55 % jusqu'à environ 26 m de profondeur dans le roc, indiquant que le roc est de mauvaise qualité à qualité moyenne. Après 26 m de profondeur, les valeurs du RQD augmentent jusqu'à 82% indiquant ainsi la bonne qualité des argilites.
- Rives gauche et droite : Les valeurs mesurées du RQD varient entre 5 et 100 % alors que les valeurs moyennes varient entre 68 et 82% jusqu'à une profondeur de 17 m dans le roc, indiquant une roche de qualité moyenne à bonne. Au-delà de 17 m les valeurs du RQD varient de 41% à 100% avec des valeurs moyennes sont comprises entre 82% et 98% indiquant que nous sommes en présence d'un roc de qualité bonne à excellente. la qualité du roc augmente également avec la profondeur. les valeurs des RQD sont plus faibles et varient en moyenne entre 10 et 80 %, indiquant une qualité du roc

très mauvaise à bonne.

II-11.2.4 Essais de perméabilité des matériaux alluvionnaire:

Tableau II.9 Essais de perméabilité :

essais	Résultats	Observation
Essais Lefranc (cm/s) Essais lugeons (cm/s)	$2,20 \cdot 10^{-2} - 9,75 \cdot 10^{-2}$ 10^{-5}	Ceci peut s'explique par La nature grossière des matériaux alluvionnaires

II-11.3 Propriété physique et mécanique des matériaux d'emprunt :

II-11.3.1 Propriété physique :

Tableau II.10 Propriété physique

Propriétés	Colluvions	
	Écart	Moy.
Particules < 80 'lm (%)	10 - 90	53,47
Teneur en eau naturelle W_F (%)	12,25 — 23,62	17,99
Limite de liquidité WL (%)	36 — 82,6	58,37
Limite de plasticité W_p (%)	19,7 — 38,78	29,29
Indice de plasticité I_F (%)	16,3 — 47,86	29,07
Teneur en eau à l'optimum W_{opt} (%)	12,40 — 22,2	16,20
Densité maximale δ_{max}	1,57 — 1,95	1,80
Degré de saturation SR	75 - 92	84,67
Classification selon USCS	51,8 % CH 11,1 % MH 11,1 % CL 14,8 % OH 7,4 % OL 7,4 % OL	
Matière organique		
Matière organique	0,39	
Proctor normal		
Propriété	Résultats	
Densité sèche maximale Teneur en eau optimale	$Y_d=1,80$ t/m ³ $W_{op}=16,20$ %	

II-11.3.2 Propriété mécanique :

Tableau II.11 Caractéristiques mécaniques des matériaux argileux de la zone d'emprunt

Essais de cisaillement simple :							
Essai	UU		CD		CU		$\bar{\sigma}_n$ (kPa)
	C (kPa)	ϕ°	C (kPa)	ϕ°	C (kPa)	ϕ°	
sondage							
P1	18	41	6.3	45	-	-	100
P2	60	20	-	-	31	48	210
P3	14	22	-	-	13.4	49	400

Essais triaxiaux

Propriétés	Résultats
la cohésion d'apparente C_u (bar)	varie entre 0,14 et 0,32 bar avec une moyenne de 0,25 bar
l'angle de frottement apparent Φ	varie entre 10 et 35° avec une moyenne de 20°

Essais de consolidation à l'oedomètre :

Propriétés	Résultats
La pression de consolidation $\bar{\sigma}'_p$	varie entre 1,2 et 2,2 bar avec une moyenne de 1,67 bar
L'indice de gonflement C_s	varie entre 0,018 et 0,062 avec une moyenne de 0,036
l'indice de compression C_c	varient entre 0,138 et 0,244 avec une moyenne de 0,194.

II-11.4 Recharge : zone d'emprunt alluvionnaire :**II-11.4.1 Propriété physique :****Tableau II.14** Propriétés physiques des matériaux alluvionnaires de l'oued

Propriétés	Valeurs	
	Écart	May.
Teneur en eau naturelle w_L (%)	6,5 — 15,98	11,84
Gravier (%)	57 - 75	65.31
Sable	25 - 43	34.56
Particules < 80 urn	0 - 6	3
Classification selon USCS	87,5 % GW 12,5 % GP	
Teneur en matières organique :		
Propriétés	Résultats	Observation
matières organique (%)	0,39	Donc les matières organique et très faible

II-11.4.2 Propriété mécanique :**Tableau II.15** Propriétés mécanique des matériaux alluvionnaires de l'oued

Essais Proctor normale		
Propriétés	Résultats	
Densité sèche maximale	$\delta_d=2,13$ t/m3	
Teneur en eau optimale	$W_{opt}=7,11$ %	
Essais Los angles		
Pourcentage de matériaux	29-32,6%	Avec une moyenne de 30,48% Indique un matériaux ayant de bonne Caractéristique intrinsèque de résistance a l'usure et a l'abrasion

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS :

Nous pouvons conclure que du point de vue géologique et géotechnique, on peut construire un barrage dans le site de TAOURIRA. Les variantes possibles sont des digues en terre ou en enrochement vue la mauvaise qualité de la fondation, des appuis et la localisation du barrage dans une zone a forte séismicité, et la disponibilité des matériaux en quantité suffisante. Seulement, il faut tenir compte des recommandations suivantes :

- Au niveau de rives (des appuis) :
 - ✓ Déboisement et excavation du terrain jusqu'à environ 2m de profondeur.
 - ✓ Prévoir un système d'étanchéité afin de minimiser les infiltrations.
- Au niveau de la pleine de l'oued (terrain de fondation) :
 - ✓ Excavation du sol altéré jusqu'à une profondeur de 10m et régularisation du terrain de fondation.
 - ✓ Faire un traitement de la fondation afin de minimiser les infiltrations dans celle-ci.
 - ✓ Prévoir un organe d'étanchéité allant jusqu'à une profondeur de plus de 20m où on a une perméabilité presque nulle.

Introduction :

L'étude comparative des variantes permet de sélectionner la variante qui s'adapte mieux à la condition géologique, économique et la disponibilité des matériaux de construction en quantité suffisante.

Le choix du type de barrage se fait en fonction des caractéristiques locales, en particulier ; la forme de la vallée, les risques sismiques, la nature de sol de fondation, les matériaux de construction et leurs problèmes de transport, les conditions climatiques, les crues à maîtriser ainsi que les exigences sécuritaires, environnementales et économiques.

L'étude géologique et géotechnique est la base fondamentale de ce choix, 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 ou en écarter.

Dans plusieurs cas, après considération de ces aspects, plusieurs types de barrages resteront possibles. Des considérations économiques permettront alors de répartir les solutions.

III.1. Le choix du site du barrage : [7]

L'axe du barrage est choisi sur la base de certaines conditions dictées par les critères économiques, sécuritaires 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.

III.2. le choix du type de barrage : [6]

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 permettrait 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 très 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 rocheuses se prêtent à l'édification de tous les types des barrages.
- Les fondations graveleuses conviennent en général pour les barrages en terre ou en enrochement, mais il faut toujours attribuer des dispositifs d'étanchéité et de drainage afin de contrôler les fuites et les percolations (Risque de Renard), et les tassements différentiels.
- Les fondations argileuses impliquent directement le choix des barrages en terre avec des pentes de talus compatibles avec les caractéristiques mécaniques des formations en place.

✓ **Les risques sismiques :**

Les barrages situés dans des zones sismiques doivent être conçus avec des paramètres plus sévères, cet à dire, avec des talus moins abrupts, des crêtes plus larges, des filtres et des drains plus importants.

Les plus résistants aux sollicitations dynamiques sont :

- Les barrages en enrochement à noyau central argileux, de part leur capacité à supporter de grandes déformations.
- Barrages poids: résistance aux sollicitations horizontales transversales est faible améliorée si les joints sont remplis de coulis de ciment et si ces joints présentent une surface supportant le cisaillement (joints avec des décrochements).
- Les barrages à contreforts: peu résistant pour les sollicitations transversales, mieux avec l'élargissement des âmes des contreforts à l'aval pour les rendre jointives.
- Les barrages en enrochement à masque: l'élément étanche est fragile.

✓ **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. et le type doit être choisi dans la mesure des types de matériaux disponibles si les autres conditions le permettent.

✓ **Critères économiques :**

Dans plusieurs cas, les considérations précédentes auront permis de retenir plusieurs types de barrage. Par exemple, des fondations rocheuses, la présence de matériaux meubles proches du site, un débit de crue important, conduiront à mettre en balance un barrage en BCR et un barrage en terre équipé d'un évacuateur de crue coûteux.

Il convient alors de poursuivre les études pour les deux types d'ouvrages, en veillant à affiner les estimations de coût au fur et à mesure de la progression des études. Dès que l'un des types de barrages paraît significativement plus économique, il est préférable de ne pas s'entêter sur l'autre option.

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

III.3. les variantes à choisir :

D'après l'étude géologique et géotechnique, nous avons constatés que la fondation de notre barrage et de nature gréseuse et conglomératique présentant une moyenne résistance et stabilité, donc la variante de barrage en béton est écartée, nous optons donc pour des variantes de digues souples.

Barrage enrochement :

Vue les dépenses onéreuses de l'installation d'une carrière de concassage au niveau de la zone d'emprunt des matériaux rocheux qui sont de nature éruptive et l'éloignement de celle ci par rapport au zones d'emprunt de matériaux granulaires ,la variante de barrage en enrochement et aussi écarté.

Reste à utiliser comme variante, une digue en Terre homogène ou zonée qui vérifie les conditions géologique, géotechnique et économique.

Afin de garantir une meilleur sécurité de l'ouvrage et vue la disponibilité des matériaux argileux, nous avons opté pour une digue en Terre zonée avec un noyau étanche en argile et une recharge en alluvions obtenue du lit de l'oued.

❖ Barrage en terre homogène :

C'est un barrage constitué d'un seul matériau qui garantit l'imperméabilité, accompagnée de dispositifs de drainage contre la filtration. Le remblai est constitué de matériaux du type argile, argile sablonneuse, limons, sable limoneux, sable... etc. Il peut y avoir d'autres matériaux qui ne contribuent pas dans la stabilité du barrage (enrochement et protection du talus et de la crête). Il est le type de barrage le plus facile à réaliser, mais il faudrait disposer d'un volume très important de matériaux argileux imperméable pour le réaliser. Le drain vertical placé au centre de la digue constitue une solution plus efficace pour intercepter les eaux d'infiltration, le drain est constitué de matériaux grossiers.

❖ Barrage en terres hétérogènes ou zoné :

Souvent l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place, ou leurs caractéristiques géotechniques ne permettant pas d'envisager une digue homogène. Un massif en plusieurs zones dont chacune est constitué d'un matériau différent, suivant le rôle que doit jouer chaque zone, est la solution adoptée pour la réalisation de la digue.

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

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

III.4. Objet de l'étude de variantes :

L'étude de variantes consiste en la comparaison économique des variantes, proposées auparavant, susceptibles d'être projetées sur le site. Les digues proposées sont dimensionnées approximativement au niveau de notre étude comparative ; nous ne tiendrons pas compte du coût des ouvrages annexes ; car on suppose que le coût est le même pour toutes les variantes.

III.5.Définition du profil général du barrage :

III.5.1.Hauteur de barrage :

III.5.1.1.calcul de la revanche : [6]

C'est la tranche comprise entre la crête du barrage et la côte des plus hautes eaux, elle est en fonction de la hauteur des vagues H, de la vitesse du vent U (100 Km/h) et de la vitesse de propagation des vagues V dans la retenue et du fetch (4 Km).

La revanche elle déterminée par deux formule :

a) **Formule de DARCY** : $R = 0,75.H + \frac{V^2}{2g}$

Avec V : vitesse de propagation des vagues (Gaillard) $V = 1,5 + 2.H$

H : hauteur des vagues (m).

b) **formule simplifiée** : $R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F}$

Les calculs sont résumées par le tableau suivant :

Tableau 2.9.1 : calcul de la revanche.

Formule	Hauteur du vague	H _v (m)	Vitesse de propagation (m/s)	Revanche (m)
Stevenson	$H = 0.75 + 0.34 F^{0.5} - 0.26 F^{0.25}$	1,626	3,626	1,467
Molitor	$H = 0.75 + 0.032 (U.F)^{0.5} - 0.27 F^{0.25}$	1,00	3,487	1,380
Mallet-Pacquant.	$H = 0.5 + 0.33 (F)^{0.5}$	1,830	5,160	2,720
simplifiée	-	-	-	1,600

Les formules empiriques utilisées pour le calcul de la revanche ne dépendent ni de la durée du vent, ni de sa vitesse (STEVENSON, MOLLET PAQUANT), elle donne une sous estimation de la hauteur des vagues.

Donc il est difficile d'adopter des valeurs insuffisantes pour la revanche

Pour toutes ces considérations nous prendrons le résultat de la formule de MOLITOR qui tient compte au moins de la vitesse du vent d'ou : **R 1.38 m.**

DETERMINATION DE LA HAUTEUR DE SECURITE :

Elle constitue une sécurité en cas de monté accidentelle du plan d'eau au dessus de la cote prévue des plus hautes eaux par suite de l'incertitude dans l'estimation de crues.

Soit le niveau de la crête du barrage sera égale à :

$$N_{cr} = NNR + HS$$

avec :

H, : hauteur donnée en fonction de la nature du barrage et sa hauteur ; c à d de sa classe.

Dans notre cas le barrage est de la classe III .

$$\text{Donc : } 40m < H_b < 60m \iff 3m < H_b < 4m$$

$$\text{Soit : } H_s = H_d + R + h_s \iff h_s = H_s - R - H_d \iff h_s = 0,24 m$$

III.5.2.calcul de la largeur en crête : [6]

La largeur du barrage doit permettre la circulation des engins pour la finition du barrage et les éventuels pour les eaux ultérieurs.

Elle dépend de plusieurs facteurs :

- les risques de tremblement de terre

- la longueur minimum du chemin d'infiltration qui assure un gradient hydraulique suffisamment faible à travers le barrage lorsque le réservoir est plein.
- La hauteur de barrage.

La largeur en crête est donnée par différentes méthodes apportés dans le tableau suivant :

Tableau 2.9.2 : Détermination de la largeur en crête.

LARGEUR EN CRETE	FORMULE	A.N
Formule T.KNAPPEN	$b=1,65.H_b^{0.5}$	10,56
Formule E.F.PREECE	$b=1,1.H_b^{0.5}+1$	8,04
Formule simplifiée	$b=3,6.H_b^{1/3}-3$	9,41

On opte une valeur moyenne de **b=9 m**.

III.5.3. La longueur en crête :

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

$$L=285m$$

CARACTERISTIQUES DU BARRAGE :

Les principaux caractéristiques du barrage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 2.9.4 : caractéristiques du barrage.

Caractéristique	Unité	Valeurs
Volume mort	Mm ³	4,79
Volume utile	Mm ³	33,54
Volume NNR	Mm ³	38,33
Cote du fond	m NGA	55
Cote NVM	m NGA	66,5
Cote NNR	m NGA	89
Cote NCR	m NGA	96,12
Hauteur du barrage	m	41,12
Longueur en crête	m	285
Largeur en crête	m	9
Charge maximale déversant	m	5,5

III.5.4. Pentes des talus :[7]

La pente des talus doit assurer la stabilité statique de ces talus. C'est-à-dire que les fruits de talus sont fixés par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. En ce qui concerne le massif, pour déterminer la pente des parements on se donne en général des pentes qui paraissent optimales, compte tenu de la nature des matériaux, et on vérifie par la suite par calcul de stabilité. On prend le fruit de talus selon le type et la hauteur du barrage comme le montre le tableau ci-après :

Tableau III.03 : valeurs indicatives des fruits de talus.

Hauteur du barrage (m)	Type du barrage	Fruit des talus	
		Amont	Aval
H ≥ 20	- Homogène granulométrie étendue	3,0	2,5
	- A zones	3,0	3,0

D'après le tableau qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur et de type de barrage .on choisit pour les calculs les pentes: $H_b > 20$ m donc

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Parement amont } m_1 = 3 \\ \text{Parement aval } m_2 = 3 \end{array} \right.$$

Ce qui va être vérifié après calcul de la stabilité.

III.5.5. Les bermes :

Souvent on prévoit des bermes, qui auront un rôle dans l'optimisation des fruits de talus et d'autres objectifs tels que l'accès pour la réparation des talus et l'augmentation de stabilité. Les bermes sont de 2 à 4 m de largeur en cas de construction de route jusqu'à 6 m. elles ont des rigoles latérales dans le but de capture et d'évacuation des eaux des précipitations.

III.5.5.1. Talus avale :

Les bermes au talus avale servent à l'évacuation des eaux de ruissellement, et permettre d'effectuer les contrôle donc nous avons proposé trois bermes de largeur 4 m chacune aux côtes. 65 m NGA, 75 m NGA, 85 m NGA.

III.5.5.2. Talus amont

Les bermes sont projetées au niveau du parement amont, afin d'augmenter la stabilité des talus, pour notre cas nous avons proposé une berme de largeur 4m a la côte 65 m NGA

III.5.6.Revêtement de la crête et des talus de la digue :

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 donc en général de prévoir une protection des talus.

III.5.6.1. Talus amont :

Le talus en amont sera protégé contre l'érosion causée par l'action des vagues en plaçant une couche de riprap à une épaisseur « e » donnée par les méthodes ci-après. Afin d'être conforme au critère de filtre, une couche de transition épaisse de 400 mm composée de 200 mm de gravier et 200 mm de sable respectivement doit être placée entre le riprap et le remblai tout-venant sous-jacent. Le matériau du riprap proviendra des excavations. Il sera, éventuellement, supplémenté par des matériaux venant de la carrière.

a) Première méthode : [6]

$$e = C * V^2 \dots\dots\dots(III.10).$$

Avec : e : Epaisseur de l'enrochement en (m).

V : Vitesse de propagation des vagues déterminée par la formule de Molitor (m/s).

C : Coefficient qui dépend du fruit de talus et du poids spécifique γ_p de l'enrochement utilisé. Le coefficient est donné par le tableau suivant :

Tableau III.04 : Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et de γ_p .

Pente du talus	Valeur de C pour différents poids spécifique		
	$\gamma_p=2,50$	$\gamma_p=2,65$	$\gamma_p=2,80$
1/3	0,028	0,025	0,023

On a un poids spécifique du Rip rap $\theta = 2,65 \text{ KN/m}^3$. et une pente égale a 1/3, D'où La valeur de C est donnée 0.025.

Nous obtenons une épaisseur d'enrochement **e=1,06 m**.

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

$$W \geq 0,52 \cdot e^3 \cdot \delta \dots\dots\dots (IV. 11)$$

W =1 ,641 tonne.

Le diamètre moyen d'une pierre réduite en sphère.

$$D_p = \sqrt[3]{\frac{W}{0,524 \cdot \delta}} = \sqrt[3]{\frac{1,641}{0,524 \cdot 2,65}} = 1,05 \text{ cm}$$

On opte pour un diamètre égal à 1,05 cm

b) Deuxième méthode : [6]

Les ingénieurs d'US Army Corps of Engineers utilisent un tableau (tableau III.05) qui donne l'épaisseur minimale de la couche d'enrochements et les dimensions minimales des blocs de roche en fonction de la hauteur de la vague déterminée à partir de l'abaque donné dans la figure suivante :

D'après la figure et le tableau ci-après on a :

Hauteur des vagues : $1,2 < H < 1,8 \Rightarrow e = 0.55 \text{ m}$ et $D_{50}^{\min} = 0.4 \text{ m}$

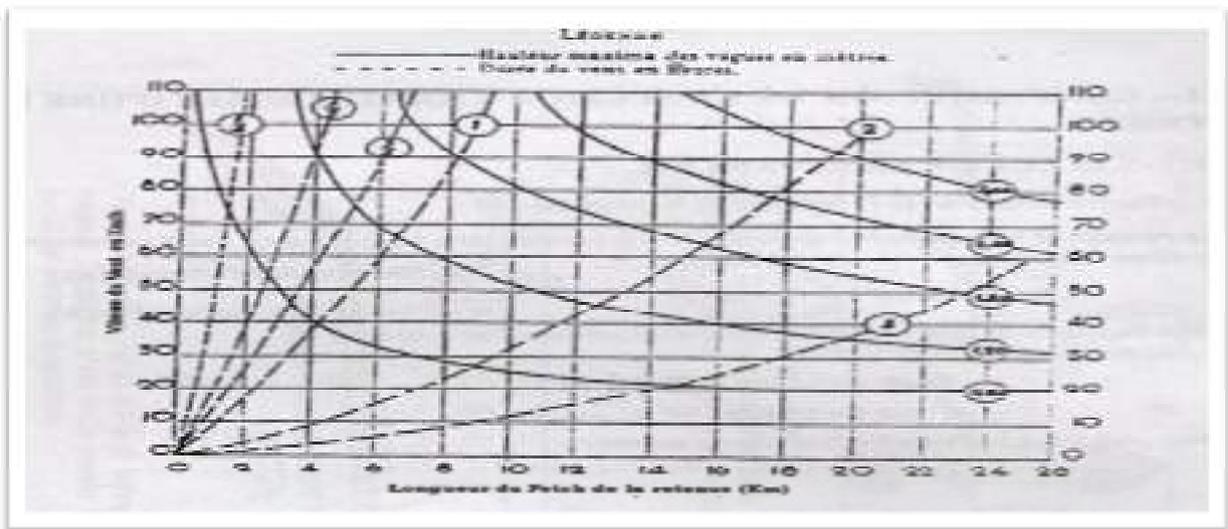


Figure III.01 : Abaque de détermination de la hauteur maximale des vagues, d'après l'US Army Corps of Engineers.

Tableau III.05: Epaisseur de l'enrochement et D50 minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague.

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche d'encrochement (m)	D_{50}^{min} (m)
0 – 0.30	0.30	0.20
0.30 – 0.62	0.40	0.25
0.62 – 1.20	0.45	0.30
1.20 – 1.80	0.55	0.40
1.80 – 2.40	0.70	0.45
2.40 – 3.00	0.80	0.55

c) Troisième méthode :

Selon la référence bibliographique 6, on peut établir la procédure suivante, en considérant dans le calcul le poids du bloc de la roche nécessaire pour supporter les forces appliquées produites par la pression statique et dynamique de la vague, ainsi que l'action érosive des vagues dans le calcul de la stabilité dont les facteurs sont le poids spécifique de la roche, la hauteur de la vague et le talus à protéger.

La formule recommandée pour le calcul du poids maximal des roches isolées est :

$$Q = \frac{0.35 * \gamma_p * h^3}{\left(\frac{\gamma_p}{\gamma} - 1\right)^3 \sqrt{1 + m^3}} \dots\dots\dots (III.13).$$

Avec : Q : poids maximal des pierres.

γ_p : poids volumique de la pierre (t/m³).

h: hauteur de la vague (m).=1,83 m

γ : poids volumique de l'eau (t/m³).

m : talus à protéger.

AN : Q=0.239 tonnes

Le diamètre maximal exprimé en mètre du bloc à placer dans le talus porté à une sphère de diamètre équivalent « D_{sph} » est calculé par la formule suivante:

$$D_{sph} = \sqrt[3]{\frac{Q}{0.524\gamma_p}} \dots\dots\dots (III.14).$$

AN : D_{sph}=0.56 m

Le 50 % des blocs doit avoir une taille égale ou supérieure à D₅₀= K*D_{sph} ou K est un coefficient qui dépend de la catégorie de l'ouvrage à partir du tableau III.06

Tableau III.06 : valeurs du coefficient K en fonction de la catégorie de l'ouvrage.

Coefficient	IV	III	II	I
K	0.50	0.55	0.60	0.65

Note : En obtenant une valeur D₅₀ inférieure à 0,45 m, on prendra D₅₀ égal à 0,45m.

AN : D₅₀= 0.308 m

L'épaisseur du revêtement est déterminée selon la formule suivante:

$$e = D_{50} (2 - 2.5) \dots\dots\dots (III.15).$$

AN : **e=0.225m.**

Après les résultats de ces trois méthodes on opte pour une épaisseur d'enrochement e=0,55 m et un diamètre de 50% des blocs D50=1,05m

III.5.6.2. Talus aval:

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

En ce qui concerne le talus aval il n'y a pas de méthodologies bien établies, étant d'ailleurs le choix de la solution une question de jugement du Consultant tenant compte de l'importance de l'ouvrage, du régime des pluies et des conditions locales.

Normalement on utilise l'une des deux solutions suivantes pour la protection du parement aval: protection avec une couche de rip-rap ou protection végétale, cette deuxième solution exigeant une manutention adéquate qui est difficile de garantir dans un climat comme celui de l'Algérie.

Pour sa protection, on utilise l'enrochement de pierre reposant sur un filtre (lit de gravier et sable) **d'épaisseur (0,3m).**

III.5.6.3. La crête :

Pour assurer une bonne stabilité, conserver contre la dégradation et permettre la bonne circulation des engins on doit réaliser un bon revêtement de la crête ; en utilisant une couche de produits asphaltiques épaisse de 30 cm sous jacée de deux couches épaisses de 20 cm chacune la première en gravier et la seconde en sable.

III.5.7. Etanchéité du barrage:[7]

III.5.7.1. le noyau :

Les barrages avec noyaux ou diaphragmes sont construits quand il n'existe pas de sols argileux peu perméables. C'est le cas de la troisième variante où le remblai n'est pas suffisamment imperméable, nous allons équiper le barrage d'un noyau argileux compacté, disposé verticalement au centre du barrage. Vers le sommet, le noyau doit être monté au dessus du niveau des plus hautes eaux (plus de 0.5 m). 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. Latéralement, nous disposons de part et d'autre du noyau un drain filtre.

a) Dimensionnement du noyau :

• La hauteur :

La hauteur du noyau est déterminée par la formule suivante :

$$H_n = H_b - 1 \dots\dots\dots (III.16).$$

Avec : H_b : hauteur du barrage (m).

H_n : hauteur du noyau (m).

AN : $H_n = 41,12 - 1 = 40,12$ **$H_n = 40$ m**

• **La largeur en crête du noyau :**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$L_{n,s} = \frac{1}{6} \cdot H_b \dots\dots\dots (III.17).$$

Donc on aura : $L_{n,s} = 1/6 \cdot 41,12 = 6,85$ m **$L_{n,s} = 7$ m**

• **Les fruits des talus du noyau :**

Ils doivent être d'une telle sorte à vérifier la condition suivante :

$$I = \frac{\Delta H}{b_{moy}} \leq I_{adm} \dots\dots\dots (III.18).$$

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

b_{moy} : largeur moyenne du noyau, donnée par la formule(III.19).

ΔH : la charge d'eau, donnée par la formule (III.20).

$$b_m = \frac{L_{n,s} + L_b}{2} \dots\dots\dots (III.19).$$

Avec : $L_{n,s}$: largeur en crête du noyau.

L_b : largeur en base du noyau.

$$\Delta H = H_1 - H_2 \dots\dots\dots (III.20).$$

Avec : H_1 : Hauteur d'eau à l'amont correspond au NPHE, ($H_1 = 39,5$ m)

H_2 : Hauteur d'eau à l'aval ($H_2 = 0$ m).

Pour notre cas : **$I_{adm} = 1,5$**

On aura : $I = \frac{\Delta H}{b_{moy}} \leq I_{adm} \rightarrow \frac{39,5}{b_{moy}} \leq 1,5 \rightarrow b_{moy} > \frac{39,5}{1,5} = 26,33$ m **$b_{moy} = 26$ m**

À partir de la formule (III.19) on aura :

$$L_b = 2 \cdot b_{moy} - L_{n,s} \dots\dots\dots (III.21).$$

AN : $L_b = 2 \cdot 26,33 - 6,85 = 45,81$ m **$L_b = 46$**

De la formule ci-après on détermine les fruits de talus :

$$L_b = 2 \cdot m \cdot H_n + L_{n,s} \dots\dots\dots (III.22).$$

On aura : $\frac{L_b - L_{n,s}}{2 \cdot H_n} = \frac{46 - 7}{2 \cdot 40} = 0,49$ **$m = 0,49$**

• **La cote en crête du noyau :**

$$NCN = C_{fond} + H_n = 55 + 40 = 95 \text{ m NGA}$$

III.5.7.2. Les drains : [6]

L'objectif fondamental de ses constructions est de contrôler l'évacuation du flux de filtration et réduire le volume des matériaux saturés du barrage, en augmentant ainsi la stabilité de l'ouvrage. Les conditions des drainages sont :

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

a) Dimensionnement du prisme de drainage (drain prisme) : [6]

Les prismes sont les éléments les plus utilisés pour le drainage. Dans sa partie centrale, ils sont construits en pierres et on place un filtre à l'envers au niveau de la zone de contact du remblai et sa fondation. Sa situation est particulière dans la partie du remblai qui passe par la voie de l'oued. Sa hauteur minimale est fonction du niveau d'eau dans le talus en aval et sa stabilité dépend des critères du concepteur. On peut calculer sa hauteur selon $(0.15 - 0.2) H$ où H est l'hauteur du barrage. La largeur du prisme dans sa partie supérieure (berme) doit être de 3 m pour qu'il puisse être placé et compacté avec les engins de compactage.

- **Hauteur :**

$$H_p = (0,15 \div 0,2) H_b \dots\dots\dots (III.2)$$

Avec : H_b : hauteur du barrage (69.5m).

On prend $H_p = 0.15 H_b$ **$H_p = 6,17m$**

- **Largeur en crête :**

$$b_p = (1/3 \div 1/4) H_p \dots\dots\dots (III.24).$$

$b_p = 6,17/3 = 2m$ **$b_p = 2m$**

- **fruits de talus**

$m_1 = (1 \div 1,75)$

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

Donc on prend : $m_2 = 2,5$

$m_1 = 1,75$

b) Dimensionnement du drain tapis : [6]

C'est le type de drainage le plus efficace pour la digue, car d'une part, on utilise moins de matériaux saturés, et d'autre part, il contrôle les filtrations de la retenue. Son inconvénient c'est qu'il existe une possibilité d'obstruction qui peut s'avérer très dangereuse. La sécurité et le contrôle dans sa construction reste de rigueur. Dans le dessin, on doit utiliser un facteur de sécurité plus élevé. Pour son dimensionnement on recommande d'utiliser des épaisseurs minimales de $e = 0.80$ m; par rapport aux matériaux à employer et du remblai on peut le construire avec une ou plusieurs couches de filtre. La longueur est déterminée par la formule suivante :

$$L_d = \frac{L_b}{3} \dots\dots\dots (III.25).$$

Avec : L_b : Longueur transversale du barrage ($L_b = 245,5$ m).

Donc : $L_d = \frac{245,5}{3} = 82 \text{ m}$

$L_d = 82 \text{ m}$

c) Dimensionnement du drain vertical : [6]

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

La largeur minimale du rideau constituant le drain est de 1m, nous prenons une largeur de 2.5 m.

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

Le niveau du drain vertical est arasé au niveau des plus hautes eaux à raison d'arriver aux points de plus hautes saturations de remblai.

$$N_{dr} = N_{PHE} = 94,5 \text{ m NGA}$$

III.5.7.3. Les filtres: [6]

La nécessité de placer des filtres entre des sols de granulométrie très différente est une pratique normale dans l'ingénierie. Les particules plus fines que le sol peuvent être entraînées par les forces de filtration et produire le phénomène de renard. Pour éviter ce phénomène, on protège le sol soumis au flux, dans ce cas, c'est la digue, avec des sols qui possèdent une granulométrie plus grossière pour éviter l'entraînement par les forces de filtration.

La conception des filtres, doit obéir aux conditions suivantes :

1. Ils doivent posséder une perméabilité plus élevée que le matériau à protéger, afin de servir de drain. Il est accepté dans la pratique que le matériau du filtre ait une perméabilité 100 fois plus élevé que celle du matériau à protéger.

2. Ils doivent être suffisamment fins pour éviter le phénomène de renard.

3. Le filtre ne doit pas être ni colmaté ni dégradé par entraînement de ses éléments.

4. Le matériau ne doit pas subir de modifications ou de dégradation dans le temps.

5. Ils ne doivent pas posséder plus de 5% de particules plus petites que le tamis 200 (0.074 mm) et ces dernières ne doivent pas être en plastique.

6. Pour éviter la dégradation du filtre, on accepte les particules de 5 cm (2 pouces) comme taille maximale.

Les critères de conception des filtres les plus communément utilisés sont ceux qui sont établis par BERTRAM (Université de Harvard), basés sur les conditions de TERZHAGHI, perfectionnés en suite par les travaux du Corps d'Ingénieurs de l'Armée et le Bureau de Réclamations des Etats-Unis et enfin enrichis par les travaux de SHERARD (1984).

Les matériaux alluviaux (Tout Venant) peuvent être utilisés comme matériau pour le filtre dans les retenues collinaires et petit barrage avec la condition qu'ils remplissent la granulométrie du filtre proposé préalablement vérifié au moyen des calculs correspondants.

A partir des caractéristiques du Tout Venant avec des granulométries très variables et la granulométrie des filtres calculés, il est normal et nécessaire d'effectuer un processus de classification de ces matériaux avant de les utiliser comme filtres pour le barrage.

Critères de conception : [6]

$$\frac{D_{15}^{filtre}}{d_{85}^{sol}} \leq 4 \div 5 \text{ Condition de l'entraînement de particules fines par le phénomène de renard.}$$

$$\frac{D_{15}^{filtre}}{d_{15}^{sol}} > 4 \div 5 \text{ Condition de perméabilité.}$$

$$\frac{D_{50}^{filtre}}{d_{50}^{sol}} < 2.5 \text{ Parallélisme des courbes granulométriques.}$$

$$\frac{D_{60}^{filtre}}{D_{10}^{filtre}} \leq 2.0 \text{ Coefficient d'uniformité du filtre.}$$

Si on utilise un filtre de matériel naturel on peut atteindre un coefficient d'uniformité ≤ 50

Si le matériau à protéger est constitué, dans sa majeure partie, de graviers, les règles précédentes doivent être appliquées à la partie du matériau plus petite que la maille de 2.54 cm (1 pouce). La courbe granulométrique du filtre devra être proche de celle du matériau à protéger, pourvu que celle-ci ne soit pas très uniforme.

Dans le cas où on emploie des tubes de drainage perforés, entourés de filtre, on doit remplir la condition: $\frac{D_{85}^{filtre}}{D_{ouverture}} \geq 2$

La perméabilité du matériau de filtre peut raisonnablement être estimée par l'expression:

$$K = 0,35 (D_{15})^2 \dots\dots\dots (III.26).$$

Où: D_{15} , en mm

K obtenue en cm/s.

Les épaisseurs minimales recommandées pour les filtres sont:

- Couches horizontales de sables ----- 0,15 m
- Couches horizontales de graviers ----- 0,30 m
- Couches verticales ou inclinées ----- 1,00 m

Selon SHERARD (1984), les critères pour la conception de filtres en aval du noyau ou dans le drainage interne de la digue (filtres critiques) par rapport aux types de sols à protéger sont les suivants:

✓ **Limons sablonneux et argiles :**

Pour les limons sablonneux et les argiles avec une quantité significative du sable dont d_{85} soit entre 0.1 et 0,5 mm, le critère $D_{15} / d_{85} \leq 5$ s'avère conservateur et raisonnable. La plasticité du sol à protéger n'affecte pas les caractéristiques du filtre.

✓ **Argiles fines :**

Pour les argiles fines dont d_{85} soit entre 0.03 et 0.1 mm, un filtre en sable fin ou en sable grossier avec D_{15} moyen qui ne dépasse pas 0.5 mm, s'avère raisonnablement conservateur. La plasticité ou la dispersion de l'argile n'affecte pas la granulométrie requise.

✓ **Limons aux grains fins à faible cohésion :**

Pour les limons fines sans sable dont d_{85} soit entre 0.03 et 0,1 mm avec une faible plasticité (au dessus de la ligne A selon la classification de la SUCS) et avec une limite de liquidité inférieure à 30, il est nécessaire d'utiliser des filtres en sable grossier avec D_{15} moyen qui ne dépasse pas de 0,30 mm.

✓ **Sable grossier :**

Pour les sables grossiers proprement dits et avec une faible quantité de grains fins (non cohésifs), le critère $D_{15} / d_{85} \leq 5$ est acceptable.

III.6. calcul du volume des différents matériaux :

Dans cette présente étude nous allons calculer le volume de différents matériaux pour la construction du barrage pour les différentes variantes proposées. Et en se basant sur ces volumes ainsi que les prix unitaires adoptés par l'agence nationale des barrages et des transferts, nous déterminerons les coûts des de chaque variante ce qui nous permettra de faire notre choix définitif.

Le coût du barrage est déterminé de la manière suivante :

On trace le profil longitudinal du barrage, on choisit des sections en travers du barrage et sur chaque coupe, on détermine la hauteur de la digue à l'aide de la formule suivante :

$$H_{bi} = N_{cr} - N_{pi} \dots\dots\dots (III.27).$$

Avec : H_{bi} : hauteur du barrage à la coupe « i ».

N_{cr} : Côte de la crête du barrage.

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

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

$$S_i = \frac{b_{cr} + B_{pi}}{2} * H_{bi} \dots\dots\dots (III.28).$$

Avec : b_{cr} : Largeur en crête du barrage.

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

$$B_{pi} = b_{cr} + (m_1 + m_2) * H_{bi}$$

Avec : m_1 et m_2 ; fruits de talus amont et aval respectivement.

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

$$V_b = \sum_{i=1}^n V_i \dots\dots\dots (III.29).$$

Avec : $V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} * d \dots\dots\dots (III.30).$

Avec : V_i : volume de la digue à la coupe « i »

S_i : surface de la digue à la coupe « i »

S_{i+1} : surface de la digue à la coupe « i+1 »

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

III.6.1. Barrage homogène en argile avec drain vertical :

C'est une variante très économique et très étanche mais seulement, il faudrait disposer de sols fins de qualité satisfaisante et en quantité suffisante de l'ordre de 1,5 à 2 fois le volume du remblai.

III.6.1.1. les recharges (argile) :

Le tableau ci-après nous donne le volume des recharges nécessaires pour la construction de la digue homogène en argile.

Tableau III.07 : volumes des recharges (argile).

N°	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	d_i (m)	Volume (m ³)
0	0	663,9036	17,05	11319,5555
1	1327,8071	3552,0445	57,37	203780,7930
2	5776,2819	8105,3217	42,61	345367,7576
3	10434,3615	11885,1995	57,07	678288,3326
4	13336,0374	12953,8841	59,66	772828,7224
5	12571,7307	10136,2906	50,42	511071,7695
6	7700,8504	3850,4252	20,55	79126,2379
7	0			
Volume Total				2601783,1686

III.6.1.2. protection rip-rap :

Le tableau III.08 nous résume le volume du rip-rap utilisé pour la protection des talus.

Tableau III.08 : volume des recharges.

N°	S_i (m ²)	S_{moy} (m ²)	d_i (m)	Volume (m ³)
0	0	26,6188	17,05	453,8497
1	53,2375	83,3213	57,37	4780,1401
2	113,405	129,6841	42,61	5525,8374
3	145,9631	156,9469	57,07	8956,9567
4	167,9306			

		164,9021	59,66	9838,0563
5	161,8735	145,3868	50,42	7330,3999
6	128,9000	64,4500	20,55	1324,4475
7	0			
Volume Total				38209,6876

III.6.1.3. filtres et drains :

Les tableaux suivants récapitulent les volumes des graviers et des sables utilisés pour les filtres et les drains.

Tableau III.09 : volume des graviers.

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0	33,9923	17,05	579,5679
1	67,9845	111,0131	57,37	6368,8215
2	154,0417	189,8668	42,61	8090,2222
3	225,6918	495,1161	57,07	28256,2730
4	764,5403	627,3183	59,66	37425,8098
5	490,0963	334,8482	50,42	16883,0437
6	179,6000	89,8000	20,55	1845,3900
7	0			
Volume Total				99449,1281

Tableau III.10 : volume des sables.

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0	19,5948	17,05	334,0913
1	39,1896	61,1705	57,37	3509,3516
2	83,1514	97,8663	42,61	4170,0830
3	112,5812	156,7074	57,07	8943,2885
4	200,8335	177,8240	59,66	10608,9798
5	154,8145	124,9758	50,42	6301,2798
6	95,1371	47,5686	20,55	977,5337
7	0			
Volume Total				34844,6078

III.6.2. Barrage zoné à noyau d'argile :

Le principal avantage de cette variante est que tous les matériaux nécessaires à sa confection sont disponibles à proximité du site du barrage ; cela permet d'une part de réduire significativement les dépenses liées aux engins de transport pour l'acheminement des matériaux, et d'autre part, la proximité de la zone d'emprunt permet de gagner énormément en temps en écourtant le délai de réalisation, on dira que la variante est très économique et pratique. Cependant la réalisation délicate des zones de transition et du filtre constitue une difficulté majeure dans la conception de l'ouvrage.

III.6.2.1. le Noyau :

Il est composé par une argile limoneuse protégé par un filtre des deux cotés. Le tableau suivant nous donne le volume de l'argile nécessaire pour sa réalisation.

Tableau III.11 : volume du noyau.

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0,00	205.3117	17.05	3500,5636
1	410.6233	915.3892	57.37	52515,8755
2	1420.1550	1906.2915	42.61	81227,0808
3	2392.4280	2869.0998	57.07	163739,5256
4	3345.7716	3092.2124	59.66	184481,3888
5	2838.6531	2318.3920	50.42	116893,3221
6	1798.1308	899.0654	20.55	18475,7940
7	0,00			
Volume Total				620833,5505

III.6.2.2. les recharges :

Elles sont constituées des tout-venants, récupérés après les excavations notamment celle de l'évacuateur de crues. Le tableau suivant montre le volume des recharges.

Tableau III.12 : volumes des recharges.

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0	446,6872	17,05	7616,0168
1	893,3744	2650,4854	57,37	152058,3445
2	4407,5963	6272,0275	42,61	267251,0918
3	8136,4587	9226,7527	57,07	526570,7766
4	10317,0467	10029,4505	59,66	598357,0138
5	9741,8542	7668,4759	50,42	386644,5549
6	5595,0976	2797,5488	20,55	57489,6278
7	0			
Volume Total				1995987,4262

III.6.2.3. protection en rip-rap :

Le tableau suivant récapitule le volume des rip-rap nécessaire à la protection des talus.

Tableau III.13 : volume du rip-rap.

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0	26,6188	17,05	453,8497
1	53,2375	83,3213	57,37	4780,1401
2	113,405	129,6841	42,61	5525,8374

3	145,9631			
		156,9469	57,07	8956,9567
4	167,9306			
		164,9021	59,66	9838,0563
5	161,8735			
		145,3868	50,42	7330,3999
6	128,9000			
		64,4500	20,55	1324,4475
7	0			
Volume Total				38209,6876

III.6.2.4. filtres et drains :

Les tableaux ci-après récapitulent les volumes des graviers et des sables utilisés pour les filtres et les drains.

Tableau III.14 : volume des graviers.

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0	17,6275	17,05	300,5489
1	35,2550	50,8278	57,37	2915,9880
2	66,4005	84,3661	42,61	3594,8395
3	102,3317	403,8685	57,07	23048,7753
4	705,4053	478,7311	59,66	28561,0974
5	252,0569	163,3446	50,42	8235,8322
6	74,6322			
7	0	37,3161	20,55	766,8459
Volume Total				67423,9272

Tableau III.15 : volume des sables.

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0	17,4025	17,05	296,7126
1	34,8050	50,4660	57,37	2895,2344
2	66,1270	77,8539	42,61	3317,3547
3	89,5808	113,0200	57,07	6450,0514
4	136,4592	132,7386	59,66	7919,1849
5	129,0180	101,6884	50,42	5127,1266
6	74,3587			
7	0	37,1794	20,55	764,0356
Volume Total				26769,7002

III.6.3. Barrage en enrochement avec masque en béton :

C'est un ouvrage intéressant et très stable car la résistance à la poussée de l'eau est assurée par le poids propre du massif, il supporte assez bien les tassements et sa fondation n'est soumise qu'à des pressions modérées; cependant c'est un ouvrage dont la réalisation est généralement coûteuse suite aux différentes opérations de désagrégation mécaniques des roches préexistantes ainsi que de leur mise en place pour le remblai.

L'épaisseur de béton est calculée par la formule suivant :

7	0	33,4132	20,55	686,6413
Volume Total				20242,6064

Le tableau ci-après récapitule les volumes des graviers

Tableau III.18 : volume des graviers.

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0	11,7720	17,05	200,7126
1	23,5440	35,9710	57,37	2063,6534
2	48,3979	56,4523	42,61	2405,4325
3	64,5067	69,3300	57,07	3956,6602
4	74,1532	72,5518	59,66	4328,4404
5	70,9504	62,9524	50,42	3174,0600
6	54,9544	27,4772	20,55	564,6565
7	0			
Volume Total				16693,6156

Le tableau ci-après récapitule les volumes des sables :

Tableau III.19 : volume des sables.

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0	6,2340	17,05	106,2888
1	12,4679	18,6050	57,37	1067,3689
2	24,7421	28,9671	42,61	1234,2881
3	33,1921	35,4921	57,07	2025,5341
4	37,7921	37,0922	59,66	2212,9177
5	36,3922	32,2674	50,42	1626,9223
6	28,1426	14,0713	20,55	289,1652
7	0			
Volume Total				8562,4852

III.7. Estimation du coût des variantes :

Le tableau suivant donne le coût des différentes variantes étudiées.

Tableau III.20 : les coûts des différentes variantes étudiées.

variante	Matériaux	Quantité (m ³)	Prix unit (DA)	Coût (million DA)	Totale (million DA)

homogène	Recharge (argile)	2601783,1686	400	1040,71	1232,43
	Enrochement (rip-rap)	38209,6876	800	30,57	
	Filtres et drains	134293.7359	1200	161,15	
Zoné	Noyau	620833,5505	500	310,44	1232,41
	Recharge (tout-venants)	1995987,4262	400	778,39	
	Enrochement (rip-rap)	38209,6876	800	30,57	
	Filtres et drain	94193.6274	1200	113,01	
Avec masque	Recharge (enrochement)	2485683,3438	800	1988,55	2261,77
	Filtres et drain	25256.1008	1200	30,31	
	masque en béton	20242,6064	12000	242,911	

Conclusion :

On se référant au tableau ci-avant on voit clairement que nous ne pouvons que nous orienter vers la deuxième variante car elle est la plus économique.

Rappelons que cette variante est la plus compatible avec notre site dont la quantité des matériaux de construction ne nous permet pas de construire un barrage homogène en argile.

Suivant toutes ces considérations économiques soient elles ou techniques on opte pour un barrage zoné à noyau argileux.

Introduction :

L'étude comparative des variantes permet de sélectionner la variante qui s'adapte mieux à la condition géologique, économique et la disponibilité des matériaux de construction en quantité suffisante.

Le choix du type de barrage se fait en fonction des caractéristiques locales, en particulier ; la forme de la vallée, les risques sismiques, la nature de sol de fondation, la disponibilité matériaux de construction au voisinage du site ainsi que les risque sismique, les conditions climatiques, les crues à maîtriser ainsi que les exigences sécuritaires, environnementales et économiques.

IV.1. Le choix du site du barrage : [7]

L'axe du barrage est choisi sur la base de certaines conditions dictées par les critères économiques, sécuritaires 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. le choix du type de barrage : [6]

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 permettrait le remplissage de la retenue en fonction des apports du bassin versant .En second lieu de 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 très 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 rocheuses se prêtent à l'édification de tous les types des barrages.
- Les fondations graveleuses conviennent en général pour les barrages en terre ou en enrochement, mais il faut toujours attribuer des dispositifs d'étanchéité et de drainage afin de contrôler les fuites et les percolations (Risque de Renard), et les tassements différentiels.
- Les fondations argileuses impliquent directement le choix des barrages en terre avec des pentes de talus compatibles avec les caractéristiques mécaniques des formations en place.

✓ **Les risques sismiques :**

Les barrages situés dans des zones sismiques doivent être conçus avec des paramètres plus sévères, c'est à dire, avec des talus moins abrupts, des crêtes plus larges, des filtres et des drains plus importants.

Les plus résistants aux sollicitations dynamiques sont :

- Les barrages en enrochement à noyau central argileux, de part leur capacité à supporter de grandes déformations.
- Barrages poids: résistance aux sollicitations horizontales est faible améliorée si les joints sont remplis de coulis de ciment et si ces joints présentent une surface supportant le cisaillement (joints avec des décrochements).
- Les barrages à contreforts: peu résistant pour les sollicitations transversales, mieux avec l'élargissement des âmes des contreforts à l'aval pour les rendre jointives.
- Les barrages en enrochement à masque: l'élément étanche est fragile.

✓ **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 et le type doit être choisi dans la mesure des types de matériaux disponibles si les autres conditions le permettent.

✓ **Critères économiques :**

Dans plusieurs cas, les considérations précédentes auront permis de retenir plusieurs types de barrage. Par exemple, des fondations rocheuses, la présence de matériaux meubles proches du site, un débit de crue important, conduiront à mettre en balance un barrage en BCR et un barrage en terre équipé d'un évacuateur de crue coûteux.

Il convient alors de poursuivre les études pour les deux types d'ouvrages, en veillant à affiner les estimations de coût au fur et à mesure de la progression des études. Dès que l'un des types de barrages paraît significativement plus économique, il est préférable de ne pas s'entêter sur l'autre option.

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

IV.3. les variantes à choisir :

D'après l'étude géologique et géotechnique, nous avons constatés que la fondation de notre barrage et de nature gréseuse et conglomératique présentant une résistance et une stabilité moyenne, donc la variante de barrage en béton est écartée, nous optons donc pour des variantes de digues souples.

❖ Barrage enrochement :

Vue les dépenses onéreuses de l'installation d'une carrière de concassage au niveau de la zone d'emprunt des matériaux rocheux qui sont de nature éruptive et l'éloignement de celle ci par rapport au zones d'emprunt de matériaux granulaires ,la variante de barrage en enrochement et aussi écarté.

Reste à utiliser comme variante, une digue en terre homogène ou zonée qui vérifie les conditions géologique, géotechnique et économique.

Afin de garantir une meilleur sécurité de l'ouvrage et vue la disponibilité des matériaux argileux, nous avons opté pour une digue en Terre zonée avec un noyau étanche en argile et une recharge en alluvions obtenue du lit de l'oued.

❖ Barrage en terre homogène :

C'est un barrage constitué d'un seul matériau qui garantit l'imperméabilité, accompagnée de dispositifs de drainage contre la filtration. Le remblai est constitué de matériaux du type argile, argile sablonneuse, limons, sable limoneux, sable... etc. Il peut y avoir d'autres matériaux qui ne contribuent pas dans la stabilité du barrage (enrochement et protection du talus et de la crête). Il est le type de barrage le plus facile à réaliser, mais il faudrait disposer d'un volume très important de matériaux argileux imperméable pour le réaliser. Le drain vertical placé au centre de la digue constitue une solution plus efficace pour intercepter les eaux d'infiltration, le drain est constitué de matériaux grossiers.

❖ Barrage en terres hétérogènes ou zoné :

Souvent l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place, ou leurs caractéristiques géotechniques ne permettant pas d'envisager une digue homogène. Un massif en plusieurs zones dont chacune est constitué d'un matériau différent, suivant le rôle que doit jouer chaque zone, est la solution adoptée pour la réalisation de la digue.

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

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

IV.4. Objet de l'étude de variantes :

L'étude de variantes consiste a la comparaison économique des variantes, proposées auparavant, susceptibles d'être projetées sur le site. Les digues proposées sont dimensionnées approximativement au niveau de notre étude comparative ; nous ne tiendrons pas compte du coût des ouvrages annexes ; car on suppose que le coût est le même pour toutes les variantes.

IV.5. Définition du profil général du barrage :

IV.5.1. Hauteur de barrage :

IV.5.1.1. calcul de la revanche : [6]

C'est la tranche comprise entre la crête du barrage et la côte des plus hautes eaux, elle est en fonction de la hauteur des vagues H, de la vitesse du vent U (80 Km/h) et de la vitesse de propagation des vagues V dans la retenue et du fetch (4 Km).

La revanchée est déterminée par deux formules :

a) **Formule de DARCY** : $R = 0,75.H + \frac{V^2}{2g}$

Avec V : vitesse de propagation des vagues (Gaillard) $V = 1,5 + 2.H$

H : hauteur des vagues (m).

b) **formule simplifiée** : $R = 1 + 0,3 \cdot \sqrt{F}$

Les calculs sont résumés au tableau IV.1 :

Tableau IV.1 : calcul de la revanche

Formule	Hauteur du vague	$H_v(m)$	Vitesse de propagation (m/s)	Revanche (m)
Stevenson	$H = 0.75 + 0.34 F^{0.5} - 0.26 F^{0.25}$	1,626	3,626	1,467
Molitor	$H = 0.75 + 0.032 (U.F)^{0.5} - 0.27 F^{0.25}$	1,00	3,487	1,380
Mallet-Pacquant.	$H = 0.5 + 0.33 (F)^{0.5}$	1,830	5,160	2,720
simplifiée	-	-	-	1,600

Les formules empiriques utilisées pour le calcul de la revanche ne dépendent ni de la durée du vent, ni de sa vitesse (STEVENSON, MOLLET PAQUANT), elle donne une sous estimation de la hauteur des vagues.

Donc il est difficile d'adopter des valeurs insuffisantes pour la revanche

Pour toutes ces considérations nous prendrons le résultat de la formule de Mallet-pacquant qui tient compte au moins de la vitesse du vent d'où : $R = 2,72 \text{ m}$. **R = 3m**

IV.5.2. calcul de la largeur en crête : [6]

La largeur du barrage doit permettre la circulation des engins pour la finition du barrage et les éventuels pour les eaux ultérieures.

Elle dépend de plusieurs facteurs :

- les risques de tremblement de terre
- la longueur minimum du chemin d'infiltration qui assure un gradient hydraulique suffisamment faible à travers le barrage lorsque le réservoir est plein.
- La hauteur de barrage.

La largeur en crête est donnée par différentes méthodes apportées dans le tableau IV.2 :

Tableau IV.2 : Détermination de la largeur en crête.

LARGEUR EN CRETE	FORMULE	A.N
Formule T.KNAPPEN	$b = 1,65.H_b^{0.5}$	10,56
Formule E.F.PREECE	$b = 1,1.H_b^{0.5} + 1$	8,04
Formule simplifiée	$b = 3,6.H_b^{1/3} - 3$	9,41

On opte une valeur moyenne de **b=9 m**.

IV.5.3. La longueur en crête :

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

$$L=304,07 \text{ m}$$

IV.5.4. CARACTERISTIQUES DU BARRAGE :

Les principaux caractéristiques du barrage sont résumés dans le tableau IV.3 :

Tableau IV.3 : caractéristiques du barrage.

Caractéristique	Unité	Valeurs
Volume mort	Mm ³	4,79
Volume utile	Mm ³	33,54
Volume NNR	Mm ³	38,33
Cote du fond	m NGA	55
Cote NVM	m NGA	66,5
Cote NNR	m NGA	89
Cote NPHE	m NGA	94,5
Cote NCR	m NGA	97,5
Hauteur du barrage	m	43
Longueur en crête	m	285
Largeur en crête	m	9
Charge maximale déversant	m	5,5

IV.5.5. Pentes des talus :[7]

La pente des talus doit assurer la stabilité statique de ces talus. C'est-à-dire que les fruits de talus sont fixés par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. En ce qui concerne le massif, pour déterminer la pente des parements on se donne en général des pentes qui paraissent optimales, compte tenu de la nature des matériaux, et on vérifie par la suite par calcul de stabilité. On prend le fruit de talus selon le type et la hauteur du barrage comme le montre le tableau ci-après.

Tableau IV.4 : valeurs indicatives des fruits de talus.

Hauteur du barrage (m)	Type du barrage	Fruit des talus	
		Amont	Aval
H ≥ 20	- Homogène granulométrie étendue	2-3	2-2,5
	- A zones	2-3	2-3

D'après le tableau qui donne les pentes des talus en fonction de la hauteur et de type de barrage .on choisit pour les calculs les pentes: $H_b > 20$ m donc

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Parement amont } m_1 = 3. \\ \text{Parement aval } m_2 = 3 \end{array} \right.$$

IV.5.6. Les bermes :

Souvent on prévoit des bermes, qui auront un rôle dans l'optimisation des fruits de talus et d'autres objectifs tels que l'accès pour la réparation des talus et l'augmentation de stabilité. Les bermes sont de 2 à 4 m de largeur, en cas de construction de route jusqu'à 6 m. elles ont des rigoles latérales dans le but de capture et d'évacuer les eaux des précipitations.

IV.5.6.1. Talus avale :

Les bermes au talus avale servent à l'évacuation des eaux de ruissellement, et permettre d'effectuer les contrôle donc nous avons proposé trois bermes de 4 m de largeur pour les différentes cotes . 65 m NGA, 75 m NGA, 85 m NGA.

IV.5.6.2. Talus amont

Les bermes sont projetées au niveau du parement amont, afin d'augmenter la stabilité des talus, pour notre cas nous avons proposé une berme de largeur 4m a la côte 65 m NGA

IV.5.7.Revêtement de la crête et des talus de la digue :

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 donc en général de prévoir une protection des talus.

IV.5.7.1. Talus amont :

Le talus en amont sera protégé contre l'érosion causée par l'action des vagues en plaçant une couche de riprap à une épaisseur « e » donnée par les méthodes ci-après. Afin d'être conforme au critère de filtre, une couche de transition épaisse de 400 mm composée de 200 mm de gravier et 200 mm de sable respectivement doit être placée entre le riprap et le remblai tout-venant sous-jacent. Le matériau du riprap proviendra des excavations. Il sera, éventuellement, supplémenté par des matériaux venant de la carrière.

a) Première méthode : [6]

$$e = C * V^2 \dots\dots\dots(IV.1).$$

Avec : e : Epaisseur de l'enrochement en (m).

V : Vitesse de propagation des vagues déterminée par la formule de Molitor (m/s).

C : Coefficient qui dépend du fruit de talus et du poids spécifique δ_s de l'enrochement utilisé. Le coefficient est donné par le tableau suivant :

Tableau IV.5 : Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et de γ_p .

Pente du talus	Valeur de C pour différents poids spécifique		
	$\delta_s = 2,50$	$\delta_s = 2,65$	$\delta_s = 2,80$
1/3	0,028	0,025	0,023

On à un poids spécifique du Rip rap $\theta = 2,65 \text{ KN/m}^3$.et une pente égale a 1/3, D'où La valeur de C est donnée 0.025.

Nous obtenons une épaisseur d'enrochement **e=0,31 m**.

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

$$W \geq 0,52.e^3 . \delta \dots\dots\dots(IV. 2)$$

W =0,039 tonne.

Le diamètre moyen d'une pierre réduite en sphère.

$$D_p = \sqrt[3]{\frac{W}{0,524 . \delta}} = \sqrt[3]{\frac{0,039}{0,524 . 2,65}} = 0,3 \text{ cm}$$

On opte pour un diamètre égal à 0,3 cm

b) Deuxième méthode : [6]

Les ingénieurs d'US Army Corps of Engineers utilisent un tableau (tableau III.05) qui donne l'épaisseur minimale de la couche d'enrochements et les dimensions minimales des blocs de roche en fonction de la hauteur de la vague déterminée à partir de l'abaque donné dans la figure suivante :

D'après la figure et le tableau ci-après on a :

Hauteur des vagues : $1,8 < H < 2,4 \Rightarrow e = 0.7 \text{ m}$ et $D_{50}^{\min} = 0.45 \text{ m}$

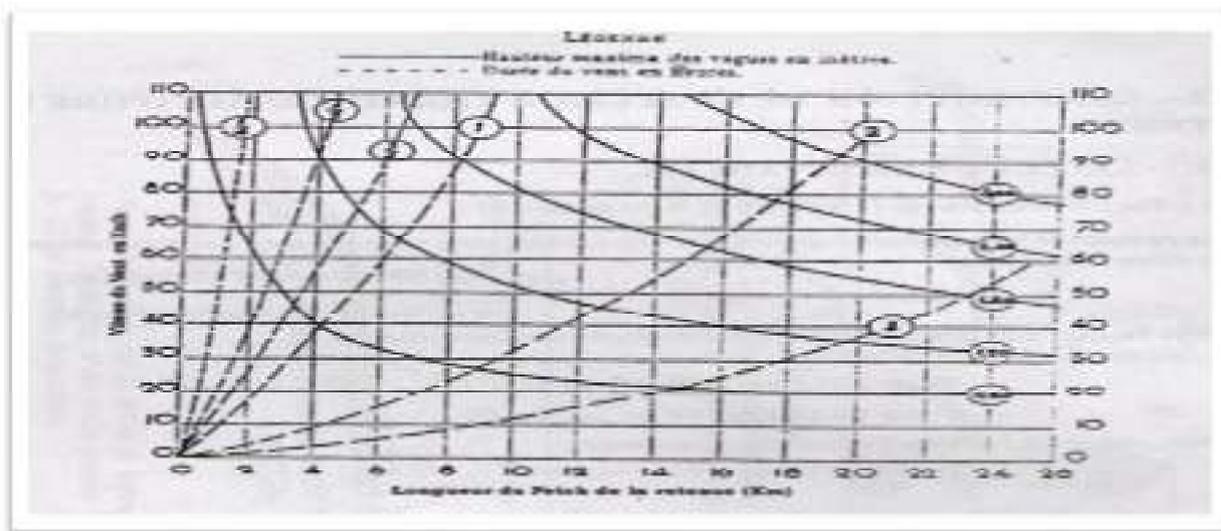


Figure IV.1 : Abaque de détermination de la hauteur maximale des vagues, d'après l'US Army Corps of Engineers.

Tableau IV.6: Epaisseur de l'enrochement et D_{50} minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague.

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche d'enrochement (m)	D_{50}^{\min} (m)
0 – 0.30	0.30	0.20
0.30 – 0.62	0.40	0.25
0.62 – 1.20	0.45	0.30
1.20 – 1.80	0.55	0.40
1.80 – 2.40	0.70	0.45
2.40 – 3.00	0.80	0.55

c) Troisième méthode :[6]

on peut établir la procédure suivante, en considèrent dans le calcul le poids du bloc de la roche nécessaire pour supporter les forces appliquées produites par la pression statique et dynamique de la vague, ainsi que l'action érosive des vagues dans le calcul de la stabilité dont les facteurs sont le poids spécifique de la roche, la hauteur de la vague et le talus à protéger.

La formule recommandée pour le calcul du poids maximal des roches isolées est :

$$Q = \frac{0.35 * \gamma_p * h^3}{\left(\frac{\gamma_p}{\gamma} - 1\right)^3 \sqrt{1 + m^3}} \dots\dots\dots (IV.3).$$

- Avec : Q : poids maximal des pierres.
- γ_p : poids volumique de la pierre (t/m3).
- h: hauteur de la vague (m).=1,83 m
- γ : poids volumique de l'eau (t/m3).
- m : talus à protéger.

AN : **Q=0.239 tonnes**

Le diamètre maximal exprimé en mètre du bloc à placer dans le talus porté à une sphère de diamètre équivalent « Dsph » est calculé par la formule suivante:

$$D_{sph} = \sqrt[3]{\frac{Q}{0.524\gamma_p}} \dots\dots\dots (IV.4).$$

AN : Dsph=0.56 m

Le 50 % des blocs doit avoir une taille égale ou supérieure à D50= K*Dsph ou K est un coefficient qui dépend de la catégorie de l'ouvrage à partir du tableau IV.07

Tableau IV.7 : valeurs du coefficient K en fonction de la catégorie de l'ouvrage.

Coefficient	IV	III	II	I
K	0.50	0.55	0.60	0.65

Note : En obtenant une valeur D50 inférieure à 0,45 m, on prendra D50 égal à 0,45m.

AN : **D50= 0.308 m**

L'épaisseur du revêtement est déterminée selon la formule suivante:

$$e = D_{50} (2 - 2.5) \dots\dots\dots (IV.5).$$

AN : **e=0.154m.**

Après les résultats de ces trois méthodes on opte pour une épaisseur d'encrochement e= 0,7 m et un diamètre de 50% des blocs D50=0,45m

IV.5.7.2. Talus aval:

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

En ce qui concerne le talus aval il n'y a pas de méthodologies bien établies, étant d'ailleurs le choix de la solution est une question de jugement du Consultant tenant compte de l'importance de l'ouvrage, du régime des pluies et des conditions locales.

Normalement on utilise l'une des deux solutions suivantes pour la protection du parement aval: protection avec une couche de rip-rap ou protection végétale, cette deuxième solution exigeant une manutention adéquate qui est difficile de garantir dans un climat comme celui de l'Algérie, pour sa protection, on utilise l'enrochement de pierre reposant sur un filtre (lit de gravier et sable) d'épaisseur (0,3m).

IV.5.7.3. La crête :

Pour assurer une bonne stabilité, conserver contre la dégradation et permettre la bonne circulation des engins on doit réaliser un bon revêtement de la crête ; en utilisant une couche de produits asphaltiques épaisse de 30 cm sous jacée de deux couches épaisses de 20 cm chacune la première en gravier et la seconde en sable.

III.5.8. Etanchéité du barrage:[7]

IV.5.8.1. le noyau :

Les barrages avec noyaux ou diaphragmes sont construits quand il n'existe pas de sols argileux peu perméables. C'est le cas de la troisième variante où le remblai n'est pas suffisamment imperméable, nous allons équiper le barrage d'un noyau argileux compacté, disposé verticalement au centre du barrage. Vers le sommet, le noyau doit être monté au dessus du niveau des plus hautes eaux (plus de 0.5 m). 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. Latéralement, nous disposons de part et d'autre du noyau un drain filtre.

a) Dimensionnement du noyau :

• La hauteur :

La hauteur du noyau est déterminée par la formule suivante :

$$H_n = H_b - 1 \dots\dots\dots (IV.6).$$

Avec : H_b : hauteur du barrage (m).

H_n : hauteur du noyau (m).

AN : $H_n = 43 - 1 = 42 \text{ m}$ **$H_n = 42 \text{ m}$**

• La largeur en crête du noyau :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$L_{n;s} = \frac{1}{6} \cdot H_b \dots\dots\dots (IV.7).$$

Donc on aura : $L_{n;s} = 1/6 \cdot 43 = 7,1 \text{ m}$ **$L_{n;s} = 7 \text{ m}$**

• Les fruits des talus du noyau :

Ils doivent être d'une telle sorte à vérifier la condition suivante :

$$I = \frac{\Delta H}{b_{moy}} \leq I_{adm} \dots\dots\dots (IV.8).$$

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

b_{moy} : largeur moyenne du noyau, donnée par la formule(III.19).

ΔH : la charge d'eau, donnée par la formule (III.20).

$$b_m = \frac{L_{n,s} + L_b}{2} \dots\dots\dots (IV.9).$$

Avec : $L_{n,s}$: largeur en crête du noyau.

L_b : largeur en base du noyau.

$$\Delta H = H_1 - H_2 \dots\dots\dots (IV.10).$$

Avec : H_1 : Hauteur d'eau à l'amont correspond au NPHE, ($H_1= 39,5m$)

H_2 : Hauteur d'eau à l'aval ($H_2=0m$).

Pour notre cas : $I_{adm}=1.5$

On aura : $I = \frac{\Delta H}{b_{moy}} \leq I_{adm} \rightarrow \frac{39,5}{b_{moy}} \leq 1,5 \rightarrow b_{moy} > \frac{39,5}{1,5} = 26,33 \text{ m} \quad \mathbf{b_{moy}=26 \text{ m}}$

À partir de la formule (III.19) on aura :

$$L_b = 2 * b_{moy} - L_{n,s} \dots\dots\dots (IV.11).$$

AN : $L_b = 2*26,33- 6,85= 45,81 \text{ m} \quad \mathbf{L_b=46 \text{ m}}$

De la formule ci-après on détermine les fruits de talus :

$$L_b = 2 * m * H_n + L_{n,s} \dots\dots\dots (IV.12).$$

On aura : $\frac{L_b-L_{n,s}}{2*H_n} = \frac{45,81-6,85}{2*40,12} = 0,487 \quad \mathbf{m=0.49}$

IV.5.8.2. Les drains : [6]

L'objectif fondamental de ses constructions est de contrôler l'évacuation du flux de filtration et réduire le volume des matériaux saturés du barrage, en augmentant ainsi la stabilité de l'ouvrage. Les conditions des drainages sont :

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

a) Dimensionnement du prisme de drainage (drain prisme) : [6]

Les prismes sont les éléments les plus utilisés pour le drainage. Dans sa partie centrale, ils sont construits en pierres et on place un filtre à l'envers au niveau de la zone de contact du remblai et sa fondation. Sa situation est particulière dans la partie du remblai qui passe par la voie de l'oued. Sa hauteur minimale est fonction du niveau d'eau dans le talus en aval et sa stabilité dépend des critères du concepteur. On peut calculer sa hauteur selon $(0.15 - 0.2) H$ où

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

• **Hauteur :**

$$H_p = (0,15 \div 0,2) H_b \dots\dots\dots (IV.13)$$

Avec : H_b : hauteur du barrage (43 m).

On prend $H_p = 0.15 H_b$ **$H_p = 6 \text{ m}$**

• **Largeur en crête :**

$$b_p = (1/3 \div 1/4) H_p \dots\dots\dots (IV.14).$$

$b_p = 6 / 3 = 2 \text{ m}$ **$b_p = 2 \text{ m}$**

• **fruits de talus**

$m_1 = (1 \div 1,75)$

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

Donc on prend : $m_2 = 2,2$

$m_1 = 1,75$

b) Dimensionnement du drain tapis : [6]

C'est le type de drainage le plus efficace pour la digue, car d'une part, on utilise moins de matériaux saturés, et d'autre part, il contrôle les filtrations de la retenue. Son inconvénient c'est qu'il existe une possibilité d'obstruction qui peut s'avérer très dangereuse. La sécurité et le contrôle dans sa construction reste de rigueur. Dans le dessin, on doit utiliser un facteur de sécurité plus élevé. Pour son dimensionnement on recommande d'utiliser des épaisseurs minimales de $e = 0.80 \text{ m}$; par rapport aux matériaux à employer et du remblai on peut le construire avec une ou plusieurs couches de filtre. La longueur est déterminée par la formule suivante :

$$L_d = \frac{L_b}{3} \dots\dots\dots (IV.15).$$

Avec : L_b : Longueur transversale du barrage ($L_b = 245,5 \text{ m}$).

Donc : $L_d = \frac{245,5}{3} = 82 \text{ m}$ **$L_d = 82 \text{ m}$**

c) Dimensionnement du drain vertical : [6]

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

La largeur minimale du rideau constituant le drain est de 1m, nous prenons une largeur de 2.5 m.

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

Le niveau du drain vertical est arasé au niveau des plus hautes eaux à raison d'arriver aux points de plus hautes saturations de remblai. **$N_{dr} = NPHE = 94,5 \text{ m NGA}$**

IV.5.8.3. Les filtres: [6]

La nécessité de placer des filtres entre des sols de granulométrie très différente est une pratique normale dans l'ingénierie. Les particules plus fines que le sol peuvent être entraînées par les forces de filtration et produire le phénomène de renard. Pour éviter ce phénomène, on protège le sol soumis au flux, dans ce cas, c'est la digue, avec des sols qui possèdent une granulométrie plus grossière pour éviter l'entraînement par les forces de filtration.

La conception des filtres, doit obéir aux conditions suivantes :

1. Ils doivent posséder une perméabilité plus élevée que le matériau à protéger, afin de servir de drain. Il est accepté dans la pratique que le matériau du filtre ait une perméabilité 100 fois plus élevée que celle du matériau à protéger.

2. Ils doivent être suffisamment fins pour éviter le phénomène de renard.

3. Le filtre ne doit pas être ni colmaté ni dégradé par entraînement de ses éléments.

4. Le matériau ne doit pas subir de modifications ou de dégradation dans le temps.

5. Ils ne doivent pas posséder plus de 5% de particules plus petites que le tamis 200 (0.074 mm) et ces dernières ne doivent pas être en plastique.

6. Pour éviter la dégradation du filtre, on accepte les particules de 5 cm (2 pouces) comme taille maximale.

Les critères de conception des filtres les plus communément utilisés sont ceux qui sont établis par BERTRAM (Université de Harvard), basés sur les conditions de TERZHAGHI, perfectionnés en suite par les travaux du Corps d'Ingénieurs de l'Armée et le Bureau de Réclamations des Etats-Unis et enfin enrichis par les travaux de SHERARD (1984).

Critères de conception : [6]

$\frac{D_{15}^{filtre}}{d_{85}^{sol}} \leq 4 \div 5$ Condition de l'entraînement de particules fines par le phénomène de renard.

$\frac{D_{15}^{filtre}}{d_{15}^{sol}} > 4 \div 5$ Condition de perméabilité.

$\frac{D_{50}^{filtre}}{d_{50}^{sol}} < 25$ Parallélisme des courbes granulométriques.

$\frac{D_{60}^{filtre}}{D_{10}^{filtre}} \leq 20$ Coefficient d'uniformité du filtre.

La perméabilité du matériau de filtre peut raisonnablement être estimée par l'expression:

$$K = 0,35 (D_{15})^2 \dots\dots\dots (IV.16).$$

Où: D_{15} , en mm

K obtenue en cm/s.

Les épaisseurs minimales recommandées pour les filtres sont:

- Couches horizontales de sables ----- 0,15 m

- Couches horizontales de graviers ----- 0,30 m
- Couches verticales ou inclinées ----- 1,00 m

Selon SHERARD (1984), les critères pour la conception de filtres en aval du noyau ou dans le drainage interne de la digue (filtres critiques) par rapport aux types de sols à protéger sont les suivants:

✓ **Limons sablonneux et argiles :**

Pour les limons sablonneux et les argiles avec une quantité significative du sable dont d_{85} soit entre 0.1 et 0,5 mm, le critère $D_{15} / d_{85} \leq 5$ s'avère conservateur et raisonnable. La plasticité du sol à protéger n'affecte pas les caractéristiques du filtre.

✓ **Argiles fines :**

Pour les argiles fines dont d_{85} soit entre 0.03 et 0.1 mm, un filtre en sable fin ou en sable grossier avec D_{15} moyen qui ne dépasse pas 0.5 mm, s'avère raisonnablement conservateur. La plasticité ou la dispersion de l'argile n'affecte pas la granulométrie requise.

✓ **Limons aux grains fins à faible cohésion :**

Pour les limons fins sans sable dont d_{85} soit entre 0.03 et 0,1 mm avec une faible plasticité (au dessus de la ligne A selon la classification de la SUCS) et avec une limite de liquidité inférieure à 50%, il est nécessaire d'utiliser des filtres en sable grossier avec D_{15} moyen qui ne dépasse pas de 0,30 mm.

✓ **Sable grossier :**

Pour les sables grossiers proprement dits et avec une faible quantité de grains fines (non cohésifs), le critère $D_{15} / d_{85} \leq 5$ est acceptable.

IV.6. calcul du volume des différents matériaux :

Dans cette présente étude nous allons calculer le volume de différents matériaux pour la construction du barrage pour les différentes variantes proposées. Et en se basant sur ces volumes ainsi que les prix unitaires adoptés par l'agence nationale des barrages et des transferts, nous déterminerons les coûts des de chaque variante ce qui nous permettra de faire notre choix définitif.

Le coût du barrage est déterminé de manière suivante la:

On trace le profil longitudinal du barrage, on choisit des sections en travers du barrage et sur chaque coupe, on détermine la hauteur de la digue à l'aide de la formule suivante :

$$H_{bi} = N_{cr} - N_{pi} \dots\dots\dots (IV.17).$$

Avec : H_{bi} : hauteur du barrage à la coupe « i ».

N_{cr} : Côte de la crête du barrage.

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

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

$$S_i = \frac{b_{cr} + B_{pi}}{2} * H_{bi} \dots\dots\dots (IV.18).$$

Avec : b_{cr} : Largeur en crête du barrage.

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

$$B_{pi} = b_{cr} + (m_1 + m_2) * H_{bi}$$

Avec : m₁ et m₂ ; fruits de talus amont et aval respectivement.

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

$$V_b = \sum_{i=1}^n V_i \dots\dots\dots (IV.19).$$

Avec : $V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} * d \dots\dots\dots (IV.20).$

Avec : V_i : volume de la digue à la coupe « i »

S_i : surface de la digue à la coupe « i » ; S_{i+1} : surface de la digue à la coupe « i+1 »

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

IV.6.1. Barrage homogène en argile avec drain vertical :

C'est une variante très économique et très étanche mais seulement, il faudrait disposer de sols fins de qualité satisfaisante et en quantité suffisante de l'ordre de 1,5 à 2 fois le volume du remblai.

IV.6.1.1. les recharges (argile) :

Le tableau ci-après nous donne le volume des recharges nécessaires pour la construction de la digue homogène en argile.

Tableau IV.8 : volumes des recharges (argile).

N°	S _i (m ²)	S _{moy} (m ²)	d _i (m)	Volume (m ³)
0	0,00	1204,9896	59,18	71311,2845
1	2409,9792			
2	3941,3563	4380,6573	73,47	321846,896
3	4624,5272	6253,6199	75,51	472210,839
		5379,1481	71,43	384232,549
4	1509,2418	1509,2418	24,48	36946,2393
5	0,00			
Volume Total				1286547,8

IV.6.1.2. protection rip-rap :

Le tableau III.08 nous résume le volume du rip-rap utilisé pour la protection des talus.

Tableau IV.9 : volume des recharges.

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0	30,8783	59,18	1827,37779
1	61,7566		73,47	7498,49147
2	80,6107	129,0647	75,51	9745,6755
3	96,908		71,43	9309,30404
4	66,8393	66,8393	71,43	4774,3312
5	0,00			
Volume Total				33155,18

IV.6.1.3. filtres et drains :

Les tableaux suivants récapitulent les volumes des graviers et des sables utilisés pour les filtres et les drains.

Tableau IV.10 : volume des graviers.

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0	25,3464008	59,18	1500
1	39,7675		73,47	23098
2	231,687	440,056619	75,51	33228,6753
3	231,7425		71,43	18574
4	36,0762	44,9346405	24,48	1100
5	0			
Volume Total				77500,6753

Tableau IV.11 : volume des sables.

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0	59,9886347	59,18	3550,1274
1	37,141		73,47	8250,0675
2	69,8171	195,34081	75,51	14750,1846
3	74,2077		71,43	9850,7814
4	32,6972	95,9631046	24,48	2349,1768
5	0			
Volume Total				38750,3377

IV.6.2. Barrage zoné à noyau d'argile :

Le principal avantage de cette variante est que tous les matériaux nécessaires à sa confection sont disponibles à proximité du site du barrage ; cela permet d'une part de réduire significativement les dépenses liées aux engins de transport pour l'acheminement des matériaux, et d'autre part, la proximité de la zone d'emprunt permet de gagner énormément en temps en écourtant le délai de réalisation, on dira que la variante est très économique et pratique. Cependant la réalisation délicate des zones de transition et du filtre constitue une difficulté majeure dans la conception de l'ouvrage.

IV.6.2.1. le Noyau :

Il est composé par une argile limoneuse protégé par un filtre des deux cotés. Le tableau suivant nous donne le volume de l'argile nécessaire pour sa réalisation.

Tableau IV.12 : volume du noyau.

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0,00			
1	537,7721	268,88605	59,18	15912,6764
2	1023,5779	1049,56105	73,47	77111,2503
3	1126,8647	1587,01025	75,51	119835,144
4	380,1651	1316,94725	71,43	94069,5421
5	0,00	380,1651	24,48	9306,44165
Volume Total				316235,054

III.6.2.2. les recharges :

Elles sont constituées des tout-venants, récupérés après les excavations notamment celle de l'évacuateur de crues. Le tableau suivant montre le volume des recharges.

Tableau IV.13 : volumes des recharges.

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0			
1	1872,2071	936,10355	59,18	55398,608
2	2917,7784	3331,0963	73,47	244735,645
3	3497,6625	4666,60965	75,51	352375,69
4	1129,0767	4062,20085	71,43	290163,007
5	0	1129,0767	24,48	27639,797
Volume Total				970312,752

IV.6.2.3. protection en rip-rap :

Le tableau suivant récapitule le volume des rip-rap nécessaire à la protection des talus.

Tableau IV.14 : volume du rip-rap.

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0,00	30,8783	59,18	1827,37779
1	61,7566		73,47	7498,49147
2	80,6107	129,0647	75,51	9745,6755
3	96,908		71,43	9309,30404
4	66,8393	66,8393	24,48	1636,22606
5	0,00			
Volume Total				30017,0749

IV.6.2.4. filtres et drains :

Les tableaux ci-après récapitulent les volumes des graviers et des sables utilisés pour les filtres et les drains.

Tableau IV.15 : volume des sables.

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0	18,5705	59,18	1099,00219
1	37,141		73,47	5293,48044
2	69,8171	106,92095	75,51	8073,60093
3	74,2077		71,43	6468,43651
4	32,6972	32,6972	24,48	800,427456
5	0,00			
Volume Total				21734,9475

Tableau IV.16 : volume des graviers.

N°	Si (m ²)	S _{moy} (m ²)	di (m)	Volume (m ³)
0	0	19,88375	59,18	1176,72033
1	39,7675		73,47	11432,7402
2	231,687	347,55825	75,51	26244,1235
3	231,7425		71,43	17841,8283
4	36,0762	36,0762	24,48	883,145376
5	0,00			
Volume Total				57578,5576

IV.7. Estimation du coût des variantes :

Le tableau IV.17 donne le coût des différentes variantes étudiées.

Tableau IV.17 : les coûts des différentes variantes étudiées.

variante	Matériaux	Quantité (m ³)	Prix unit (DA)	Coût (million DA)	Totale (million DA)
homogène	Recharge (argile)	1286547,81	400	514,62	678,13
	Enrochement (rip-rap)	30017,0749	800	24,01	
	Filters et drains	116251,013	1200	139,50	
Zoné	Noyau	316235,054	500	158,12	665,43
	Recharge (tout-venants)	970312,752	400	388,13	
	Enrochement (rip-rap)	30017,0749	800	24,01	
	Filtres et drain	79313,5051	1200	95,18	

Conclusion :

On se référant au tableau IV.17, on voit clairement que nous ne pouvons pas nous orienter vers la première variante car la deuxième est la plus économique.

Rappelons que cette variante est la plus compatible avec notre site dont la quantité des matériaux de construction ne nous permet pas de construire un barrage homogène en argile.

Suivant toutes les considérations économiques et ou techniques on opte pour un barrage zoné à noyau argileux.

Introduction :

Après l'étude des variantes faite dans le chapitre précédent, nous avons opté pour la deuxième variante à savoir barrage zoné à noyau d'argile.

Dans ce présent chapitre nous allons étudier la conception et l'étude détaillées de la digue tout en mettant l'accent sur les infiltrations au niveau du corps de la digue ainsi que sur la stabilité des talus.

V.1. Dimensionnement de la digue:

V.1.1. la revanche du barrage : [6]

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

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

$$R=3m$$

V.1.2. la hauteur du barrage : [6]

Elle est donnée par la relation :

$$H_b = h_{NNR} + h_d + R + t \dots\dots\dots (V.01).$$

Avec : H_{NNR} : Hauteur au niveau normal de la retenue déterminée (m).

h_d : Hauteur d'eau correspond au volume forcé en (m).

R : Revanche du barrage en (m);

t : le tassement (m).

$$H_b = 64.5 + 2 + 2.5 + 0.5 = 69.5m \quad \text{Donc : } H_b=69.5m \quad \text{d'où : } H_{\text{crête}}=726m \text{ NGA.}$$

V.1.3. largeur en crête :

Elle est égale à 9 m $b_{cr}=9m$

V.1.4. la longueur en crête :

Elle est déterminée à partir du levé topographique elle est égale à 304,07 m.

$$L=304,07m$$

V.1.5. les bermes :

V.1.5.1. Talus amont

Les bermes sont projetées au niveau du parement amont, afin d'augmenter la stabilité des talus, pour notre cas nous avons proposé une berme de largeur 4m a la côte 65 m NGA

V.1.5.2. Talus avale : Les bermes au talus avale servent à l'évacuation des eaux de ruissellement, et permettre d'effectuer les contrôle donc nous avons proposé trois bermes de largeur 4 m chacune aux côtes. 65 m NGA, 75 m NGA, 85 m NGA.

V.1.6. Classification de l'ouvrage : [6]

La classification est basée sur la constitution de l'ouvrage et sa fondation et en particulier sur les risques attendus à l'aval en cas de rupture de l'ouvrage. et pour connaître la classe de notre barrage nous allons se référer au tableau V.01 :

Tableau V.01 : Classe de barrage en terre en fonction du type de la fondation. (V. Volkov, 1986)

Type de sols de fondation	Classes de barrages			
	I	II	III	IV
	Hauteurs de barrage (m)			
Sols rocheux.	>100	70÷100	25÷70	<25
Sols sablonneux, pierreux, terrain argileux non plastique.	75	35÷75	15÷35	<15
Terrain argileux plastique.	>50	25÷50	15÷25	<15

D'après le tableau notre barrage appartient à la classe II.

V.1.7. Pentés des talus : [7]

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. On prend le fruit de talus selon le type et la hauteur du barrage comme le montre le tableau ci-après :

Tableau V.02 : valeurs indicatives des fruits de talus.

Hauteur du barrage (m)	Type du barrage	Fruit des talus	
		Amont	Aval
10<H<20	- Homogène granulométrie étendue	2,5	2,5
	- Homogène à fort % d'argile	3,0	2,5
	- A zones	3,0	3,0
H ≥ 20	- Homogène granulométrie étendue	3,0	2,5
	- A zones	3,0	3,0

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

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

V.1.8. Revêtement de la crête et protection des talus de la digue : [6]

V.1.8.1. La crête :

Pour assurer une bonne stabilité, conserver contre la dégradation et permettre la bonne circulation des engins on doit réaliser un bon revêtement de la crête ; en utilisant une couche

de produits asphaltiques épaisse de 30 cm sous jacée de deux couches épaisses de 20 cm chacune la première en gravier et la seconde en sable. Avec une petite pente dans chaque coté.

V.1.8.2. Talus aval:

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

En ce qui concerne le talus aval il n'y a pas de méthodologies bien établies, étant d'ailleurs le choix de la solution une question de jugement du Consultant tenant compte de l'importance de l'ouvrage, du régime des pluies et des conditions locales.

Normalement on utilise l'une des deux solutions suivantes pour la protection du parement aval: protection avec une couche de rip-rap ou protection végétale, cette deuxième solution exigeant une manutention adéquate qui est difficile de garantir dans un climat comme celui de l'Algérie.

Pour sa protection, on utilise l'enrochement de pierre reposant sur un filtre (lit de gravier et sable) d'épaisseur (0,3m).

V.1.8.3. Talus amont :

Le talus en amont sera protégé contre l'érosion causée par l'action des vagues en plaçant une couche de riprap à une épaisseur « e » donnée par les méthodes ci-après. Afin d'être conforme au critère de filtre, une couche de transition épaisse de 400 mm composée de 200 mm de gravier et 200 mm de sable respectivement doit être placée entre le riprap et le remblai tout-venant sous-jacent. Le matériau du riprap proviendra des excavations. Il sera, éventuellement, supplémente par des matériaux venant de la carrière.

a) Première méthode : [6]

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

Avec : e : Epaisseur de l'enrochement en (m).

V : Vitesse de propagation des vagues déterminée par la formule de Molitor (m/s).

C : Coefficient qui dépend du fruit de talus et du poids spécifique γ_p de l'enrochement utilisé. Le coefficient est donné par le tableau suivant :

Tableau V.5 : Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et de γ_p .

Pente du talus	Valeur de C pour différents poids spécifique		
	$\gamma_p = 2,50$	$\gamma_p = 2,65$	$\gamma_p = 2,80$
1/3	0,028	0,025	0,023

On à un poids spécifique du Rip rap $\theta = 2,65 \text{ KN/m}^3$. et une pente égale a 1/3, D'où La valeur de C est donnée 0.025.

Nous obtenons une épaisseur d'enrochement **e=0,31 m.**

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

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

W =0,039 tonne.

Le diamètre moyen d'une pierre réduite en sphère.

$$D_P = \sqrt[3]{\frac{W}{0,524 \cdot \delta}} = \sqrt[3]{\frac{0,039}{0,524 \cdot 2,65}} = 0,3cm$$

On opte pour un diamètre égal à 0,3 cm

b) Deuxième méthode : [6]

D'après la figure et le tableau ci-après on a :

Hauteur des vagues : $1,8 < H < 2,4 \Rightarrow e = 0.7 \text{ m}$ et $D_{50}^{\min} = 0.45 \text{ m}$

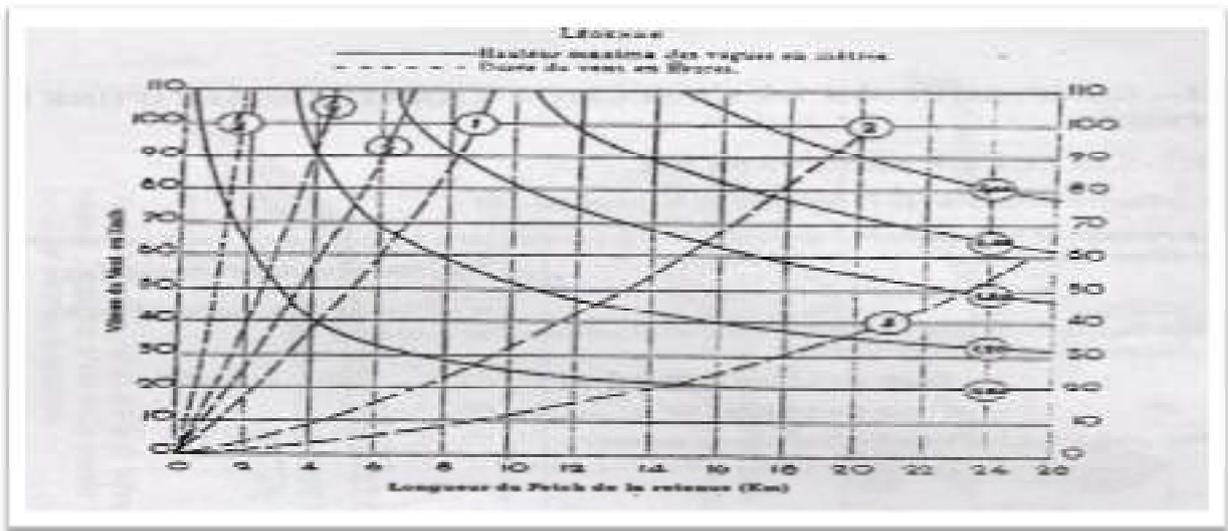


Figure V.1 : Abaque de détermination de la hauteur maximale des vagues, d’après l’US Army Corps of Engineers.

Tableau V.6: Epaisseur de l’enrochement et D₅₀ minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague.

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche d’enrochement (m)	D ₅₀ ^{min} (m)
0 – 0.30	0.30	0.20
0.30 – 0.62	0.40	0.25
0.62 – 1.20	0.45	0.30
1.20 – 1.80	0.55	0.40
1.80 – 2.40	0.70	0.45
2.40 – 3.00	0.80	0.55

c) Troisième méthode :

Selon la référence bibliographique 6, on peut établir la procédure suivante, en considèrent dans le calcul le poids du bloc de la roche nécessaire pour supporter les forces appliquées produites par la pression statique et dynamique de la vague, ainsi que l'action érosive des vagues dans le calcul de la stabilité dont les facteurs sont le poids spécifique de la roche, la hauteur de la vague et le talus à protéger.

La formule recommandée pour le calcul du poids maximal des roches isolées est :

$$Q = \frac{0.35 * \gamma_p * h^3}{\left(\frac{\gamma_p}{\gamma} - 1\right)^3 \sqrt{1 + m^3}} \dots\dots\dots (V.4).$$

- Avec : Q : poids maximal des pierres.
- γ_p : poids volumique de la pierre (t/m3).
- h: hauteur de la vague (m).=1,83 m
- γ : poids volumique de l'eau (t/m3).
- m : talus à protéger.

AN : **Q=0.239 tonnes**

Le diamètre maximal exprimé en mètre du bloc à placer dans le talus porté à une sphère de diamètre équivalent « Dsph » est calculé par la formule suivante:

$$D_{sph} = \sqrt[3]{\frac{Q}{0.524\gamma_p}} \dots\dots\dots (V.5).$$

AN : **Dsph=0.56 m**

Le 50 % des blocs doit avoir une taille égale ou supérieure à D50= K*Dsph ou K est un coefficient qui dépend de la catégorie de l'ouvrage à partir du tableau III.06

Tableau V.7 : valeurs du coefficient K en fonction de la catégorie de l'ouvrage.

Coefficient	IV	III	II	I
K	0.50	0.55	0.60	0.65

Note : En obtenant une valeur D50 inférieure à 0,45 m, on prendra D50 égal à 0,45m.

AN : **D50= 0.308 m**

L'épaisseur du revêtement est déterminée selon la formule suivante:

$$e = D_{50} (2 - 2.5) \dots\dots\dots (V.6).$$

AN : **e=0.154m.**

Après les résultats de ces trois méthodes on opte pour une épaisseur d'enrochement

e= 0,7 m et un diamètre de 50% des

V.2. Drainage de la digue : [6]

Le drainage interne est d'une importance vitale pour la fiabilité et la sécurité des barrages en remblai tout au long de leur vie. Il constitue le paramètre le plus significatif du point de vue de la stabilité sous chargements statique et dynamique si on n'utilise pas un système de drainage bien adapté pour le remblai, les résurgences sur le talus aval peuvent provoquer une érosion entraînant la rupture du barrage, de ce fait il convient de bien concevoir le système de drainage qui pourrait constituer une bonne méthode pour construire des barrages dans des conditions sûres et économiques et cela en assurant leur protection par des filtres aux interfaces entre zones de matériaux présentant des granulométries et perméabilités largement différentes.

V.2.1. But du drainage :

Quel que soit le dispositif d'étanchéité utilisé, un barrage en remblai et sa fondation sont le siège d'infiltration d'eau soit structurelles soit accidentelles.

La fonction du drainage est d'intercepter les débits d'infiltration afin d'éviter que leur résurgence incontrôlée à l'aval ne nuise à la stabilité de l'ouvrage.

En effet, le drainage dans les barrages en remblai vise à répondre d'une manière aussi efficace que possible aux objectifs suivants :

- ✓ Abaissement de la ligne de saturation.
- ✓ Réduction de la pression de courant avec modification du réseau de drainage.
- ✓ Réduction de la pression interstitielle ; Contrôle des percolations et du non migration des éléments du remblai.

V.2.2. Constitution et fonctionnement des filtres et drains :

V.2.2.1. les filtres : [6]

La nécessité de placer des filtres entre des sols de granulométrie très différente est une pratique normale dans l'ingénierie. Les particules plus fines que le sol peuvent être entraînées par les forces de filtration et produire le phénomène de renard. Pour éviter ce phénomène, on protège le sol soumis au flux, dans ce cas, c'est la digue, avec des sols qui possèdent une granulométrie plus grossière pour éviter l'entraînement par les forces de filtration.

La conception des filtres, doit obéir aux conditions suivantes :

1. Ils doivent posséder une perméabilité plus élevée que le matériau à protéger, afin de servir de drain. Il est accepté dans la pratique que le matériau du filtre ait une perméabilité 100 fois plus élevée que celle du matériau à protéger.
2. Ils doivent être suffisamment fins pour éviter le phénomène de renard.
3. Le filtre ne doit pas être ni colmaté ni dégradé par entraînement de ses éléments.
4. Le matériau ne doit pas subir de modifications ou de dégradation dans le temps.
5. Ils ne doivent pas posséder plus de 5% de particules plus petites que le tamis 200 (0.074 mm) et ces dernières ne doivent pas être en plastique.
6. Pour éviter la dégradation du filtre, on accepte les particules de 5 cm (2 pouces) comme taille maximale.

Les critères de conception des filtres les plus communément utilisés sont ceux qui sont établis par BERTRAM (Université de Harvard), basés sur les conditions de TERZHAGHI,

perfectionnés en suite par les travaux du Corps d'Ingénieurs de l'Armée et le Bureau de Réclamations des Etats-Unis et enfin enrichis par les travaux de SHERARD (1984).

Les matériaux alluviaux (Tout Venant) peuvent être utilisés comme matériau pour le filtre dans les retenues collinaires et petit barrage avec la condition qu'ils remplissent la granulométrie du filtre proposé préalablement vérifié au moyen des calculs correspondants.

A partir des caractéristiques du Tout Venant avec des granulométries très variables et la granulométrie des filtres calculés, il est normal et nécessaire d'effectuer un processus de classification de ces matériaux avant de les utiliser comme filtres pour le barrage.

V.2.2.2. les drains : [6]

La fonction principale des drains est la maîtrise des percolations d'eau dans le corps du barrage. Il y aura abaissement de la ligne de saturation, diminution de la pression d'écoulement et de la pression interstitielle, et accélération de la consolidation.

Le matériau utilisé pour un drain doit avoir normalement une perméabilité plus élevée que celle du sol drainé. Le gravier, de granulométrie fine à grossière est un matériau idéal, si elle est bien appropriée, la roche exploitée peut être également utilisée. Ces matériaux sont disposés en bandes, en couches minces ou en cheminée (drain vertical). Ils doivent être inaltérables, parfaitement propres et en conséquence soigneusement lavée si nécessaire. Leur granulométrie est adaptée de façon à respecter les règles de non entraînement des fines particules du matériau adjacent.

V.2.3. Règles générales de dimensionnement des drains et filtres : [6]

La référence usuelle en la matière est celle des règles de TERZAGUI. Elle s'énonce comme suit :

Soit d_x la dimension caractéristique du matériau fin à drainer, c'est-à-dire le diamètre du tamis pour lequel on enregistre $x\%$ en poids dépassant lors du tamisage granulométrique.

Soit D_x celle relative au matériau adjacent (plus grossier) constitutif du filtre ou du drain.

Critères de conception : [6]

$$\frac{D_{15}^{filtre}}{d_{85}^{sol}} \leq 4 \div 5 \quad \text{Condition de l'entraînement de particules fines par le phénomène de renard.}$$

$$\frac{D_{15}^{filtre}}{d_{15}^{sol}} > 4 \div 5 \quad \text{Condition de perméabilité.}$$

$$\frac{D_{50}^{filtre}}{d_{50}^{sol}} < 2.5 \quad \text{Parallélisme des courbes granulométriques.}$$

$$\frac{D_{60}^{filtre}}{D_{10}^{filtre}} \leq 2.0 \quad \text{Coefficient d'uniformité du filtre.}$$

La perméabilité du matériau de filtre peut raisonnablement être estimée par l'expression:

$$K = 0,35 (D_{15})^2 \dots\dots\dots (V.07).$$

Où: D_{15} , en mm

K obtenue en cm/s.

Les épaisseurs minimales recommandées pour les filtres sont:

- Couches horizontales de sables ----- 0,15 m
- Couches horizontales de graviers ----- 0,30 m
- Couches verticales ou inclinées ----- 1,00 m

Selon SHERARD (1984), les critères pour la conception de filtres en aval du noyau ou dans le drainage interne de la digue (filtres critiques) par rapport aux types de sols à protéger sont les suivants:

✓ **Limons sablonneux et argiles :**

Pour les limons sablonneux et les argiles avec une quantité significative du sable dont d_{85} soit entre 0.1 et 0,5 mm, le critère $D_{15} / d_{85} \leq 5$ s'avère conservateur et raisonnable. La plasticité du sol à protéger n'affecte pas les caractéristiques du filtre.

✓ **Argiles fines :**

Pour les argiles fines dont d_{85} soit entre 0.03 et 0.1 mm, un filtre en sable fin ou en sable grossier avec D_{15} moyen qui ne dépasse pas 0.5 mm, s'avère raisonnablement conservateur. La plasticité ou la dispersion de l'argile n'affecte pas la granulométrie requise.

✓ **Limons aux grains fins à faible cohésion :**

Pour les limons fins sans sable dont d_{85} soit entre 0.03 et 0,1 mm avec une faible plasticité (au dessus de la ligne A selon la classification de la SUCS) et avec une limite de liquidité inférieure à 30, il est nécessaire d'utiliser des filtres en sable grossier avec D_{15} moyen qui ne dépasse pas de 0,30 mm.

✓ **Sable grossier :**

Pour les sables grossiers proprement dits et avec une faible quantité de grains fines (non cohésifs), le critère $D_{15} / d_{85} \leq 5$ est acceptable.

V.2.3.1. Calcul des filtres : [6]

a) Règles des filtres :

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

Condition 1:

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

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

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

$n_0 = 0,4$ pour les sols caillouteux ;

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

Condition 2 :

Condition de (TERZAGI ,1922) (CIGB ,1994):

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4 \dots\dots\dots (V.9).$$

Avec : D_{15} : Diamètre de filtre ;
 d_{15} : Diamètre du sol à protéger.

b) Détermination de la courbe granulométrique des Filtres : [6]

$$D_{17}^F = \frac{D_{PV}}{0,32 * \sqrt[n]{\eta_F} * (1 + 0,05 * \eta_F)} * \frac{1-n}{n} \dots\dots\dots (V.10).$$

Avec : η_F : Coefficient d'homogénéité du sol du filtre [$\eta_F = 12,5$].
 n : la porosité de filtre.

$$n = 0,4 - 0,1 \cdot \log(UF) \dots\dots\dots (V.11).$$

DPV : diamètre des particules soumises à un effet de voûtes.

$$DPV = (3 \text{ à } 4) \cdot d_{15} \dots\dots\dots (V.12).$$

d_{15} : Diamètre des particules du sol protéger à 15%;

On déterminera aussi le diamètre minimum D_{min} en fonction de D_{17}

$$D_{min} = \frac{D_{17}}{1 + 0,2 \cdot (1,7)^x} \dots\dots\dots (V.13).$$

$$\text{Où : } x = 1 + 1,28 \cdot \log(U_F) \dots\dots\dots (V.14).$$

Les autres valeurs de "Di" sont déterminées par la formule suivante :

$$D_i = [1 + 0,2 \cdot (0,1 \cdot i)^x] \cdot D_{min} \dots\dots\dots (V.15).$$

A.N : $n = 0,4 - 0,1 \log(15) = 0,29$ et $x = 1 + 1,28 \cdot \log(15) = 2,50$

Les résultats de la 1ère couche sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.06: Récapitulatif des résultats de la 1 ère couche de filtre.

D_{PV} (µm)	D₁₇ (µm)	D_{min} (µm)	D₁₀ (µm)	D₁₅ (µm)	D₂₀ (µm)	D₅₀ (mm)	D₆₀ (mm)	D₈₀ (mm)	D₁₀₀ (mm)
6,8	16,37	9,33	11,196	14,75	19,88	0,112	0,174	0,347	0,60

La deuxième couche est déterminée de la même façon que première couche.

Tableau IV.07: Récapitulatif des résultats de la deuxième couche de filtre.

D_{PV} (µm)	D₁₇ (mm)	D_{min} (mm)	D₁₀ (mm)	D₁₅ (mm)	D₂₀ (mm)	D₅₀ (mm)	D₆₀ (mm)	D₈₀ (mm)	D₁₀₀ (mm)
57,28	0,19	0,11	0,13	0,17	0,22	0,99	1,44	2,68	4,40

c) Vérification du contact Noyau – Recharges : [6]

Cela revient à vérifier la double condition suivante :

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

Avec : d_{85} : Diamètre des particules du corps du noyau (argile) à 85%.

d_{15} : Diamètre des particules du corps du noyau (argile) à 15%.

D_{15} : Diamètre des particules de recharges (grés) à 15%.

AN: $d_{85}=0,075\text{mm}$; $d_{15}=0,0017\text{ mm}$; $D_{15}=0,048\text{ mm}$

$$\mathbf{0,304 > 0,048 > 0,0085}$$

La condition de TERZAGUI est vérifiée.

d) Vérification de la condition d'uniformité : [6]

Cela revient à vérifier la condition suivante :

$$2 < \frac{D_{60}}{D_{10}} < 8 \dots\dots\dots (V.16).$$

A.N: $D_{60}=0,18\text{ mm}$; $D_{10}=0,023\text{mm}$ $\Rightarrow \frac{D_{60}}{D_{10}} = 7,83$

Donc la condition d'uniformité est vérifiée.

V.2.3.2. Calcul des drains : [6]

a) Dimensionnement du drain tapis :

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

$$L_d = \frac{L_b}{3} \dots\dots\dots (V.17).$$

Avec : L_b : Longueur transversale du barrage ($L_b = 245,5\text{ m}$).

Donc : $L_d = \frac{245,5}{3} = 82\text{ m}$ **$L_d=82\text{m}$**

La largeur du drain est déterminée par la formule suivante :

$$l_d = \frac{1}{2} \left(\sqrt{L^2 + H^2} - L \right) \dots\dots\dots (V.18).$$

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).

A.N: $= \frac{1}{2} * \left(\sqrt{153,85^2 + 43^2} - 153,85 \right) = 5,9$ donc **$I_d=5,9\text{m}$**

b) Dimensionnement du prisme aval :

- **Hauteur :**

$$H_p = (0,15 \div 0,2) H_b \dots\dots\dots (V.19)$$

Avec : H_b : hauteur du barrage (43 m).

On prend $H_p = 0,15 H_b$ **$H_p=6\text{ m}$**

- **Largeur en crête :**

$$b_p = (1/3 \div 1/4) H_p \dots\dots\dots (V.20).$$

$b_p = 6 / 3 = 2\text{m}$ **$b_p=2\text{m}$**

- **fruits de talus** $m_1 = (1 \div 1,75)$; $m_2 = (1,5 \div 2,5)$

Donc on prend : $m_2 = 2,2$ et $m_1 = 1,75$

- **Largeur en base du drain** : Elle est exprimée par

$$B_p = b_p + (m_1 + m_2) H_p \dots\dots\dots (V.21).$$

$$B_p = 2 + (1,75 + 2,2) * 6 = 25,7 \text{ m} \qquad \qquad \qquad \mathbf{B_p = 25,7m}$$

V.3. Etanchéité du barrage : [6]

V.3.1. Le noyau :

L'étanchéité du barrage est assurée par un noyau argileux enfoncé dans la formation de base constituée par des argiles et des limons.

A l'aval du noyau un tapis drainant protège les terrains d'appuis de la recharge de toute éventuelle infiltration pendant l'exercice du réservoir.

Ce tapis qui s'étend aussi sur les flancs, est intéressé par une série de drains et collecteurs connectés à la galerie de drainage.

Les caractéristiques du noyau sont les suivantes :

- La hauteur : $\mathbf{H_n = 42m}$
- La largeur en crête du noyau : $\mathbf{L_{n;s} = 7 \text{ m}}$
- Les fruits des talus du noyau : $\mathbf{m = 0.49}$
- Largeur de la base du noyau : $\mathbf{L_b = 46 \text{ m}}$
- La cote en crête du noyau : $\mathbf{NCN = 97m \text{ NGA}}$

V.3.2. La clé d'ancrage :

Une clé d'encrage est prévue dans la continuité de la digue afin d'assurer l'étanchéité de la fondation au niveau des alluvions perméables.

La clé d'encrage est constituée du matériau identique à celui du noyau. sa hauteur à partir du terrain naturel est de 3.50m. Cette hauteur va en diminuant en direction des rives jusqu'à atteindre une hauteur égale à la hauteur de décapage (découvert de l'assiette) soit 0.50mns. La pente des talus de la clé d'encrage est : $m = 1$.

V.4. Etude des infiltrations : [6]

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'infiltrant sous une certaine pression 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 de déterminer les éléments suivants :

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

V.4.1. Défaut d'étanchéité et conséquences des infiltrations : [6]

Les infiltrations qui peuvent se produire à travers le barrage ou ses fondations entraînent généralement deux principales conséquences à savoir :

V.4.1.1. les fuites diffuses :

Lorsque le remblai s'avère trop perméable et par voie de conséquence le débit de fuites trop élevé, le volume d'eau utilisable devient inférieur aux prévisions et ne permet plus de satisfaire la totalité des besoins.

V.4.1.2. La surélévation de la ligne de saturation :

Un remblai soumis à une charge hydraulique se sature toujours partiellement. Le problème se pose lorsque par erreur sur l'identification hydrodynamique des matériaux constitutifs ou suite à des défauts d'exécution, le remblai affiche un comportement hydraulique interne avec une ligne de saturation plus élevée que prévu, une telle configuration altère les conditions de stabilité du talus aval (cas de glissement) et de plus peut engendrer des sous pressions non prises en compte au projet, enfin et surtout l'apparition d'un renard est à craindre.

V.4.2. Hypothèse de calcul :

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

- ✓ À admettre la filtration 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 (coefficient de perméabilité est le même dans toutes les directions) et que la couche imperméable ait un coefficient de filtration 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.4.3. ligne de saturation : [6]

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 :

$$(x + y_0)^2 = x^2 + y^2 \Leftrightarrow x + y_0 = \sqrt{x^2 + y^2} \dots\dots\dots (V.22).$$

D'où : $y_0 = \sqrt{x^2 + y^2} - x$ (IV.23).

Aux conditions limites : $x=d=77,9$ m et $y=h=34$ m

D'où : $y_0 = \sqrt{d^2 + h^2} - d$ (IV.24).

Avec : d : Largeur en base du noyau diminuée de 0,7b.

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

(Déterminé graphiquement).

h : La hauteur d'eau en amont.

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

D'où **b=EB=111,28m**

L'emprise du noyau : **L_b = 46m**

$d = 0,7*b$ d'où **d = 77,9m**

Donc : **y₀=7,09**

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

$Y^2=14,19x+50,27$ \implies $Y^2= 14,19x+50,27$(IV.25)

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

TableauV.08 : Coordonnées de la parabole de KOZENY

X	Y
0	7,09
5	11,01
10	13,86
15	16,22
20	18,28
25	20,13
30	21,82
35	23,39
40	24,86
45	26,25
50	27,56
55	28,82
56,25	29,13

V 4.4. Construction de la ligne de saturation :

La parabole de KOZENY coupe le plan d'eau amont en un point B situé à une distance horizontale du talus : $BB_1 = 0,3 b=33,38m$.

Pour obtenir la ligne de saturation à partir de la parabole de KOZENY, on raccorde celle-ci au point B1 du plan d'eau amont par une courbe normale au talus amont du noyau en B1 et tangente à la parabole.

En aval, cette même parabole coupe le talus aval du noyau au point C

• **Détermination de la position de C₁ :**

C₁ : point d'intersection de la ligne de saturation avec le talus aval du noyau

L'origine étant au foyer O, ou :

$$\rho = Y_0 / (1 - \cos \alpha) \dots\dots\dots (IV.27).$$

Avec :

ρ : rayon polaire

α : angle polaire avec l'axe de la parabole.

$$\frac{y_0}{(1 - \cos \hat{\alpha})} = \frac{7,09}{(1 - \cos 64)} = 12,62$$

Considérait : OC₁ avec C₁ : point d'intersection de la ligne de saturation avec le talus aval.

a = OC₁

α : angle du talus avec l'horizontale, nous aurons alors, un système d'équation :

$$\rho = a + \Delta a = Y_0 / (1 - \cos \alpha) \dots\dots\dots (V.26).$$

D'où nous aurons :

$$a + \Delta a = Y_0 / (1 - \cos \alpha)$$

Selon CASAGRANDE l'angle est fonction du rapport : $\Delta a / a + \Delta a$

Ou sur l'abaque

* $\alpha = 180^0 \longrightarrow \Delta a = 0$

* $\alpha < 30^0 \longrightarrow a = \sqrt{(h^2 + d^2)} - \sqrt{(d^2 - h^2 \cot^2 \alpha)}$

On a : $\alpha = 64^0$ donc :

D'après l'abaque $\frac{\Delta a}{\Delta a + a} = 0,31$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\Delta a}{\Delta a + a} = 0,31 \\ \frac{y_0}{(1 - \cos \alpha)} = a + \Delta a = 12,62 \end{array} \right.$$

$$\Delta a = 0,31(a + \Delta a) \longrightarrow \Delta a = 3,91\text{m} \text{ et } a = 8,71 \text{ m}$$

V.4.5. Calcul du débit de fuite par infiltration : [6]

V.4.5.1. Digue :

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

$$q_d = K * I * A \dots\dots\dots (V.27).$$

Avec : q_d : Débit de fuite en m²/s.

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

$$I = \frac{\Delta H}{\delta_n} < I_{adm} \dots\dots\dots (V.31).$$

Avec : ΔH : perte de charge dans le corps du noyau de la digue.

δ_n : épaisseur moyenne du noyau de la digue.

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

Tableau V.09 : 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 $I_{adm}=1.6$

A.N: $\Delta H=34m$; $\delta_n=45m$; $I = \frac{34}{45} = 0.75 < I_{adm}=1,6$

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

V.4.6.2.fondation du barrage : [6]

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

$$I_f < \frac{I_{cr}}{K_s} \dots\dots\dots (V.32).$$

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 suivan

Tableau V.10 : Détermination du gradient d'infiltration admissible.

Sols de fondation	Icr
Argile	1,2
Limon	0,65
Sable gros	0,45
Sable moyen	0,38
Sable fin	0,29

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

Tableau IV.11 : Détermination de coefficient de sécurité

Classe du barrage	I	II	III	IV
Ks	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 :

$$I_f = \frac{\Delta H}{L + 0.88T_c} \dots\dots\dots (V.33).$$

Avec : T_c : profondeur de calcul de la zone de filtration de la fondation. ($T_c=7m$)

ΔH : charge d'eau ($H=34m$).

L : longueur à la base du barrage ($L=245.5m$).

Notre barrage appartient à la classe II ce qui donne ($K_s=1.20$).

La fondation argileuse marneuse, donc: $I_{cr} = 1.2$.

$$A.N : I_f = \frac{34}{245,5 + 088 \cdot 7} = 0,13 < \frac{I_{cr}}{k_s} = \frac{1,2}{1,2} = 1$$

Donc la condition est vérifiée et la résistance d'infiltration à travers les fondations est assurée.

V.5. Calcul de stabilité :

V.5.1. Généralité sur la stabilité des barrages (Talus) : [6]

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 du barrage 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.(glissement circulaire, en cascade)
- 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. dans cette présente étude nous étudierons la stabilité vis-à-vis du risque de glissement des talus.

V.5.2. Stabilité des talus : [6]

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

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

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

Ainsi quatre cas doivent être vérifiés :

Parement amont : cas fin de construction et vidange rapide.

Parement aval : cas fin de construction et fonctionnement normal.

Pour réaliser cette étude nous allons tenir compte des données suivantes :

- De la géométrie de la digue
- Des caractéristiques des matériaux utilisés
- Des différents niveaux d'eau dans la cuvette en fonction de l'exploitation du barrage (niveau de retenue normale et vidange rapide).
- Du niveau piézoélectrique dans les différentes couches.
- De l'accélération de la pesanteur en cas de séisme prévu pour une période de retour de 500 ans.

V.5.3. Méthode de FELLENIUS : [6]

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

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

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

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

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

Le glissement des talus : Il existe plusieurs types

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

a-2. Glissement en cascade.

a-3. Glissement, 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.

La figure V.2 présente les forces exerce par une tranche du sol .

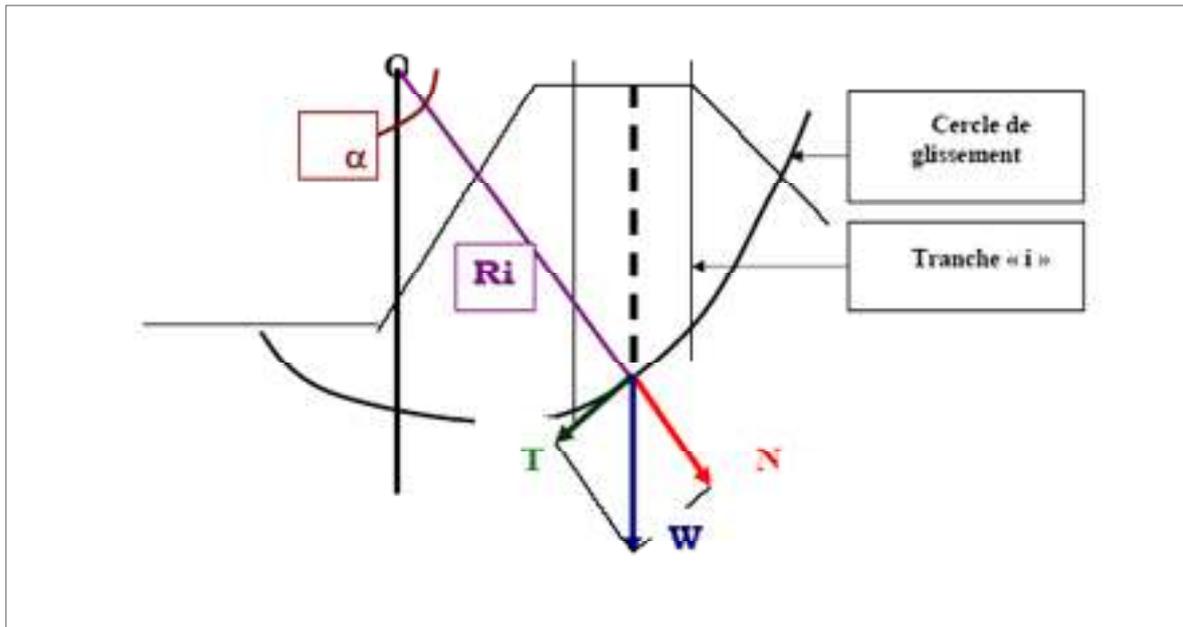


Figure V.02 : Forces exercées par une tranche de sol instable sur le cercle de glissement (O, Ri)

V.5.4. Conséquences de l’instabilité des talus : [6]

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

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

Le calcul se fait pour trois cas de fonctionnement :

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

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

Tableau V.12 : Coefficient de stabilité admissible des talus.

Combinaison des charges et des actions	Classe de l’ouvrage			
	I	II	III	IV
Fondamentales (sans séisme)	1,20 ÷ 1,30	1,15 ÷ 1,20	1,10 ÷ 1,15	1,05 ÷ 1,10
Spéciales Avec séisme)	1.05 ÷ 1.10		1,05	

Notre barrage appartient à 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 admissibles afin de vérifier la stabilité de nos talus.

V.5.5. Ordre de calcul (Méthode des tranches) : [6]

1. Tracer à l'échelle le profil en travers du barrage.
2. Détermination du talus moyen.
3. Tracer deux lignes au milieu du talus moyen (Point B), la première est verticale, la deuxième est inclinée avec un angle 85° par rapport à la ligne du talus.
4. 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 ($H_b=43m$).

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

Tableau V.13 : les valeurs admissibles des coefficients de sécurité.

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

La pente de notre talus et les coefficient sont resumes au tableau V.14

Tableau V.14 récapitulation des résultats

talus	Pente du talus	K1	K2	R1 (m)	R2 (m)
Amont	3	1,0	2,3	43	98,9
Aval	3	1,0	2,3	43	98,9

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 par 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_f ».
3. Forces de pressions interstitielles « U ».
4. Forces de Cohésion « F_c ».

5. L'effort du séisme « T'n ».

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

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

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

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

V.5.6. Calcul des forces appliquées à chaque tranche : [6]

V.5.6.1. Force de pesanteur (poids propre de la tranche) :

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche, elle est donnée par la formule suivante :

$$G_i = b \sum (\gamma_i h_i) \dots\dots\dots (V.34).$$

Avec : G_i : poids propre de la tranche.

b : largeur d'une tranche ($b=0.1R$).

h_i : hauteurs des tranches.

γ_i : densité du massif correspondant (en dessous, au dessus de la ligne de saturation et des fondations).

Le poids volumique du sol d'humidité naturelle est déterminé selon l'expression suivante :

$$\gamma_s = (1 - n)\gamma_{sp} (1 + W) \dots\dots\dots (V.35).$$

Avec : γ_{sp} : poids volumique spécifique du sol.

W : teneur en eau en fraction de l'unité.

n : porosité du sol en fraction de l'unité.

Le poids volumique du sol saturé est égal :

$$\gamma_{s.s} = (1 - n)(\gamma_{sp} - \gamma_w) \dots\dots\dots (V.36).$$

γ_w : poids volumique de l'eau.

Dans le cas d'une vidange rapide on utilise le poids d'une tranche à poids volumique déjaugé qui est donné par la formule ci-après:

$$\gamma' = (\gamma_{s.s} - 1) \dots\dots\dots (V.37).$$

Le poids « G_i » étant une force qui présente deux composantes :

$$N_n = G_i \cos \alpha = b\gamma_s \sum h_i \cos \alpha \quad \text{et} \quad T_n = G_i \sin \alpha = b\gamma_s \sum h_i \sin \alpha$$

N_n : composante normale stabilisatrice.

T_n : composante tangentielle déstabilisatrice au cercle de glissement.

Avec : $\sin \alpha = \frac{\text{Numéro d'ordre de la section}}{\text{nombre total des tranches}}$ et $\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$

V.5.6.2. Force de pression interstitielle : [6]

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

$$U_i = \gamma_w * h * dl \dots\dots\dots (V.38).$$

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

V.5.6.3. Forces de cohésion : [6]

$$F_c = C * dl \dots\dots\dots (V.39).$$

$$dl = \frac{2\pi * R * \theta}{360^\circ} \approx \frac{b}{\cos \alpha} \dots\dots\dots (V.40).$$

Avec : θ : angle au centre des tronçons de la courbe de glissement.

C : cohésion du sol considéré.

V.5.6.4. forces de frottement : [6]

$$F_f = (N_n - U_i dl) \text{tg} \varphi = (G_i \cos \alpha - U_i dl) \text{tg} \varphi \dots\dots\dots (V.41).$$

Avec : φ : angle de frottement interne qui dépend de la nature du sol et de la disposition de la surface de glissement par rapport à la ligne phréatique.

V.5.6.5. force sismique : [6]

$$T'_n = a * G_i \dots\dots\dots (V.42).$$

Avec : G_i : poids de la tranche.

a : Coefficient de séisme.

V.5.7. classement des forces : [6]

On peut classer toutes ces forces comme suit :

V.5.7.1. Les forces stabilisatrices : [6]

Les forces stabilisatrices sont les forces de frottement et les forces de cohésion ainsi que la composante normale du poids propre de la tranche et la force interstitielle. Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$\sum M_{\text{résistant}}^t = \sum_{i=1}^n R \cdot [C_i * l_i + (W_i \cdot \text{Cos}(\alpha) - U_i \cdot l_i) \text{tg} \varphi_i] \dots\dots\dots (V.43).$$

V.5.7.2. Les forces déstabilisatrices : [6]

Les forces motrices sont caractérisées par la composante tangentielle (T_n), force de cisaillement et du poids (G_n) qui provoque le glissement du talus. Le moment de la force par rapport au centre de glissement est donné par :

$$\sum M_{\text{moteur}}^t = \sum_{i=1}^n R * W_i * \text{Sin} \alpha = R \sum_{i=1}^n W_i * \text{Sin} \alpha \dots\dots\dots (V.44).$$

V.5.8. Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement :

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

V.5.8.1. Retenue pleine : (talus aval) [6]

Le calcul se fait en contraintes effectives en tenant compte de l'écoulement à l'intérieur de la digue du aux infiltrations.

Ce cas a la réputation d'être le plus défavorable pour le talus aval, du fait du caractère catastrophique d'une rupture en charge.

$$K_{ss} = \frac{\sum (N_n - U_i l_i) \text{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum (G_i \cos \alpha - U_i l_i) \text{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.45).$$

$$K_{as} = \frac{\sum (N_n - U_i l_i) \text{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} = \frac{\sum (G_i \cos \alpha - U_i l_i) \text{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum (G_i \sin \alpha) + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.46).$$

K_{ss} : coefficient de sécurité sans séisme.

K_{as} : coefficient de sécurité avec séisme.

d_{ni} : distance entre le centre de gravité de la tranche et le centre du cercle de glissement.

V.5.8.2. Retenue vide (fin de construction) : (talus amont et aval) [6]

L'étape la plus critique se situe juste a la fin de la construction, alors que les pressions interstitielles sont à leur maximum, le drainage n'a pas encore eu lieu, le calcul se fera alors en contraintes effectives en considérant les densités de mise en place des terres (95% Proctor).

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \text{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (\text{tg} \varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.47).$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n \text{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (\text{tg} \varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum (G_i \sin \alpha) + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.48).$$

V.5.8.3. vidange rapide :(talus amont) [6]

La vidange rapide est le cas le plus défavorable. Pour ce dernier, l'abaissement rapide du plan d'eau entraîne un écoulement en régime transitoire dans la digue. L'état critique se situant juste après vidange, les pressions hydrostatiques internes ne s'étant pas dissipées, dans ce cas les moments stabilisants seront dus au poids saturé.

$$K_{ss} = \frac{\sum N_n \text{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (\text{tg} \varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum G_i \sin \alpha} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.48).$$

$$K_{as} = \frac{\sum N_n \text{tg} \varphi_i + \sum C_i dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} = \frac{\sum G_i \cos \alpha (\text{tg} \varphi_i) + \sum C_i dl}{\sum (G_i \sin \alpha) + \frac{1}{R} \sum (G_i * a * dn_i)} \geq K_{adm} \dots\dots\dots (V.49).$$

Les détails de calcul de stabilité sont donnés par les tableaux qui sont présentes en

l'Annexe V.et les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau V.15 :

Tableau V.15 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement

Cas de sollicitation		Coefficients de sécurité	
		Sans séisme ($K_{SS,adm} = 1,15 - 1,20$)	Avec séisme ($K_{as,adm} = 1,05 - 1,10$)
Fin de Construction	<u>Talus aval</u> R ₁ =104.96m R ₂ =105.57m R ₃ =113.48m R ₄ =121.27m R ₅ =128.71m R ₆ =155.30m	2.58 2.34 1,83 2.31 1,81 1.40	1,83 1,67 1,39 1,69 1,34 1.10
	<u>Talus amont</u> R ₁ =111.270 R ₂ =114.54m R ₃ =131.53m R ₄ =141.17m R ₅ =142.94m R ₆ =144.68m	2,14 2.30 2.05 1,80 1,39 1.83	1,58 1.64 1,52 1.34 1,09 1.37
Fonctionnement Normal	<u>Talus aval</u> R ₁ =100.90m R ₂ =105.66m R ₃ =110.94m R ₄ =121.84m R ₅ =126.73m R ₆ =147.00m	2.84 2.57 2.58 2.54 2.31 2.00	1.96 1,81 1,79 1.79 1,64 1.47
Vidange Rapide.	<u>Talus amont</u> R ₁ =99.95m R ₂ =102.74m R ₃ =115.79m R ₄ =118.85m R ₅ =133.46m R ₆ =145.14m	2,36 2.68 2.05 2.35 1.81 1.86	1,68 1,86 1,52 1,68 1.37 1.40

Conclusion :

D'après les résultats obtenus on remarque que le coefficient de sécurité minimum calculé pour les différents cas de sollicitation est strictement supérieur aux coefficients de sécurité admissibles avec et sans séisme

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

Introduction

La conception courante d'un barrage consiste en la construction d'un obstacle artificiel, créant ainsi, une retenue en coupant un cours d'eau. C'est donc, une infrastructure de mobilisation des eaux superficielles (eaux de pluies).

Plusieurs types de barrages sont construits à travers le monde, citons le barrage-poids ou barrage-gravité, le barrage-voûte, le barrage mixte poids-voûte et enfin les barrages en remblai. L'élaboration de ces derniers nécessite de prévoir l'implantation des ouvrages annexes convenant à cet ouvrage en tenant compte du type de barrage, sa fondation, les rives de la vallée, la topographie du site et tant d'autres paramètres.

Parmi les ouvrages annexes prévus pour les barrages on cite :

- l'évacuateur de crues (L'ouvrage de l'évacuation de crues).
- L'ouvrage de prise d'eau.
- L'ouvrage de vidange de fond.

Pour le dimensionnement de ces ouvrages, des études géologiques et hydrologiques sont indispensables pour la connaissance du terrain, la détermination des caractéristiques physico-géographiques et morphologiques de celui-ci ainsi que le débit de la crue.

VI.1 Ouvrage d'évacuation de crues

Les évacuateurs de crues ont pour rôle d'assurer l'évacuation des crues exceptionnelles au moment où la retenue est pleine, sans risques de déversement sur la digue ou d'érosion dommageable pour la digue.

VI.1.1 Critères de choix de l'évacuateur de crue

Les principaux critères à prendre en considération pour le choix de l'évacuateur de crues sont :

1. la sûreté et la sécurité de fonctionnement.
2. les difficultés de réalisation.
3. les exigences topographiques du site.
4. les exigences géologiques du site.
5. la facilité d'entretien.
6. la facilité de modification.
7. le coût de l'ouvrage.

Les évacuateurs de crues se divisent en deux catégories, selon les principes types :

- a. l'évacuateur à écoulement libre.
- b. L'évacuateur par puits noyé.

VI.1.2 Différents types des évacuateurs de crues :

VI.1.2.1 Evacuateur de crues en puits (tulipe)

Dans ce type d'ouvrage, le déversoir en lui-même est circulaire ou semi-circulaire, il se prolonge par un puits coudé suivi d'une galerie ou d'une conduite à écoulement à surface libre et un dissipateur d'énergie aval.

La loi de débit est similaire à celle des évacuateurs de surfaces linéaires en écoulement dénoyé, mais lorsque l'ouvrage est noyé, il se comporte comme un orifice à veine mouillée. Ce type d'ouvrage équipera, le plus souvent, les grands barrages vu les avantages qu'il offre.

- a) Evacuation d'importants débits ($80 < Q < 6000$) m³/s.
- b) Bon fonctionnement avec forte chute pour des grandes charges.

Ce type d'évacuateurs représente les inconvénients :

1. Problème de saturation (Débit supérieur à celui de dimensionnement, charriage)
2. Problème de vibration.
3. Prévention des protections anti vortex (d'où les coûts et l'entretien).
4. Dissipation au pied de la digue.

VI.1.2.2 Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral

Ce type d'ouvrage est à écoulement à surface libre, son critère de choix est purement topographique. Il présente l'avantage principal d'une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversant. L'inconvénient majeur est celui de la saturation, puisque la capacité de débit est limitée par la section d'entonnement du coursier.

VI.1.2.3 Evacuateur de crues latéral à entonnement frontal

Ce type appartient à la catégorie des évacuateurs à écoulement à surface libre.

Il représente les avantages :

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

Ses inconvénients sont :

- 1 Le coût peu élevé.
2. La difficulté de modification.

VI.1.2.4 Evacuateur de crues en siphon

Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge, posé sur le corps du barrage,

Il représente les avantages suivants:

1. Aucune exigence topographique.
2. Calcul usuel.

Ses inconvénients sont :

1. Amorçage et désamorçage.
2. Entretien indispensable.
3. Débit faible à évacuer.
4. Dispositif sur le corps de la digue.

VI.1.3 Choix du tracé de l'axe

Pour un tracé judicieux, l'axe de l'évacuateur de crue doit être :

1. Le plus court possible.
2. Suffisamment éloigné du pied aval de la digue.
3. Rectiligne (si possible).
4. Plus ou moins orthogonal à l'axe de la digue.

Chaque catégorie des ouvrages comporte différentes variantes, représentant des avantages et des inconvénients, le but est donc de choisir le type d'ouvrage le plus adéquat (fonctionnement - économie) à notre barrage.

VI.1.4 Type d'évacuateur de crue

Les types d'évacuateurs de crue qui sont normalement associés aux barrages en remblai sont énumérés dans le tableau suivant :

Tableau VI-01 : types d'évacuateurs de crue

Type d'évacuateur de Crue :	Commentaires :
Déversoir latéral avec un seuil de déversement en dos d'âne	<ul style="list-style-type: none"> • Pour des versants à fortes pentes • Volume des déblais importants
Déversoir frontal avec seuil déversant en dos d'âne	<ul style="list-style-type: none"> • Pour des versants à faibles pentes • Volume des terrassements faible • La meilleure disposition du point de vue hydraulique
Déversoir frontal avec seuil déversant en labyrinthe	<ul style="list-style-type: none"> • Réduira la largeur du coursier d'évacuateur, mais pas autant que l'option de l'évacuateur latéral
Evacuateur en puits	<ul style="list-style-type: none"> • Utilisé où il n'existe pas d'options d'évacuateur à surface libre à cause de facteurs géologiques ou topographiques

Outre les conditions citées ci-dessus, le choix de l'évacuateur de crue considère d'autres facteurs, à savoir le type de barrage, le débit à évacuer et la sécurité de l'ouvrage.

Pour le réservoir de TAOURIRA, qui a la capacité de réduire les points des crues, un seuil de contrôle libre étroit pour un évacuateur frontal, sans vannes ou un évacuateur en puits pourrait être adopté, qui a pour avantage d'associer ces dalots comme vidange de fond

Conclusion :

Conformément aux clarifications illustrées ci-dessus, le choix est arrêté pour l'étude d'un évacuateur de crue en puits (tulipe) sur la rive gauche de la vallée.

VI.2. Étude Variante Évacuateur De Crues En Puits Vertical :

VI.2.1. Description des ouvrages :

La tulipe est implantée en rive gauche et se raccorde au tunnel de dérivation provisoire .Le fonctionnement de la tulipe comporte deux phases distinctes :

A- Régime dénoyé :

L'écoulement est à surface libre dans tout l'ouvrage. L'écoulement est contrôlé au niveau de la crête du seuil de la tulipe. La loi de débit est en $H^{3/2}$, il en résulte une débitance assez importante.

B- Régime noyé:

A partir d'un certain seuil, un engorgement apparaît au niveau du puits. Ceci fait que le débit évacué est contrôlé par le tunnel. Le débit s'en trouve réduit et suit une loi en $H^{1/2}$.

Les conditions géomorphologiques du barrage TARZOUT limitent en faveur d'une implantation de l'évacuateur tulipe en rive gauche. La crête du seuil circulaire de la tulipe est calée au niveau de normale de la retenue (76,06 mNGA).

Afin d'être du côté de la sécurité, la variante tulipe est dimensionnée de telle manière à éviter l'engorgement du puits jusqu'à une crue de fréquence 1/10000.

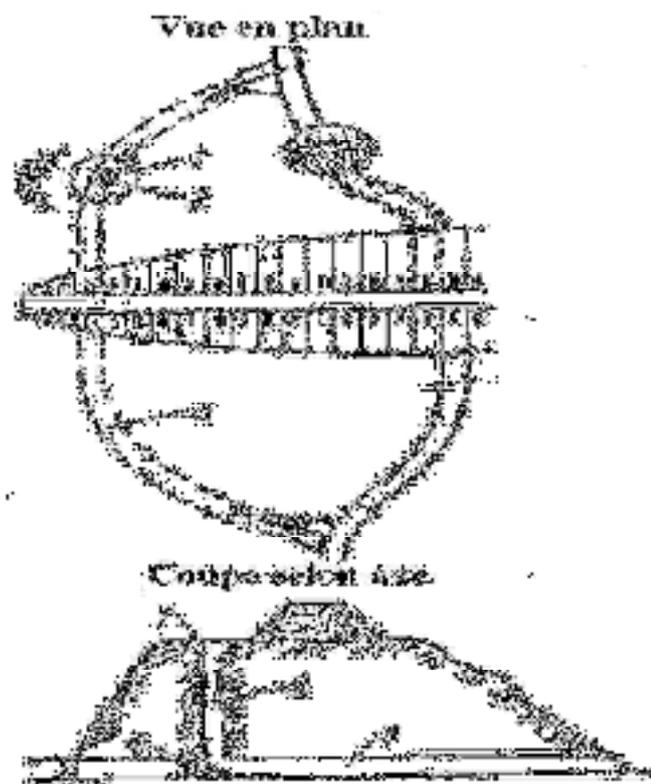


Figure N° VI.1 : Évacuateur en puits :

1-Déversoir tulipe ; 2- puits vertical ; 3- galerie de fuite ; 4- Bouchon de béton

Le déversoir en tulipe peut être avec conique (Fig N° VI.2-a) ou sans tronçon conique (Fig N° VI.2-b)

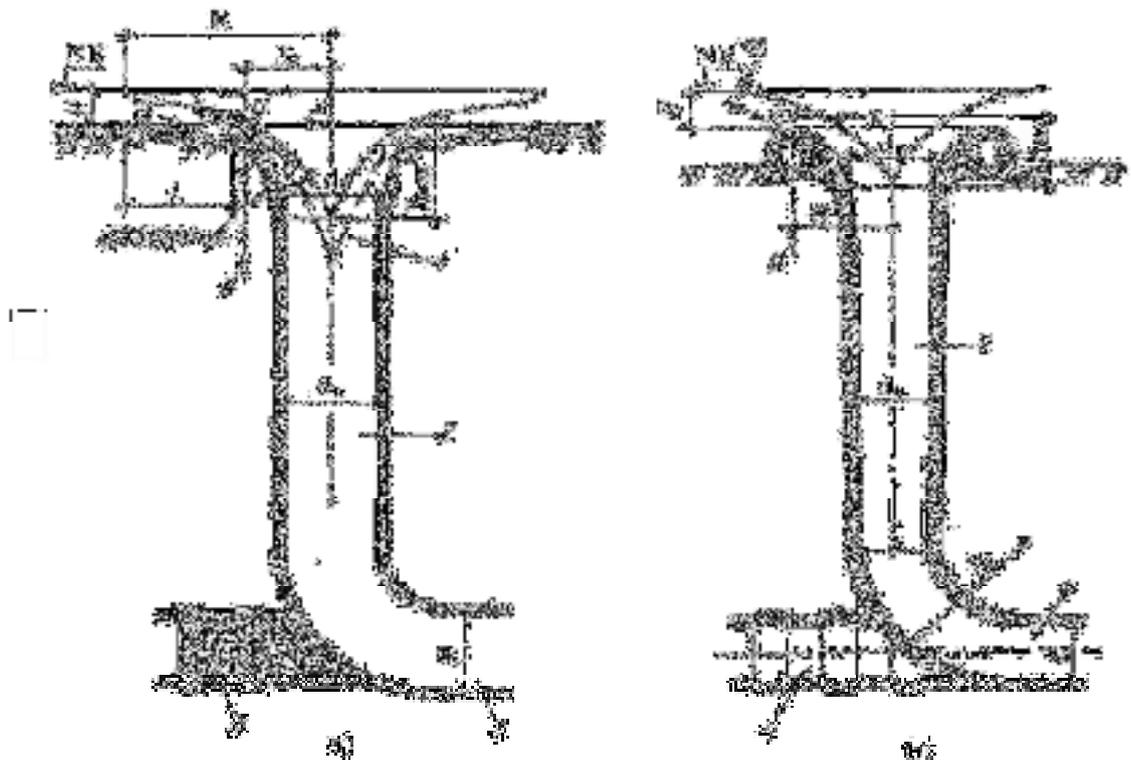


Figure N° VI.2: Déversoir en tulipe de l'évacuateur en puits :
a-avec tronçon conique ; **b-** sans tronçon conique ; **1-** axe de la veine déversante ;
2- puits vertical ; **3-** galerie de fuite ; **4-** bouchon en béton

Dans notre cas on fait un dimensionnement de l'évacuateur en puits sans tronçon conique.

VI.2.2. Dimensionnement et calcul hydraulique de l'évacuateur de crues :

Les tulipes, dans lesquelles le déversoir est une courbe fermée (souvent un cercle) et où l'eau est évacuée par un puits vertical prenant naissance dans la retenue et sortant en aval par un ouvrage en charge ou à surface libre après une section de contrôle.

Au niveau inférieur, le puits de la tulipe vient se connecter par un coude à la galerie de dérivation provisoire.

VI.2.2.1) Calcul du déversoir en tulipe sans tronçon conique :

Le seuil circulaire en plan sont principalement utilisés dans le déversoir en puits .dans ce type l'alimentation est radiale.

La forme générale du profit du seuil est considérée comme coïncidant avec la face inférieure de la nappe liquide, déchargée par un déversoir à mince paroi, cylindrique, de directrice circulaire.

Le débit d'un déversoir circulaire est assimilé à celui d'un déversoir de surface.

$$q = 2.\pi.r.\mu.\sqrt{2g}H^{3/2} \quad (\text{VI.1}).$$

Avec :

q : Le débit maximal à évacuer $q_{0,01\%} = 557,72\text{m}^3/\text{s}$.

μ : Coefficient de débit ; $\mu=0,46$

r : Rayon du déversoir circulaire ;

H : Charge d'eau sur le déversoir ; $H=5.5\text{m}$

$$D = \frac{Q}{\mu.\pi.\sqrt{2g}.H^{3/2}} \quad D = \frac{557.72}{0,46.3,14.\sqrt{2.9,81.5.5^{3/2}}} = 13,51\text{m}$$

Donc : $D=13,51\text{m} \cong 14\text{m}$

$D=14\text{m}$

Les coordonnées des points de l'axe de la veine pour le tronçon parabolique du déversoir en tulipe se déterminent par l'équation :

$$y = gx^2 / (2v_0^2), \quad (\text{VI.2}).$$

La vitesse moyenne sur la crête du déversoir en tulipe est :

$$v_0 = \frac{Q}{2\pi R h_0}, \quad (\text{VI.3}).$$

La profondeur d'eau sur le tronçon conique est prise égale à $h_0=0,75H$
AN: **$h_0=4,12\text{m}$**

$V_0=6,37\text{ m/s}$

L'équation parabolique de l'axe de la veine est : **$y=0,12x^2$**

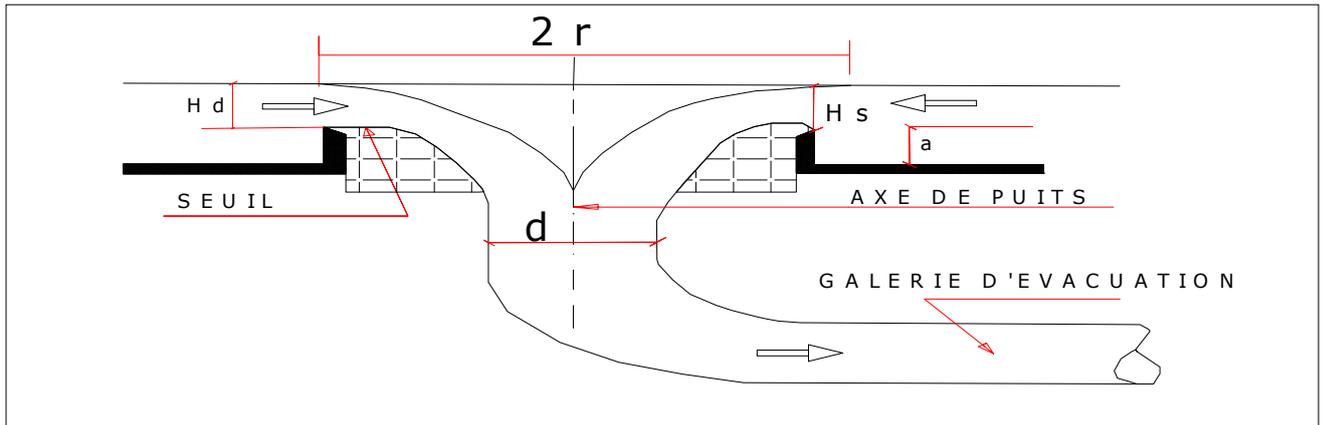


Figure N° VI.3 : Évacuateur de crue en puits verticale.

Pour éviter le passage en charge du cas d'un bis nous conseillons :

$$Y = 5 \cdot \left(\frac{D}{h^2} - h \right); \quad (\text{VI.4})$$

Y est la hauteur pour la quelle nous passons de D à d ; d reste constant ensuite jusqu'au passage à surface libre.

AN : **$Y=12,72\text{m}$**

VI.2.2.2 Galerie de l'évacuateur en puits :

Admettant le passage en charge à cette distance Y de la crête on peut dimensionner d :

$$d = 0,6 \sqrt{\frac{Q}{\sqrt{Y}}}; \quad (\text{VI.5}).$$

$d=7,5\text{m}$

Sur l'axe de la tulipe, le point d'intersection des surfaces extérieures de la nappe d'écoulement est le point de convergence du jet, appelé « croatch » et dont l'ordonnée est y_{max} .

Le diamètre de la tulipe pour y_{max} est :

$$d_0 = \sqrt{\frac{4Q}{\pi v_y}}, \quad (\text{VI.6}).$$

La vitesse est :

$$v_{0y} = \varphi \sqrt{2gy_{\text{max}}}, \quad (\text{VI.7}).$$

$v_{0y} = 4,55\text{m/s}$

$d_0 = 12,49\text{m}$

Si $d_0=12,49\text{m} > d=12\text{m}$, on construit un tronçon de transition convergent à variation progressive de la section.

Le diamètre de la galerie de l'évacuateur en puits est déterminé en supposant que l'écoulement dans la galerie soit à surface libre.

$$R = 0,3Q^{0,4} = 3,76 \text{ m} \quad (\text{VI.8}).$$

$$\mathbf{R = 3,76 \text{ m}}$$

$$2R = 7,53 \text{ m} > 7,5 \text{ m} \quad \text{donc la condition est vérifiée} \quad \mathbf{R = 3,76 \text{ m}}$$

➤ **calcul le rayon de courbure du coude:** Le raccordement du puits avec la galerie de fuite s'effectue par un coude de rayon R.

AN:

$$R_1 \leq (2,5 : 4)d; \quad (\text{VI.9}).$$

$$R_1 = 3 * 7,5 = 22,5 \text{ m}$$

$$\mathbf{R_1 = 22,5 \text{ m}}$$

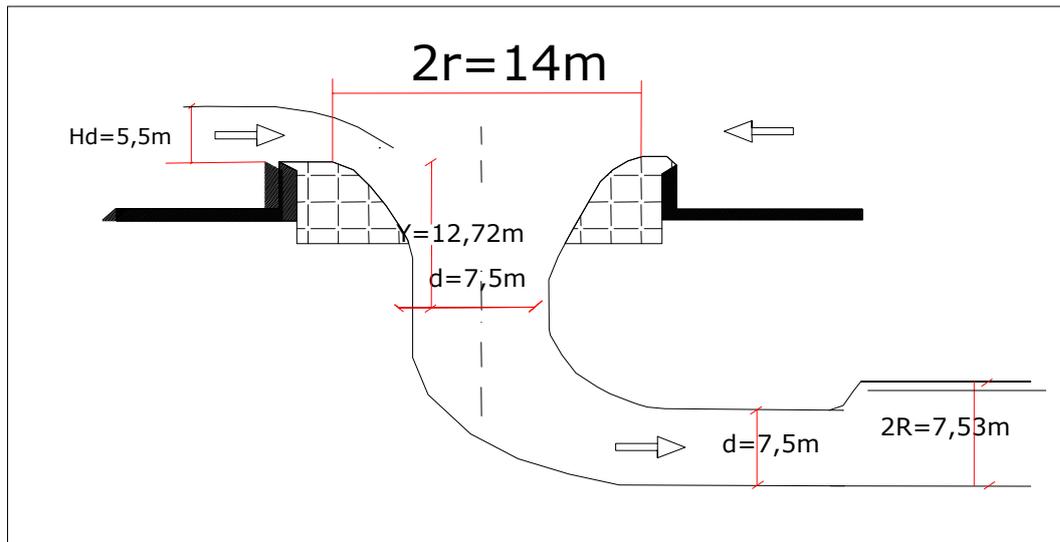


Figure N° VI.4 : Évacuateur de crue en puits de barrage TAOURIRA .

VI.3. Détermination des paramètres de l'écoulement dans la galerie :

Lors des calculs des paramètres de l'écoulement dans les ouvrages évacuateurs de type en galerie ce sont la profondeur critique Y_{cr} et la profondeur normale Y_n qui sont les caractéristiques de critère pour l'analyse des formes de la surface libre de l'écoulement.

VI.3.1 calcul La profondeur de l'écoulement uniforme eY_n dans la conduit à surface libre :

La profondeur de l'écoulement uniforme est déterminée à l'aide de la formule de Chézy :

$$; (\text{VI.10}) Q = S \cdot C \cdot \sqrt{R \cdot i}$$

Avec :

S : aire de la section de l'écoulement en régime uniforme ;

$$C = \frac{R^y}{n} - \text{coefficient de Chézy ; (VI.11)}$$

i : la pente i est de 0,01838.

n : coefficient de rugosité du lit.

On adopte en général l'indice de la puissance y égal à $1/6$ d'après Manning, à $1/5$ d'après Forhgueymer, soit d'après Pavlovsky qui donne la grandeur de y entre $1/6$ et $1/5$.

Puisque la différence des profondeurs définies avec l'utilisation des formules de Manning et de Pavlovsky se trouve dans la limite de l'exactitude de la mesure de cette profondeur dans

l'ouvrage en vraie grandeur, on utilise d'habitude, dans les calculs des écoulements dont le régime est uniforme, la formule de Manning comme plus simple.

Pour le béton avec la qualité moyenne de l'état de la surface, on peut prendre $n = 0,014$.

$$\theta = 2 * \text{ArcCos}\left(1 - \frac{d}{R}\right); \quad (\text{VI.11}).$$

$$\theta = 348,17^\circ$$

$$\theta = 348,17^\circ$$

Calcul la largeur de miroir « B » :

$$B = \left(\sin \frac{\theta}{2}\right) \times D \quad (\text{VI.12})$$

$$B = 1,443 \text{ m}$$

$$\text{Surface mouillée} \quad S = \frac{R^2}{2} (\theta_{\text{rad}} - \text{Sin}(\theta/2)) = 42,25 \text{ m}^2; \quad (\text{VI.13}).$$

$$S = 42,25 \text{ m}^2$$

$$\text{Périmètre mouillé} \quad P = R \cdot \theta_{\text{rad}}; \quad (\text{VI.14}).$$

$$P = 22,86 \text{ m}$$

$$\text{Rayon hydraulique} \quad R_H = \frac{S}{P} = \frac{R}{2} \left(1 - \frac{\text{Sin} \theta}{\theta_{\text{rad}}}\right); \quad (\text{VI.15}).$$

$$R_H = 1,85 \text{ m}$$

Alors pour la galerie de l'évacuateur de crue de l'aménagement hydraulique de TAOURIRA, on aura :

La profondeur de l'écoulement uniforme $Y_n = 3,6 \text{ m}$

VI.3.2 Profondeur critique (Y_c): La profondeur critique pour le lit dont la section transversale est circulaire, est déterminée par itération à l'aide de la formule:

$$\frac{Q^2 \cdot B \cdot (Y_c)}{g \cdot S^3 \cdot (Y_c)} = 1; \quad (\text{VI.16}).$$

Avec:

$g = 9,81 \text{ m/s}^2$ – accélération de la pesanteur.

$$\theta(\text{rad}) = 2 * \text{ArcCos}\left(1 - \frac{Y}{R}\right); \quad (\text{VI.17}).$$

$$S: \text{Section mouillée} \quad S = \frac{R^2}{2} (\theta_{\text{rad}} - \text{Sin}(\theta/2)) \text{ m}^2; \quad (\text{VI.18}).$$

$$Y = R \left(1 - \text{Cos} \frac{\theta}{2}\right) \text{ m}; \quad (\text{VI.19}).$$

B: largeur de miroir de la surface libre

$$B = 2R \sin \frac{\theta}{2}; \quad (\text{VI.20}).$$

La profondeur pour laquelle l'équation (1) est vérifiée est la profondeur critique les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau N° VI.2 : calcul hauteur critique.

Y_c	$\theta(rad)$	$\frac{\theta}{2}(rad)$	$S (m^2)$	$B(m)$	$Q^2.L/g.s^3$
3	2,761	1,380	12,575	7,384	117,7
3,5	3,033	1,517	14,384	7,509	80,0
3,6	3,088	1,544	14,759	7,517	74,1
3,65	3,115	1,557	14,948	7,519	71,4
4	3,304	1,652	16,309	7,495	54,8
4,5	3,577	1,789	18,387	7,342	37,5
5,5	4,158	2,079	23,214	6,570	16,7
6	4,483	2,242	26,154	5,891	10,4
6,8	5,128	2,564	32,391	4,105	3,8
7	5,345	2,672	34,583	3,401	2,6
7,28	5,772	2,886	39,018	1,900	1,0

La hauteur critique est donc $Y_c=7,28m$

$Y_n=3,6m < (Y_c=7,28)$ donc l'écoulement est à surface libre ne posera aucun problème.

Donc nous sommes assurés du passage en régime torrentiel pour l'écoulement à surface libre, le tirant d'eau amont étant $d=7,5m$

L'énergie à la sortie de la conduite en charge sera donc :

$$H_l = d + \frac{V^2}{2g} = d + \frac{Q^2}{2g(R^2(\alpha_{rad} - \sin\alpha * \cos\alpha))^2}; \quad (VI.21).$$

Avec $\alpha = \arccos(1 - \frac{d}{R})$; (VI.22).

$\alpha = 174,09 = 3,04 \text{ radium}$

Donc :

$H_l=15,53m$

$H_l > 2 * R$ donc l'écoulement à la sortie de la galerie est en charge

Le calcul le type de l'écoulement en charge donne :

$$Z_2 = Z_1 + H_l + \left(\eta_c + \frac{\eta_l}{d} + \eta_s - 1 \right) \frac{Q^2}{2gS^2}; \quad (VI.23).$$

Z_1 : cote de fond au changement de diamètre (passage en charge à surface libre)

η_c : Coefficient de perte de charge de coude

η_s : Coefficient de perte de charge sortie.

η_l : Coefficient de perte de charge linéaire fois la longueur.

Avec $S = \pi \times \frac{d^2}{4} = 44,18m^2$

$$Z_2 = 55 + 15,53 + \left(1 + \frac{0,2}{7,5} + 0,2 - 1 \right) \frac{557,72^2}{2 \times 9,81 \times 44,18^2}$$

$Z_2=72,37m$

$Z_2 = 72,37m < Z_d - Y = 97,5 - 12,72 = 84,78m$

Z_d : cote de déversement de la crête de la tulipe ($Z_d = 97,5m$)

Donc on est dans écoulement de type 1

Nous pouvons dire que l'écoulement sur le déversoir est entièrement dénoyé.

et

$Z_{\text{plan d'eau}} = Z_2 = 72,37m$

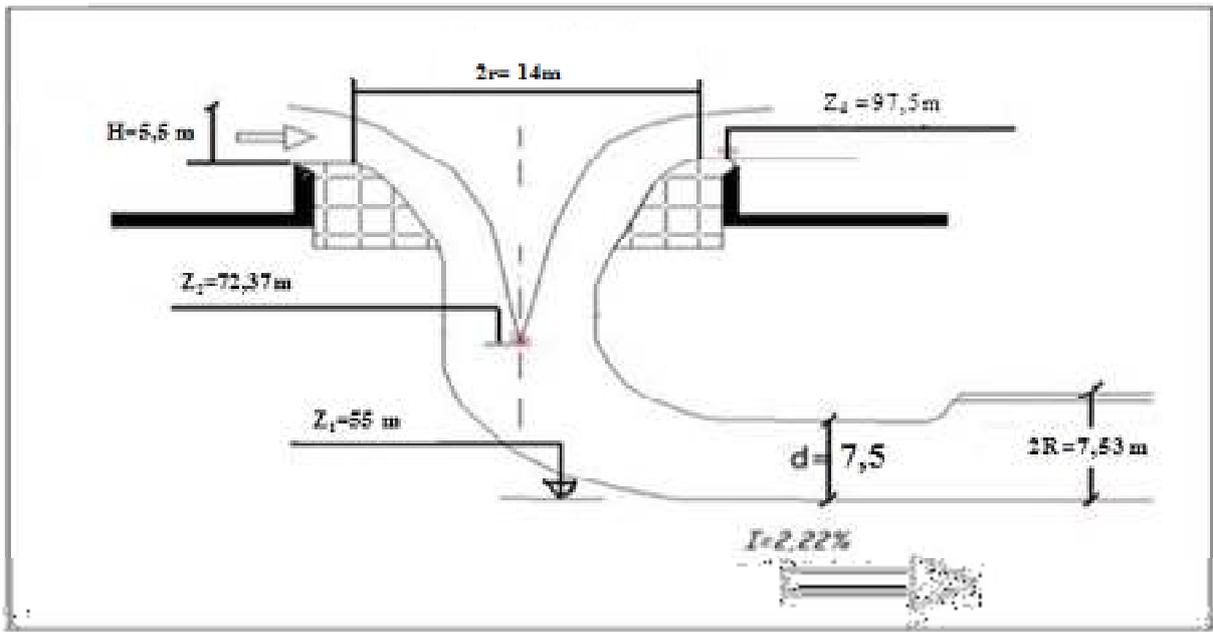


Figure N° VI.5 : l'écoulement entièrement dénoyé sur la crête déversant (type 1).

VI.4 Évaluation du fonctionnement du bassin d'amortissement :

Le bassin d'amortissement est retenu divergent avec une largeur à la sortie.

A ces fins la section de sortie de la galerie doit être raccordée à la section initiale du bassin d'amortissement par un tronçon de transition dont le fond est incliné.

VI.4.1 TRANSITIONS.

Transition est l'ouvrage intermédiaire entre la galerie de l'évacuateur en puits et le bassin de dissipation, Son rôle est de guider les filets d'eau jusqu'au bassin de dissipation.

a) Calcul de la largeur initiale (B_t) de la transition:

Il faut que B_t soit supérieure au diamètre de la galerie de l'évacuateur en puits $2R=7,53\text{ m}$

On prend directement en fonction de la topographie les paramètres suivants : $B_t=10\text{ m}$

b) Calcul de la largeur finale (b_t) de la transition : [1]

La largeur finale du divergent se calcul par la formule ⁽¹⁾ suivante :

$$P^* = \left(Y_1 + \frac{Q^2}{18.46xB_t^2 x Y_1^2} \right) - H_0; \quad (\text{VI.24}).$$

$$b_t = 0.70 \sqrt{\frac{Q_d^2}{gP^{*3}}}; \quad (\text{VI.25}).$$

$$Y_1 = \sqrt[3]{\frac{Qd^2}{88.29B_t^2}}; \quad (\text{VI.26}).$$

Où:

Q_d : débit de projet (m^3/s).= $1229,35 \text{ m}^3/\text{s}$

P^* : hauteur des parements des eaux en aval (m).

g : accélération de la gravité (m/s^2).

Y_1 : hauteur de l'eau au début de la transition (m).

H_0 =charge d'eau ($H_0=7,53\text{ m}$)

$Y_1=5,55\text{ m}$

$P^* = 32,13-7,53=3,09 \text{ m}$

donc : $b_t = 24,6 \text{ m}$

c) Calcul de la longueur de l'élargissement (L_T) :

$$L_T = 1.60(b_T - B_T) ; \quad (VI.27).$$

$$L_T = 23,36 \text{ m}$$

d) Calcul du niveau d'eau à la fin de l'élargissement (Y_2):

La section d'écoulement intermédiaire entre la galerie de l'évacuateur en puits et le bassin dissipation est une section de contrôle. Le tirant d'eau dans cette section égale à la profondeur critique. C'est un changement de type d'écoulement fluvial à l'écoulement torrentiel.

$$Y_2 = \sqrt[3]{\frac{Qd^2}{gb_t^2}} \dots\dots\dots (VI.28).$$

$$\text{AN : } Y_2 = 6,33 \text{ m}$$

e) La vitesse à la sortie d'élargissement :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_B = \frac{Q}{S_B} = \frac{Q}{y_2 \cdot b_t} = \frac{1229,35}{6,33 \cdot 24,6} = 7,89 \text{ m/s} \\ F = \frac{V}{\sqrt{g \times Y_2}} = 1,001 \end{array} \right.$$

VI.5 Choix du bassin de dissipation :

On a :

$$\left. \begin{array}{l} F = 2,55 < 4.5 \\ V = 7,89 \text{ m/s} < 15 \text{ m/s} \end{array} \right\} \text{ D'après les tests réalisés par (USBR) « The Bureau Of Réclamation » on choisi un bassin de type I}$$

➤ Conception d'un dissipateur de Type I ($2.5 < F_{r1} < 4.5$).

Largeur du bassin : $b_t = 24,6 \text{ m}$

a) Calcul du tirant d'eau aval y_2 :

Connaissant le nombre de Froude, on tire à partir de l'abaque (voir l'annexe N°VI), le rapport :

$$\frac{y_2}{y_1} = 2,2 \Rightarrow y_2 = 2,2 \times y_1 = 2,2 \times 6,33 = 13,92 \text{ m} \quad y_2 = 13,92 \text{ m}$$

- Longueur du bassin :

$$\frac{L}{y_2} = 4.0 \Rightarrow L = 4 \times y_2 = 4 \times 13,92 = 55,58 \text{ m} \quad L = 55,58 \text{ m}$$

. Dans ce cas la longueur totale du bassin d'amortissement devient $19,5 + 34,5 = 54 \text{ m}$.

b) Calcul des dimensions des blocs de chute :

$$\text{La hauteur} = 2 \cdot y_1 = 2 \times 5,55 = 11,1 \text{ m}$$

$$\text{L'épaisseur} : W = \frac{y_1}{6} = 0,925 \text{ m}$$

$$\text{L'espacement} e = 2,5W = 2,31 \text{ m}$$

$$\text{Le nombre des blocs de chute} = \frac{24,6}{2,31 + 0,925} = 7,6$$

On prend 08 blocs .

VI.6. Ouvrage de vidange

L'ouvrage de vidange est primordial pour un barrage, il a pour rôle :

1. D'assurer la vidange de la retenue en quelques jours en cas d'avarie grave constatée sur les ouvrages (Renards, glissement d'une partie de talus aval).

2. De vider la tranche morte en fin de saison d'utilisation des eaux stockées pour l'entretien de la retenue (curage éventuel des dépôts et des parties amont du collinaire (prise, parement amont de la digue).

3. De faire passer les eaux lors de la montée du remblai (évacuation de la crue de chantier).

VI.6 .1 Dimensionnement de l'ouvrage de vidange

VI.7.1.1 Calcul du débit de vidange

Pendant la période d'évacuation par la vidange, le volume d'eau évacué est composé du volume utile de la retenue et du volume entrant durant cette période.

Le débit évacué par la vidange de fond sera : $Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_r$ (VI. 29)

Avec : V_u : volume utile en [m³].

T : temps de vidange (10 jours).

Q_r : débit entrant dans la retenue pendant la vidange (Pris égal au débit moyen annuel).

AN: $Q_{vf} = \frac{33,54 \times 10^6}{10 \times 86400} + \frac{27,18 \times 10^6}{31,53 \times 10^6} = 39,68 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_{vf} = 39,68 \text{ m}^3/\text{s}$

VI.6.1.2-Calcul de la section de la conduite de vidange de fond et son diamètre :

Le calcul de la section s'effectue comme suit :

On a : $Q_{vf} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H}$ (VI. 30)

D'où: $S = \frac{Q_{vf}}{\mu \sqrt{2gH}}$

Avec : Q_{vf} : Débit de la vidange de fond (m³/s);

H : Charge disponible entre le niveau normal de la retenue et l'aval en [m]. (H=34m);

μ : Coefficient de débit : $\mu = 0,8$.

AN : $S = 1,92 \text{ m}^2$

Le diamètre de la conduite sera :

$D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,04}{\pi}} = 1,56 \text{ m}$

$S = 1,92 \text{ m}^2$

$D = 1,56 \text{ m}$

Le diamètre normalisé est de 2 m

VI.6.1.3-Correction du coefficient de débit μ

On a : $\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_I}}$ (VI. 31)

$\sum \xi_I$: Somme des coefficients des pertes de charges (linéaires et singulières).

Coefficients des pertes de charge linéaires:

$\xi_{lin} = \frac{\lambda \cdot l}{D}$ (VI. 32)

$\lambda = \frac{125 \cdot n^2}{D^{1/3}}$ (VI. 33)

Avec : λ : Coefficient de perte de charge;

n : Coefficient de rugosité [$n = 0,014 \text{ m}^{1/3} \cdot \text{s}$];

D : Diamètre de la conduite [$D = 2 \text{ m}$];

L : longueur de la conduite de vidange en [m] ($l = 150 \text{ m}$).

$$\text{A.N: } \lambda = 0,0019 ; \quad \xi_{\text{Lin}} = 0,1425$$

VI.6.1.4-Coefficient de pertes des charges singulières

On a : $\xi_{\text{Entrée}} = 0,5$, $\xi_{\text{sortie}} = 1$, $\xi_{\text{vannes}} = (0,1 + 0,1) = 0,2$

Donc : $\sum \xi_s = 1,7$

$$\text{AN : } \mu = \frac{1}{\sqrt{1 + (0,1425 + 1,7)}} = 0,59 ; \quad S = \frac{39,68}{0,59 \times \sqrt{2,9,81,34}} = 2,60 \text{ m}^2.$$

$$\text{D'ou : } D_{\text{vf}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 2,60}{\pi}} = 1,82 \text{ m}$$

$$D_{\text{vf}} = 2 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé : $D_{\text{vf}} = 2000 \text{ mm}$

La conduite étant en béton de diamètre 2000mm.

Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes de :

$$V_s = \frac{Q_{\text{vf}}}{S_{\text{con}}} \dots \dots \dots \text{(VI. 34)} \quad \text{AN : } \quad V_s = \frac{39,68}{2,6} = 15,26 \text{ m/s}$$

VI.7. Dimensionnement de la prise d'eau

Le but de la conduite est le prélèvement d'un débit destiné à l'alimentation en eau potable et l'irrigation des régions située à l'aval de notre barrage.

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est fonction de la demande aval (consommation maximale).

D'après le tableau qui représente la distribution mensuelle de la demande, le volume maximum demandé est celui du mois de juillet.

$$V_{\text{max}} = 0,95 \text{ Mm}^3.$$

$$\text{Donc : } \quad Q = \frac{V_{\text{max}}}{T} \dots \dots \dots \text{(VI. 35)}$$

En utilisant la formule (VI 31) $Q_{\text{max}} = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H}$

$$\text{AN : } Q = \frac{950000}{10,30 \cdot 3600} = 0,88 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 0,88 \text{ m}^3/\text{s}$$

T : Temps de prise ($T = 10 \text{ heures/jour en } 30 \text{ jours}$);

μ : coefficient de débit : $\mu = 0,2$;

H : charge correspondante à la prise d'eau la plus basse.

$$\text{A.N: } S = \frac{0,88}{0,59 \times \sqrt{2.9,81.10}} = 0,106 \text{ m}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4.0,106}{\pi}} = 0,37$$

$$D = 370 \text{ mm}$$

On prend un diamètre normalisé : D = 370 mm

VI.7.1-Correction du coefficient de débit μ : on utilise la formule VI.32

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_I}}$$

Les pertes de charges singulières seront estimées à 15% des pertes de charges linéaires.

Donc :

$$\sum \xi = 1.15 \cdot \frac{\lambda \cdot l}{D} \dots\dots\dots (\text{VI. 39})$$

$$\text{AN : } \sum \xi = 1,15 \cdot \frac{0,034 \times 150}{0,37} = 13,78$$

$$\text{Donc : } \mu = \frac{1}{\sqrt{1 + 13,78}} = 0,26$$

$$\text{A.N: } S = \frac{0,88}{0,26 \times \sqrt{2.9,81.10}} = 0,48 \text{ m}^2$$

$$D = 0,22 \sqrt{\frac{4.0,24}{\pi}} = 0,55 \text{ m}$$

On prend un diamètre normalisé :

D = 500 mm

VI.7.2-Calcul de la vitesse d'eau dans la conduite de prise d'eau

$$V_{\text{con}} = \frac{Q_{\text{max}}}{s} \dots\dots\dots (\text{VI. 36})$$

AN:

$$V_{\text{con}} = \frac{Q_{\text{max}}}{s} = \frac{0,88}{0,48} = 1,8 \text{ m/s}$$

$$V_{\text{con}} = 1,8 \text{ m/s}$$

Conclusion : Le choix de la variante est basé sur les dimensions trouvées. A l'aide de la comparaison faite entre les deux variantes, et aussi vue de la géologie de notre site, nous constatons que évacuateur en puit verticale est plus favorable.

L'ouvrage, sans vanne, se compose d'une corolle qui se prolonge par un puits cylindrique de 14m de diamètre à la crête, La corolle est suivie d'un tronçon cylindrique vertical de 12,72 m de diamètre, puis d'un coude de 90° débouchant dans la galerie à écoulement libre. Cette galerie, et caractérise par une zone de transition d'un diamètre de 7,5 m à 7,53 m assure un écoulement à surface libre dans la galerie, est construites en tranchée réalisée en partie dans la roche.

L'évacuateur se termine par un bassin d'amortissement à ressaut de type I de 55,58m de long, et une largeur 24,6 m. l'eau arrive avec une vitesse de 7,89 m/s.

La conduite de prise et de diamètre de 500 mm. Le prélèvement des eaux s'effectue à un seul niveau de prise à une côte élevée par rapport à celle du volume mort. Les organes de commandes seront regroupés avec ceux de la vidange au pied aval de la digue.

VII.1.Introduction :

Une meilleure connaissance des lieux du chantier contribue énormément à dresser un planning chronologique d'intervention des engins et leur utilisation rationnelle dans les diverses opérations, afin de pouvoir répondre aux conditions d'espace et de temps dictées par le marché. C'est à dire qu'une bonne organisation du chantier permet des diminutions considérables des coûts de l'ouvrage.

Une bonne organisation de chantier exige une utilisation rationnelle et correcte de la main d'œuvre et l'ensemble des moyens mis en œuvre dans le cadre du projet. Et pour atteindre ces objectifs, il est impératif de :

1. Définir, avec précision, les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en œuvre des techniques modernes de construction avec un haut rendement ;
2. Repartir et coordonner les tâches par la contraction d'une main d'œuvre spécialisée et qualifiée ;
3. Structurer convenablement les postes de travail ;
4. Opter pour une mécanisation de plus en plus poussée ;
5. Disposer d'un personnel à employer en quantité et en qualité ;

Notre étude consistera, donc à organiser le chantier de réalisation du barrage de taourira, tout en assurant :

1. Une meilleure qualité (étude approfondie, choix de la main d'œuvre, choix des matériaux...etc.).
2. La rapidité des diverses opérations.
3. Une économie : synchronisation et réduction des travaux.
4. Une organisation de l'utilisation du matériel et du personnel en garantissant leur sécurité.

Ces facteurs sont d'une importance capitale pour la réalisation de l'ouvrage dans les meilleurs délais et les meilleures conditions.

VII.2.LES MOYENS DE CHANTIER :

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 barrage.

On distingue :

A- Les moyens humains : En ce qui concerne les moyens humains, indispensables 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 : En général, le matériel de terrassement comprend les engins traditionnels mis en œuvre pour la constitution des fouilles d'assise du barrage,

l'extraction, le transport des matériaux et la réalisation des finitions (remblai-
enrochement ...).

- Le bulldozer.
- La pelle mécanique.
- Le chargeur à pneus ou à chenilles.
- La décapeuse.
- Les niveleuses et les camions et les camions citernes.
- Les compacteurs à rouleaux vibrant, à pneus ou à pied dameurs.
- Les canions dumpers.
- Les citernes d'eau et de fuel.
- Les brises roches et compresseurs.
- Les groupes électrogènes.

VII.3. Symboles des différentes opérations :

Ces symboles sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau VII-01: Symboles des opérations

Tavaux	Opérations	Durée (jours)
Installation de chantier	A	80
Réalisation de la galerie e dérivation	B	60
Réalisation du batardeau	C	70
Excavation du tranché de la clé d'encrage	D	40
Remblais de la clé d'encrage	E	50
Réalisation de la vidange et de la prise d'eau	F	40
Aménagement du canal d'amenée	G	30
Remblais du barrage, et prisme de drainage	H	60
Excavation et fouille pour l'évacuateur de crue	I	40
Construction de l'évacuateur de crue	J	80
Exécution du bassin d'amortissement d'E.C	K	60
Revêtement sur les talus (amont, aval)	L	60
Équipements hydromécaniques	M	40
Travaux de finition	N	80

RESEAU A NOEUDS:

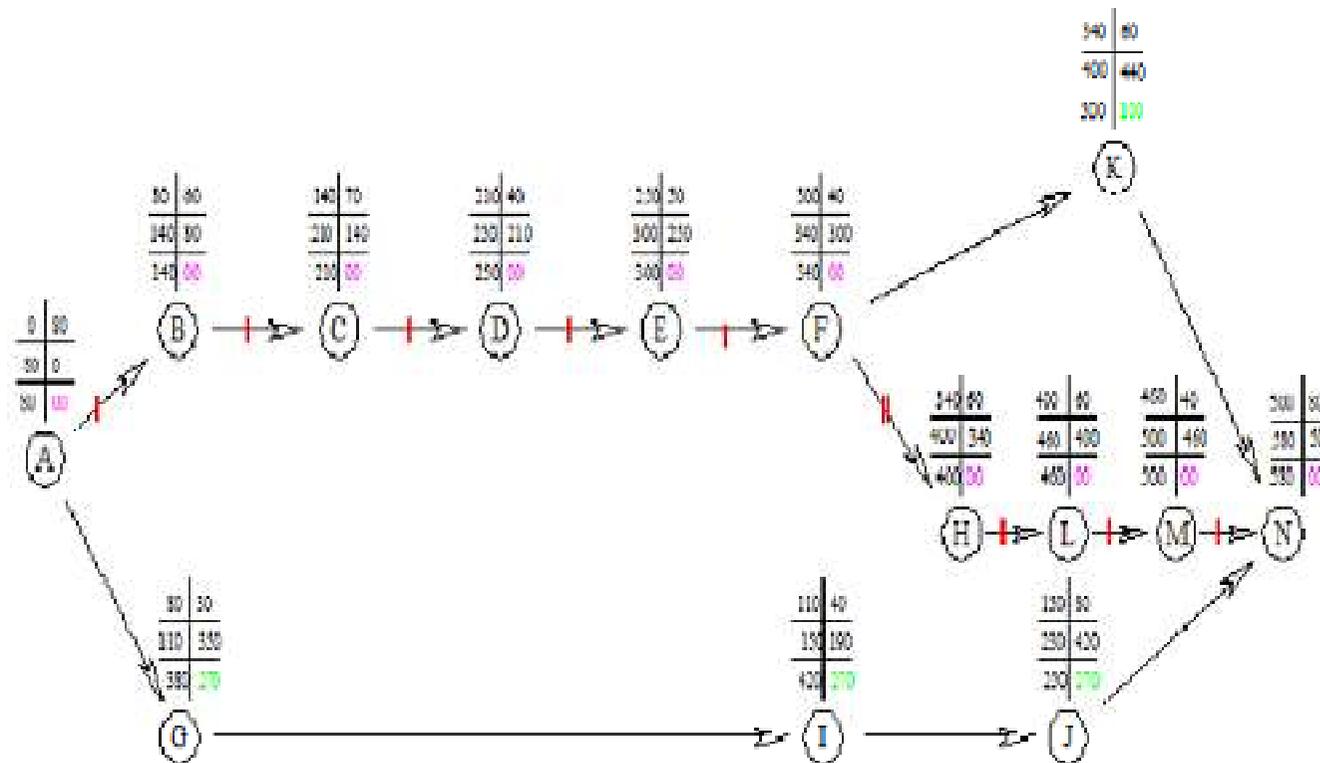


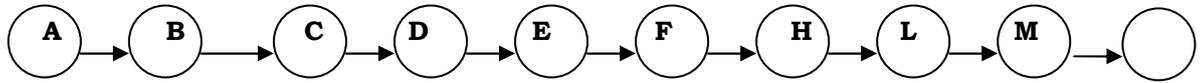
Figure VII-01: Réseau à nœuds

Tableau VII-01 : Programme des travaux pour la réalisation de barrage de TAOURIRA

OP	TR	La durée (jours)														
		40j	40j	120j	160j	200j	240j	280j	320j	360j	400j	440j	480j	520j	560j	600j
A	80	A														
B	60			B												
C	70				C											
D	40						D									
E	50							E								
F	40								F							
G	30			G												
H	60									H						
I	40				I											
J	80					J										
K	60										K					
L	60											L				
M	40													M		
N	80														N	

VII.4. Détermination du chemin critique :

Le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant une marge totale nulle (0) est donnée par le chemin suivant:



$$DTR = \sum TR = 80 + 60 + 70 + 40 + 50 + 40 + 60 + 60 + 40 + 80 = 580 \text{ jours.}$$

C'est-à-dire que la durée totale de réalisation de notre retenue est environ 20 mois (580 jours).

VII.5. Conclusion :

L'organisation du chantier est d'une importance primordiale dans la réalisation et l'achèvement dans les délais de tous les projets. Une bonne organisation est tributaire de la planification du chantier par une bonne définition du réseau par différentes méthodes. La recherche du chemin critique est très importante pour mieux justifier la décomposition du projet. D'après nos calculs, le temps de réalisation de barrage sur l'Oued MESSALMOUNE est estimé à 20 mois.

Introduction

La protection du travail comprend tout un système de mesure d'ordre social, économique, technique, hygiénique, organisationnel et juridique. Ceux-ci garantissent l'assurance de la protection de la santé et de la capacité de travail des travailleurs.

Les chantiers sont très dangereux et les accidents peuvent se produire à tous les moments de l'installation jusqu'à la mise en eau. C'est pour cela, qu'on doit chercher toutes les solutions pour faire face à ces derniers.

L'objet sera, donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents de chantier. Pour cela, il existe un bon nombre de dispositifs, de consignes et de règlements dits « de sécurité » dicté par différents organismes intéressés par la sécurité du travail, notamment le BIT (le Bureau International du Travail).

Ces règlements doivent être strictement appliqués. Ils contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et dégagent la responsabilité des dirigeants du chantier qui pourraient être tenus comme responsables dans le cas où des dispositions n'aient pas été prises dans l'application des règles de sécurité sur le chantier.

VIII.1 Causes des accidents de travail

L'analyse des accidents, les plus fréquents, fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielles).

a) Causes humaines : Ces causes sont :

1. La négligence des travailleurs.
2. La fatigue.
3. La distraction.
4. Les gestes néfastes.
5. Inaptitude mentale ou physique.
6. Adoption de la solution de faciliter.

b) Causes techniques : Ces causes sont :

1. Les mauvaises conditions de travail.
2. Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.
3. Le manque d'éclairage.

VIII.2 Conditions dangereuses dans le chantier

1. Installation non protégée ou mal protégée.
2. Outillages, engins et équipements en mauvais état.
3. Matière défectueuse, stockage irrationnel.
4. Protection individuelle inexistante.
5. Défauts dans la construction.
6. Eclairage défectueux.
7. Facteur d'ambiance impropre.
8. Conditions climatiques défavorables.

VIII.3 Actions dangereuses

1. Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
2. Intervention sans précaution sur des machines en mouvement.
3. Action sans prévention ou sans autorisation.
4. La non utilisation de l'équipement de protection individuelle.
5. L'imprudence durant le travail.
6. Le rythme de travail inadapté.

VIII.4 Mesures préventives

La protection du personnel doit être assurée de manière bien satisfaisante par les services appropriés.

1. Les appareils de levage doivent être installés sur une surface présentant une résistance suffisante.
2. Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celles fixées.
3. Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tout danger.
4. Les abris doivent être aérés et chauffés.

VIII.5 Principales fonctions du service de sécurité**a) Etudes**

1. Participation au Comité d'Hygiène et de Sécurité.
2. Analyse des postes de travail « Etude Sécurité ».
3. Suggestions du Personnel.
4. Statistique : élaboration et commentaire.
5. Rapport avec l'administration.

b) Exécution

1. Mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail).
2. Réalisations pratiques des suggestions et des études.

c) Contrôle

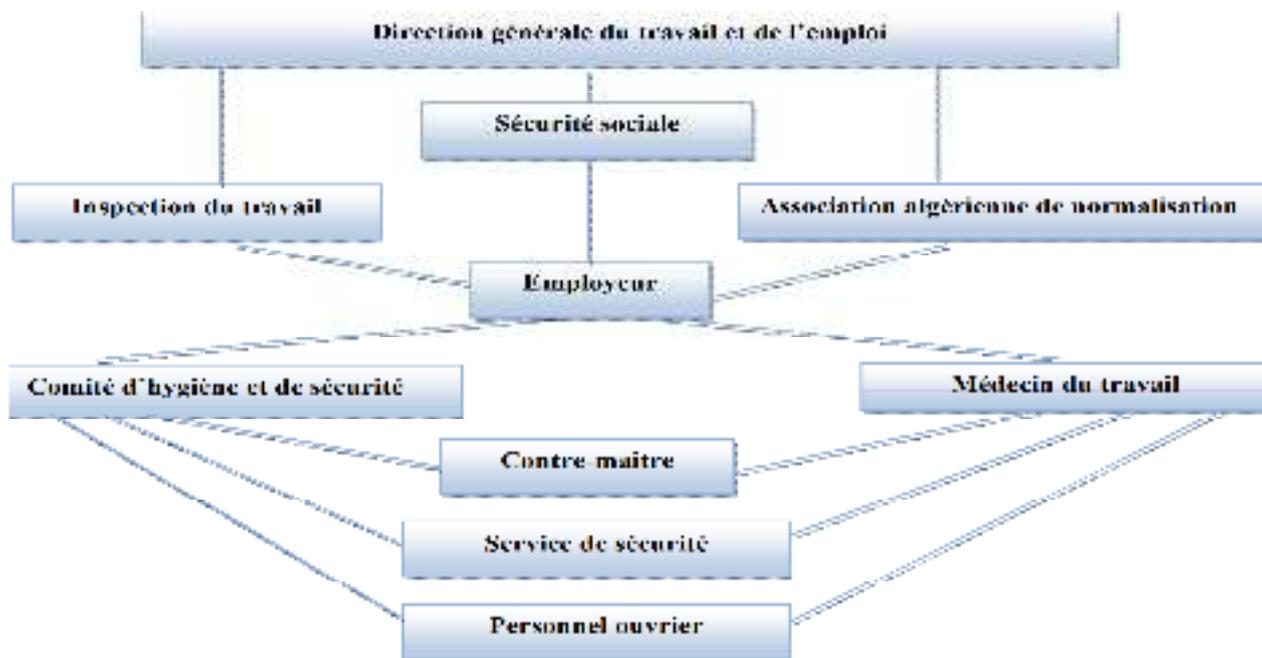
1. Enquêtes à la suite des accidents.
2. Inspections des installations.
3. Visites périodiques effectuées par les organismes.
4. Contrôle éventuel des moyens de transport du personnel.

d) Animation

1. Lutte contre l'incendie et les accidents de trajet.
2. Equipes de secours.
3. Formation spéciale concernant certaines professions.

VIII.6 Organisation de la prévention des accidents du travail

L'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme une immense chaîne de solidarité, composée de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personnes intéressées figurés dans l'organigramme ci-après :



Le Contre-maître constitue le maillon essentiel de la chaîne de prévention des accidents du travail. Sous l'angle de la protection du personnel, le rôle du Contre-maitre revêt trois aspects importants, pédagogique, de surveillance et de suggestion.

Parmi les principales fonctions du service de protection :

- Etudes, participation au comité d'hygiène et de sécurité.
- Exécution des mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail, réalisations pratiques des suggestions et des études).

Les mesures de prévention collective sont la suite logique de l'étude de sécurité qui peut être classée en deux catégories distinctes :

- Respect de la réglementation, la législation et les contrôles techniques.
- Les moyens techniques (protection des éléments de machines et mécanismes en mouvement).

Devant les dangers constatés dans l'exercice de certaines professions ou dans l'emploi de nouveaux produits, la législation a de plus en plus tendance à compléter la prévention collective par des moyens de protection individuelle.

L'équipement de protection est nécessaire lorsque les risques auxquels est exposé le personnel n'ont pas pu être éliminés ou supprimés à la source.

Cet équipement doit remplir les conditions suivantes :

- Correspondre au danger considéré.
- Etre pratique et confortable.
- Etre solide.
- Etre d'un entretien facile.

Conclusion : La prévention doit plus être conçue comme un correctif et s'appuyer uniquement sur des critères défensifs mais une mesure indispensable et incontournable dans l'exercice de la fonction.

Avec les avancées du progrès technique et scientifique, on doit pouvoir saisir les acquis pour renverser la tendance, c'est-à-dire, faire de la prévention une action offensive pour qu'il n'y ait plus de risques.

A cet effet, il convient d'accorder davantage d'intérêt aux aspects éducatifs de l'homme durant l'accomplissement de son travail afin de lui permettre une grande maîtrise de l'outil de production et une plus grande adaptation à son environnement.

conclusion générale :

La willaya de Tipaza est une région agricole et la construction des barrages tels que taourira sur oued messelmoune viendra fortifier et favoriser le développement du secteur de l'agriculture, assurer l'approvisionnement en eau des populations ce qui permettra de les maintenir en leur assurant des réelles possibilités de développement afin d'améliorer la production agricole.

Dans le cadre de notre projet intitulé étude de faisabilité du barrage de taourira nous avons fait : une présentation du site ; une étude géologique et géotechnique ; une étude hydrologique du bassin versant et de la cuvette, une étude de choix de la variante de la digue tout en vérifiant sa stabilité et nous avons terminé par l'organisation de chantier et sécurité de travail.

Les résultats des analyses et des investigations exécutées dans le cadre de notre étude nous ont permis de tirer les conclusions suivantes :

- ❖ La construction du barrage de taourira est réalisable et n'implique aucune difficulté technique particulière. De plus, le choix d'un barrage du type "barrage en terre avec noyau argileux" permet l'utilisation exclusive de matériaux disponibles in situ, ce qui permettra un emploi intensif de main-d'œuvre locale.
- ❖ Grâce à la capacité de sa retenue, le barrage peut assurer la pérennité de l'alimentation en eau, permettant ainsi le développement du secteur de l'agriculture avec la mise en valeur de nouvelles terres, l'intensification et la diversification des cultures, l'amélioration de la production, et le développement des industries induites.
- ❖ En plus, le barrage peut satisfaire à long terme les besoins en eau de la population, du bétail et de l'industrie sur l'ensemble de la vallée. Il garantit dans le fleuve un débit minimum sanitaire nécessaire pour prélever de l'eau d'une qualité acceptable, sans contamination excessive par des eaux usées, améliorant ainsi la santé publique par la réduction de l'incidence des maladies hydriques notamment celles liées au manque d'eau et à son impureté.
- ❖ La réalisation du barrage de taourira offrira un grand nombre d'emplois dans les secteurs de l'exploitation du barrage, de l'agriculture et des services, que ce soit à court terme durant la phase de construction ou à long terme une fois le barrage en exploitation.

Le projet du barrage de taourira est considéré comme un investissement primordial pour le pays, puisqu'il permettrait d'assurer les ressources hydriques nécessaires pour la survie des communautés humaines et pour la protection des terres agricoles de la région de Tipaza.

En fin, On peut dire que cette étude nous a permis de toucher presque à tout ce qui concerne l'étude de faisabilité et l'exécution d'un barrage tout en se basant sur les théories acquises tout au long de notre cursus universitaire. Et on souhaite que ce travail représente vraiment les efforts qu'on a mis à disposition pour l'effectuer.

Références bibliographiques :

[01]: B. TOUAIBIA : Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida. Mars 2004.

[02] : B. TOUAIBIA et B. BENLAOUKLI : introduction au dimensionnement des retenues collinaires. ENSH Blida. Avril 2004.

[03]: G. REMENIERAS « Hydrologie de l'ingénieur » édition Eyrolles 1986.

[04]: CIGB : Choix de la crue de projet ; méthodes actuelles. Bulletin 82. 1984.

CIGB : Barrages en remblai, filtre et drain granulaire. Bulletin 95. 1994

CIGB. Calcul statique des barrages en remblai. Bulletin 53. 1986

[05] : B. TOUAIBIA : polycope de cours de régularisation des débits ; les retenues. ENSH Blida. Janvier 2001.

[06]:R.BERNARDO A et L.SANTOS : manuel de conception et projets typiques des digues en terres ; procédures méthodologiques pour l'exécution des études des retenues collinaires et petits barrages. ANBT Alger. Avril 2004.

[07]:GERARD DEGOUTTE : petits barrages. Recommandation pour la conception, la réalisation et les suivis, Comité français des grands barrages. Edition Cemagref. France. 1977

[08]:Manuel de conception des évacuateurs de crues, par Agustín A.G, 2004,page33.