REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdellah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des Ouvrages Hydrotechniques

THEME :

ETUDE DE FAISABILITE D'UNE RETENUE COLLINAIRE LEMRIDJ SUR L'OUED BOUHAIANE COMMUNE DE BENI H'MIDENE (W.CONSTANTINE)

Présenté par :

Mr MERDJI SAMIR

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et prénom	Grade	Qualité
Mr B.BENLAOUKLI	**MC.B**	Président
Mr A.ZEROUAL	**MA.B**	Examinateur
Mme N.SAIL	**MA.A**	Examinatrice
Mme S.BERBACHE	**MA.A**	Examinatrice
Mr M.BACHIR CHERIF	**MA.B**	Promoteur

Septembre 2012

Dédicace

Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail, en signe de respect et de reconnaissance envers :

- *Ma mère*
- *Mon père*

Pour tous les sacrifices et leur soutien moral et matériel dont ils ont fait preuve pour que je réussie.

Je le dédie également à

- *Mes frères: MOHAMMED Ali, Azzedine*
- *Et mes sœurs et leurs enfants*

En un mot, à toute ma famille, mes amis et tous ceux qui ont contribué de prés ou de loin à ma formation.

Samir

sept 2012

Remerciement

Avant tout, je remercie ***Allah*** *qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé d'accommodation pour achever mes études.*

Au terme de cette modeste étude, je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements à Mr M. BACHIR CHERIF (mon promoteur) pour avoir contribué à l'élaboration de cette présente thèseet à ma formation durant les années de spécialité.

Je remercie également tous mes professeurs pour l'aide précieux, qu'ils m'ont apporté durant l'élaboration de ce modeste travail…

Aussi, je me permets d'exprimer tout mon respect aux membres de jury qui me feront l'honneur d'apprécier notre travail.

Samir

sept 2012

ملخص :

قمنا في هذه المذكرة بدراسة تقنية شاملة على مستوى واد بوحيان ب ولايةقسنطينةلإنشاء سد من اجل تزويد المنطقة بمياه السقي بما يقارب 20هكتار من الأراضي الفلاحية المجاورة.

بعد دراسة جيولوجية و هيدرولوجية معمقة قمنا بتصميم السد الذي يبلغ ارتفاعه 15متر و سعة تقدر ب0.1385 مليون متر مكعب و كذلكقنا من ثباته و فيما يتعلق بالإنجاز قمنا بشرح و تنظيمجميع مراحل الإنجاز.

Résumé :

Dans le présent mémoire nous avons fait une étude technique complète sur l'oued BOUHAIANE (Wilaya de CONSTANTINE) pour l'implantation d'une retenue collinaire, destiné à l'irrigation d'une superficie de 20 ha.

Après une étude géologique précise et complète suivie d'une étude hydrologique approfondie nous avons dimensionné une retenue collinaire de 15 m de hauteur et une capacité de 0.1385 millions m^3, puis nous avons implanté la digue et vérifié sa stabilité. Pour la réalisation nous avons élaboré une note explicative contenant les différentes étapes de calcul.

Abstract:

Our study is a register part of Algerian Agriculture development generally and irrigation particularity through the realization of small dam from Oued BOUHAIANE (CONSTANTINE) in order to fit the requirements of water.

After a precise and complete study of the various stages "geology, hydrology, topography), we have chosen the adopted alternative, established the dam and checked its stability. For the realisation, we gave an explanation supplements containing the various stages of calculation.

Sommaire

Introduction générale……..……1

Chapitre I : Etude topographique

I.1 Introduction..…….…2
I.2 Situation géographique du site……2
I.3 Caractéristiques morphologiques de la zone d'étude ….……..……4
I.4 conclusion.……....……6

Chapitre II : Etude Géologique et Géotechnique

II.1 Introduction ……7
II.2 Etude géologie ……7
II.2.1 Les formations géologiques ……7
II.2.2 Glissement et sismicité de la région d'étude ……..……9
II.2.3 Géologie et hydrogéologie du bassin versant ……11
II.2.4 Géologie et hydrogéologie de la cuvette ……11
II.2.5 Géologie de la zone d'emprise de la digue ……11
II.2.6 Hydrogéologie de la zone d'emprise ……..……11
II.2.7 Fondation de la digue et ses ouvrages annexes ……12
II.3 Etude géotechnique ……...……12
II.3.1 Prospection géotechnique de terrain ……12
II.3.2 Prospection géotechnique de laboratoire ……..……12
II.3.3 Résultats géotechniques ……...……13
II.4 Conclusions générales et recommandations ……..……14

Chapitre III : Etude Hydrologique

III.1 Introduction ……16
III.2 Le bassin versant ……..…16
III.2.1 Localisation de la zone ……..…16
III.2.2 Caractéristiques physiques du bassin versant ……...17
A. Les caractéristiques géométriques.……..…17
B. Les caractéristiques hydro morphologiques ……..……..17

III.2.3 Topographie et Hydrographie ……..…18
III.2.4 Paramètres du relief ……..…20
III.2.5 Caractéristiques physiographiques ……...……20
III.2.6 Caractéristiques climatiques du bassin versant ……25
III.2.7 Pluviométrie ……..……28
III.2.8 Etude des pluies journalières maximales annuelles ……..……29
III.2.9 Les pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités ……33
III.2.10 Calcul des apports liquides moyens au site de la retenue ……36
III.3 Etude des crues ……..……37
III.3.1 Détermination du débit maximum de la crue ……..……37
III.3.2 Hydrogramme de crue.……38
III.3.3 Choix de la crue de projet ……..……41
III.4 Régularisation ……..……41
III.4.1 Etude des apports solides ……..……41
III.4.2 Calcul du volume mort ……..……41

III.4.3 Caractéristique du site ……..……..42
III.4.4 Caractéristiques géométrique de la retenue ……..……43
III.4.5 Calcul du volume utile ……..……44
III.5 Laminage des crues ……47

Chapitre IV : Etude des variantes

IV.1 Introduction ……52
IV.2 Etude des variantes……..52
IV.2.1 Choix du type de barrage ……..……..52
IV.2.2 Description des deux variantes ……..…..53
IV.3 Etude d'optimisation ……..……53
IV.3.1 Dimensionnement préalable de la digue ……..……53
IV.3.2 Etanchéité du barrage ……..……59
IV.4 Etude Technico-économique ……..…62
IV.5 Conclusion sur le choix final du type de barrage……..…66

Chapitre V : Etude de la variante retenue

V.1 Conception de la digue……..…..67
V.1.1 Détermination de la revanche ……..…67
V.1.2 Détermination de la hauteur du barrage ……..…67
V.1.3 Largeur en crête du barrage ……67
V.1.4 Pentes des talus ……..…67
V.1.5 Dimensionnement du parafouille ……..…67
V.1.6 Protection des talus ……67
V.1.7 Tassement de la retenue collinaire……..……...70
V.2 Les drains ……70
V.2.1 Dimensionnement du prisme ……..……...70
V.3 Calcul d'infiltration à travers la digue et la fondation ……70
V.3.1 Tracer de la ligne de saturation ……71
V.3.2 Calcul du débit d'infiltration (débit de fuite) ……..……...73
V.4 Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage ……73
V.4.1 dispositif d'étanchéité ……..……..…73
V.4.2 Calcul des fuites à travers la fondation……..……74

Chapitre VI : Etude de stabilité

VI .1 Calcul de stabilité ……..….75
VI.1.1 Généralité sur la stabilité des barrages (Talus) ……75
VI.1.2 Conséquences de l'instabilité des talus ……..…….....75
VI.1.3 Ordre de calcul (Méthode des tranches) ……..……...76
VI.2 Calcul des forces appliquées à chaque tranche ……..……77
VI.2 .1 Force de pesanteur (poids propre de la tranche) ……..……..…….77
VI.2 .2 Force de pression interstitielle ……..…….....77
VI.2 .3 Forces de cohésion ……..……..…77

VI.2 .4 Forces dues au séisme ……..……77
VI.2 .5 Classement des forces ……..……77
A. Les forces stabilisatrices.……77
B. Les forces motrices.……...…….78
VI.3 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement ……78
VI.3 .1 Retenue pleine ……..……..78
VI.3 .2 Retenue vide (fin de construction) ……..…...…79
VI.3 .3 Vidange rapide ……..……..79
VI.4 Conclusion ……...……...79

Chapitre VII : Etude de variantes des ouvrages annexes

Introduction ……..80
VII.1 L'évacuateur de crues ……80
VII.1.1 Différents types d'évacuateurs de crue ……80
VII.1.2 Choix de l'évacuateur de crue ……..81
Conclusion ……81
VII.1.3 Dimensionnement de l'évacuateur de crue……81
A. Canal d'approche……....82
B. Le déversoir……....82
C. Chenal d'écoulement ……84
D. Calcul du convergeant ……..….85
E. Le coursier ……....85
F. Dissipateur d'énergie ……..88
G. Canal de restitution ……89
VII.1.4 Vérification de l'existence des vagues roulantes ……....90
VII.1.5 Hauteurs des murs bajoyers……....90
A. Hauteur des murs dans le déversoir ……...…90
B. Chenal d'écoulement ……..…..90
C. Le coursier ……..…90
D. Hauteur au début du 1er tronçon ……..……...90
E. Hauteur à la fin du 1er tronçon ……..…91
F. Hauteur à la fin de 2eme tronçon ……..…91
G. Le bassin de dissipation ……...….91
H. Le canal de restitution ……..……...91
VII.2 Ouvrage de vidange et de prise d'eau ……91
VII.2.1 La vidange de fond ……...…91

A. Calcul le débit de vidange ……..…….……91
B. Calcul hydraulique ……..……...…..92
VII.2.2 La prise d'eau……..……...…….93
Conclusion……..……..94

Chapitre VIII : Organisation De Chantier

Introduction……..……95
VIII.1 Organisation technique de préparation ……..……...95
VIII .2 Travaux de réalisation ……..……95
VIII. 2.1 Travaux de terrassements…….…….……95
VIII. 2.2 Travaux d'excavations …….……95
VIII.2.3 Travaux sur la digue…….……..96
VIII.2.4 Travaux secondaires ……..……..…96
VIII.3 Réalisation du barrage en terre ……..……96
VIII.4 Les moyens de chantier……..……..……96
VIII.5 La succession des opérations de chantier ……..……..……97
A. Travaux préparatoires ……..……..……97
B. Exécution des travaux ……..……..……98
VIII.6 Mode d'exécution des travaux ……...……98
VIII.6.1 Travaux préparatoires ……...……..98
A. La préparation des terrains ……..……..……98
B. L'implantation des ouvrages ……..……..……98
C. Dérivation des eaux ……..……..…….98
VIII.6.2 Exécution des ouvrages……..……...99
VIII.7. Le devis estimatif ……...…..…100
VIII.8 La planification ……..…..…100
VIII.8.1 Définition de la planification ……..……..…100
VIII.8.2 Techniques de la planification ……...…..…100
VIII.8.2.1 méthodes basées sur le réseau ……...…..…100
VIII.8.2.1.1 Définition du réseau ……..…..…100
VIII.8.2.1.2 Construction du réseau ……..……101
VIII.8.2.2 Méthode C.P.M (méthode du chemin critique) ……...…..…….101
VIII.8.2.3 Les étapes de la planification ……..……..101
VIII.8.2.3.1 Collection des informations ……..……..101
VIII.8.2.3.2 Décomposition du projet ……..……..101
VIII.8.2.3.3 Relations entre les tâches ……..101

VIII.8.3 Les paramètres de la méthode C.P.M ……101
VIII.8.3.1 Chemin critique (C.C) ……102
VIII.8.3.2 Attribution des durées de chaque opération ……102
VIII.8.4 Les plannings ……102
VIII.8.4.1 Plan de travail au plus tôt ……102
VIII.8.4.2 Plan de travail au plus tard -(PTPP) ……102
VIII.8.4.3 Plan de travail intermédiaire ……102
VIII.9 Délai de construction et programme des travaux ……102
VIII.9.1 Symboles des différentes opérations ……103
Conclusion……105

Chapitre IX : Protection et la Sécurité de Travail

Introduction……106
IX .1. Causes des accidents de travail ……106
IX .1.1 Causes humaines ……106
IX .1.2 Causes techniques ……106
IX .2 Conditions dangereuses dans le chantier ……106
IX .3 Actions dangereuses ……107
IX .4 Mesures préventives ……107
Conclusion ……107

Conclusion Générale……108

Liste des tableaux

Tab I.1 : Liste des coordonnées des stations ELMRIDJ coordonnées LAMBERT nord Algérie
Tab I.2 : Liste des coordonnées des repères coordonnées LAMBERT nord Algérie
Tab II.1 : Caractéristiques géotechniques
Tab III.1 : Hypsométrie du BV (bassin versant)
Tab III.2 : Répartition des surfaces en fonction des cotes
Tab III.03: récapitulatif des calcules
Tab III.4: Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)
Tab III.5 :Caractéristiques morphologiques du bassin versant
Tab III.6 : la station Ain El Bey de Constantine
Tab III.7 : Températures moyennes à Constantine
Tab III.8: Humidité moyenne mensuelle à Constantine
Tab III.9: Vent moyen en (m/s) - Période 2000/2011
Tab III.10: Station pluviométrique utilisée dans l'étude :
Tab III.11: Répartition mensuelles de la pluie annuelle - Station de HAMMA BOUZIANE
Tab III.12 : Caractéristiques de la série avec N=40 ans
Tab III.13: Résultats d'ajustement à la loi de GUMBEL :
Tableau III.14: Résultats d'ajustement à la loi LOG Normal
Tableau III.15: Les pluies maximales journalières fréquentielles.
Tableau III.16: pluies de courtes durées pour les différentes fréquences et leurs intensités
Tableau III.17 : Débit maximum de crue pour différentes périodes de retour (Formule de SOKOLOVSKY).
Tableau III.18: débits fréquentiels pour la construction des hydrogrammes de crue.
Tableau III.19 : Volumes de crues pour différentes fréquences
Tableau III.20 : Les apports liquides de différentes fréquences
Tableau III.21 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%
Tableau III.22: La répartition mensuelle des besoins, évaporation et infiltration est comme suit :
Tableau III.23: Courbe hauteur-surface- Capacité
Tableau III.24: Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm^3).
Tableau III.25 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes en (Mm^3).
Tableau III.26: Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE :
Tableau III.27 : Détermination de H_0 et Q en fonction de b
Tableau III.28 : Débits déversant en fonction de h et b et du volume de la crue
Tableau III.29: récapitulatif des résultats de la méthode de KOTCHERINE.
Tab IV.1: Valeurs indicatives des pentes des talus
Tab IV.2: résultats du calcul de la Revanche
Tab IV.3: résultats du calcul de la largeur en crête
Tab IV.4: Hauteur des vagues en fonction e_{min} et D50 min
Tab IV.5: les coûts des variantes étudié
Tab V.1 : Les coordonnées de la parabole
Tab V.2 : gradient hydraulique admissible
Tab V.3: Le gradient d'infiltration critique
Tab V.4 : Le coefficient de sécurité en fonction de la classe de l'ouvrage
Tab VI.1: Coefficient de stabilité admissible des talus.
Tab VI.2: détermination des coefficients K1 et K2 et les rayons R1 et R2

Tab VI.3: Les caractéristiques géotechniques des sols
Tab VI.4: Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement
Tableau VII.1: Coordonnées du seuil déversant
Tableau VII.2: Ligne d'eau à pas d'espace de 10m
Tab VIII.1: Le devis estimatif
Tab VIII.2: Symboles des opérations

Liste des figures

Fig. I.1 : Plan de situation de la zone d'étude
Fig. I.2: Site de la retenue collinaire
Fig. II.1 : Carte géologique régionale
Fig. III.1 : Bassin versant de la Retenue Collinaire LEMRIDJ
Fig. III.2 : Hypsométrie du BV de la Retenue Collinaire LEMRIDJ
Fig. III.3 : Courbe Hypsométrique du bassin versant Retenue Collinaire LEMRIDJ
Fig. III.4 : Répartition moyenne mensuelle de la température Station Ain El Bey période 1976-2005
Fig. III.5 : Répartition mensuelle de l'humidité relative
Fig. III.6: Répartition mensuelle des vents station Ain El bey Période 1970-1999
Fig. III.7 : Extrait de carte Pluviométrique de la zone d'étude (ANRH, 1993)
Fig. III.8 : Répartition mensuelle des precipitations station Hamma Bouziane
Fig. III.9 :L'ajustement à la loi de GUEMBEL
Fig. III.10: L'ajustement à la loi de LOG NORMALE
Fig. III.11: Intensité de courte durée pour les différentes fréquences.
Fig. III.12 : Hydrogrammes de crues -retenue collinaire LEMRIDJ
Fig. III.13: Courbe hauteur-surface
Fig. III.14: Courbe surface- Capacité
Fig. III.15:Courbe hauteur- Capacité
Fig. III.16: courbes h=f (q,Q)
Fig. III.17: courbes V=f (q,Q)
Fig. IV.1 : Détail de crête de la digue
Fig. IV.2 : Détail de Berme Amont
Fig. IV.3 : Détail de Berme Aval
Fig. IV.4 : Détail de protection talus amont
Fig. IV.5 : Détail de protection talus aval
Fig. IV.6 : Forme du noyau en argile
Fig. IV.7 : Détail de prisme aval
Fig. IV.8 : Détails de drain vertical et tapis drainant
Fig. IV.9 : Détail de clé d'étanchéité
Fig. IV.10 : Représentation des sections transversales de la digue (Profil en long et noyau)
Fig. IV.11 : Représentation des sections transversales de la digue (vue en plan et prisme)
Fig. IV.12 : Représentation des sections transversales de la digue (drain vertical et prisme aval)
Fig. V: Représentation de la ligne de saturation(Phéatique) à travers le corps de la digue
Fig. VI : schéma de calcul de stabilité, méthode de FELLENIUS.
Fig. VII.1 : Profil de GREAGER
Fig. VII.2 : Dimensions du déversoir
Fig. VII.3 : La ligue d'eau dans le coursier
Fig. VIII.1 : Réseau nœuds

Liste des Planches

1. Plan d'aménagement
2. Profil en long de l'axe de la digue
3. Coupes en travers de la digue
4. Etude des infiltrations
5. Coupes types de la digue pour les deux variantes
6. Schémas de calcul de la stabilité
7. Profil en long de l'évacuateur des crues

INTRODUCTION GENERALE :

On estime que d'ici 30 ans environ, un tiers de la population mondiale connaîtra une pénurie d'eau chronique. Les conséquences de ces pénuries seront surtout ressenties dans les régions arides ou semi-arides, mais aussi dans les régions côtières en expansion rapide et dans les mégapoles du monde en développement.

Si la crise de l'eau constitue un problème prioritaire pour les gouvernements et les sociétés du monde entier, c'est au quotidien que les pauvres la vivent. Pour lutter contre la pauvreté, il est donc essentiel de gérer l'eau de façon rationnelle.

En effet, la vie des plus démunis est indissociable de leur accès à l'eau, et ses multiples usages et fonctions.

Dans la phase de croissance que connaît notre pays, les besoins correspondant aux différents usages, agricoles, urbains et industriels, sont actuellement supérieurs aux ressources en eau mobilisées, ce qui nécessite des arbitrages d'affectation, parfois difficiles notamment en situation de sécheresse. Depuis une vingtaine d'années, notre pays consacre des investissements, de plus en plus importants, pour la réalisation d'infrastructures de mobilisation et de distribution d'eau potable et d'eau destinées à l'irrigation.

Dans ce contexte, notre pays multiplie les efforts de mobilisation des ressources en eau, condition sine qua non pour l'intensification des systèmes de production agricole et par conséquent pour l'amélioration de la sécurité alimentaire du pays.

L'effort de mobilisation de l'eau permet d'irriguer actuellement en moyenne 420.000 ha par an (soit 5% de la surface agricole utile -SAU-) en utilisant un volume de 1,8 milliard de m3.

La nécessité de voir des mécanismes nouveaux, pour le développement de l'agriculture dans notre pays, est devenue une nécessité primordiale tant la situation du secteur est alarmante.

Dans ce contexte, l'utilisation de toutes les potentialités s'avère nécessaire, car les ressources en eau sont considérées aujourd'hui comme un facteur décisif pour l'augmentation de la production agricole, et un élément déterminant pour la croissance économique du pays, et l'amélioration des conditions de vie du citoyen.

Des efforts considérables ont été consentis par l'état; pour accroître la mobilisation des ressources hydriques, contribuant depuis la dernière décennie à une meilleure satisfaction des besoins en eau de la population, ainsi que de l'agriculture et de l'industrie.

A cet effet; dans ce document, nous étudions la faisabilité d'une retenue collinaire "LEMRIDJ" ; que se trouve sur l'oued BOUHAIANE (commune BENI H'MIDENE, Wilaya de CONSTANTINE) les eaux de cette retenue serviront à l'irrigation, et à la protection contre les inondations.

I.1 Introduction :

La nécessité de voir des mécanismes nouveaux pour le développement de l'agriculture dans notre pays, est devenue une nécessité primordiale tant la situation du secteur est devenue alarmante.

Dans ce contexte, l'utilisation de toutes les potentialités s'avère nécessaire, car les ressources en eau sont considérées, aujourd'hui, comme un facteur décisif pour l'augmentation de la production agricole, et un élément déterminant pour la croissance économique du pays, et l'amélioration des conditions de vie du citoyen.

I.2 Situation géographique du site:

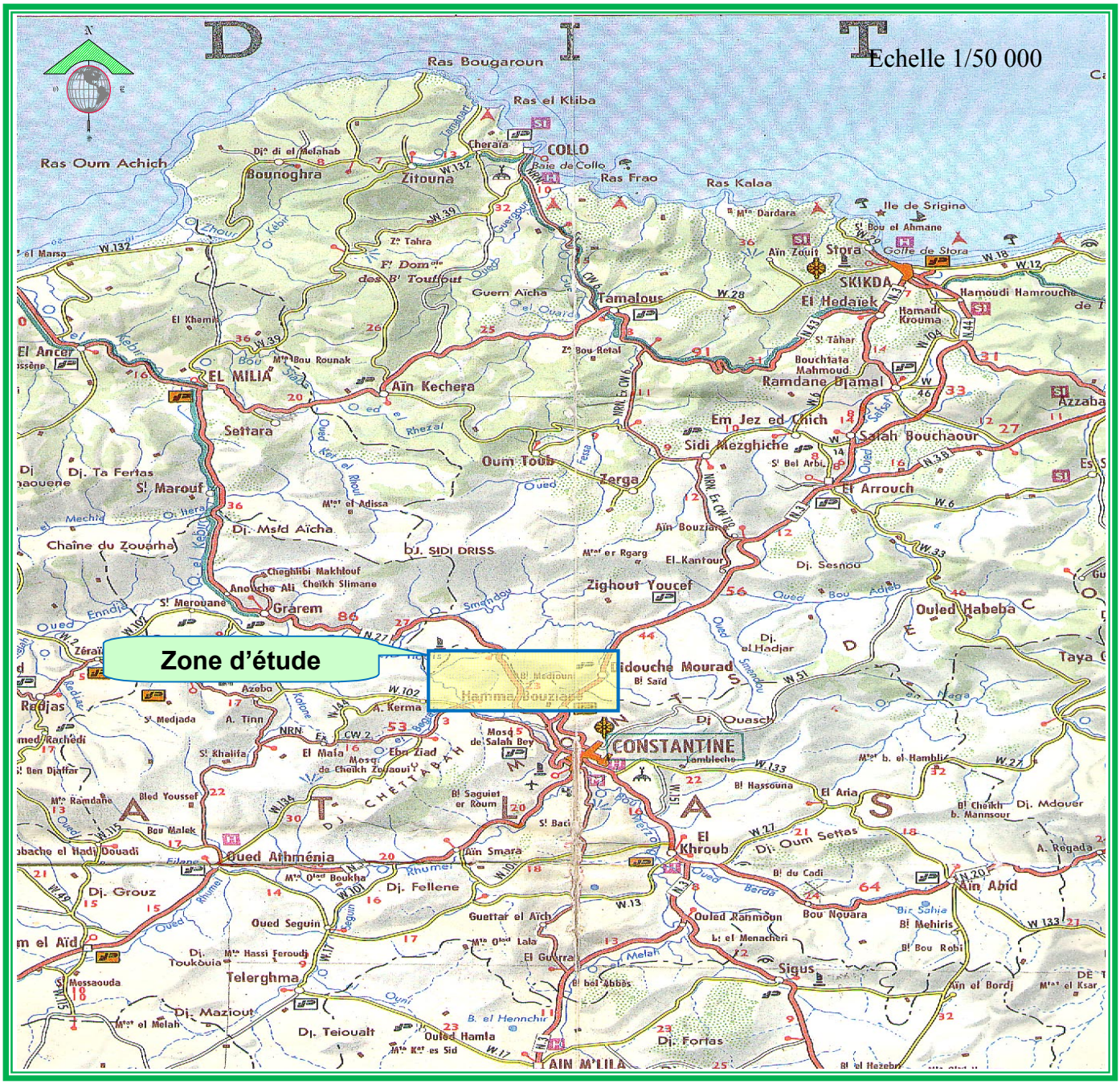


Fig I.1 : PLAN DE SITUATION DE LA ZONE D'ETUDE

La retenue collinaire LEMRIDJ, sur l'Oued Bouhaiane, se trouve à 16 km environ à vol d'oiseau au Nord du chef-lieu de wilaya et au Sud Est de la commune Beni Hamidene (Wilaya de Constantine).et à une distance de 3 kilomètres environ à vol d'oiseau.

L'axe proposé de la présente étude de retenue collinaire est défini sur les cartes d'Etat Major SIDI DRISS Feuille n° 51, à l'échelle 1/50.000 par les coordonnées LAMBERT au milieu de l'axe Suivant :

X = 847,7 Km.

Y = 363,2 Km.

Z = 385 m NGA.

Echelle :1/50 000

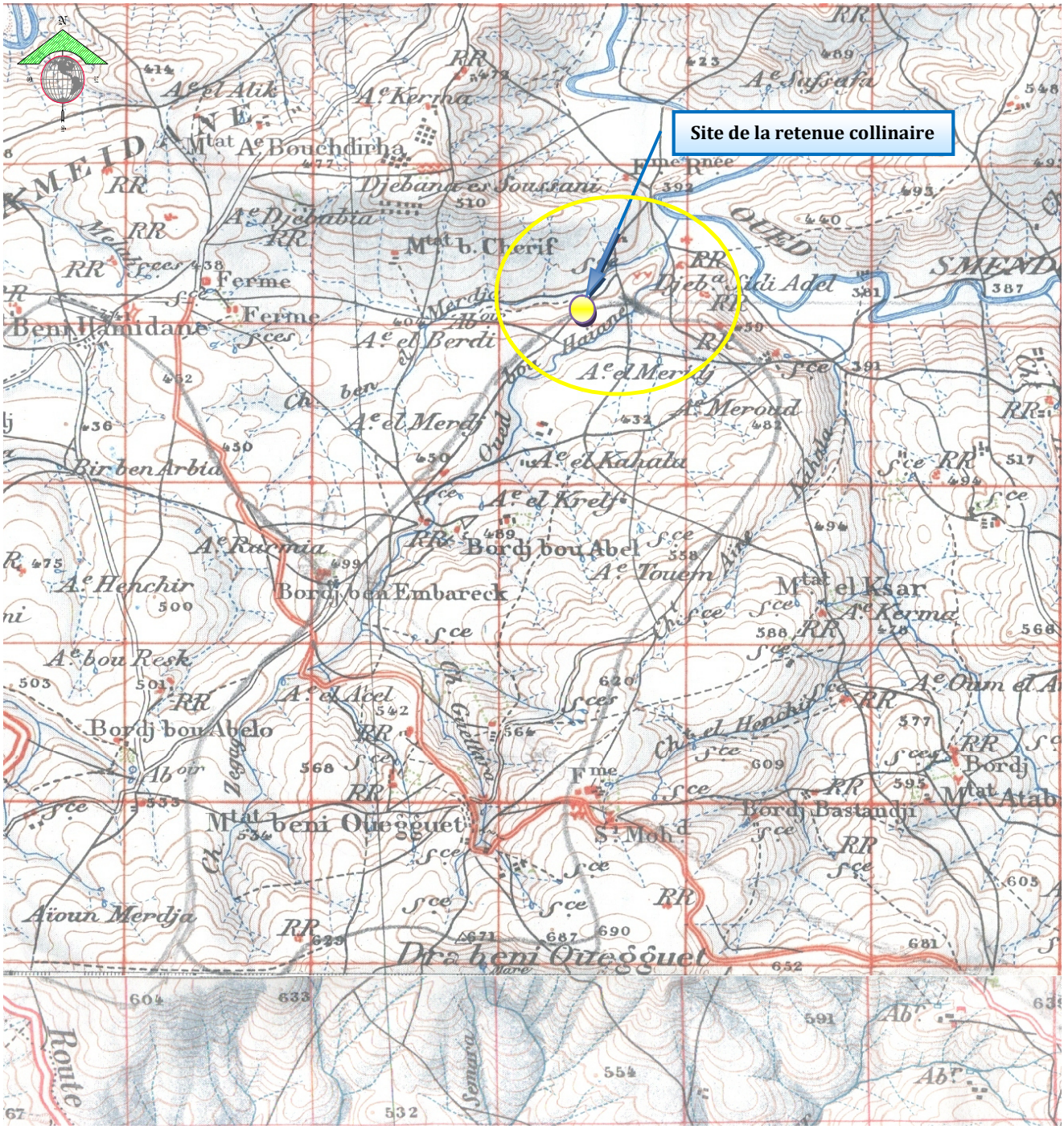


Fig. I.2: Site de la retenue collinaire

I.3 Caractéristiques morphologiques de la zone d'étude :

La zone d'étude de la retenue collinaire LEMRIDJ, sur l'**Oued Bouhaiane,** présente un relief régulier.

L'emplacement du site est caractérisé par une cuvette étroite, la pente de l'oued au niveau du site est sensiblement forte, la gorge choisie pour l'emplacement de l'axe de la digue est fermée, avec des pentes des rives droites et gauche très accentuées.

Photo N°01 : site de la retenue collinaire LEMRIDJ

Pour les besoins de l'étude, nous avons établi un levé topographique du site à l'échelle 1/1000ème ; et à l'échelle 1/500ème pour la cuvette, l'emprise de la digue, et les ouvrages annexes de la retenue collinaire.

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

- Déterminer la capacité de la retenue et sa surface en fonction de la côte du Plan d'eau et de l'emplacement du barrage.
- D'évaluer le volume et l'importance des différents ouvrages et de proposer leur emplacement.
- De repérer les ballastières et les zones d'exploitation matériaux de constructions.

- D'implanter les aménagements annexes, voies d'accès.
- De fournir un rapport pour le travail géologique.
- De fournir un support de base pour l'étude technique approfondie.

Tableau I.1 : Liste des coordonnées des stations ELMRIDJ coordonnées LAMBERT nord Algérie :

	X	Y	Z
Station 1	847 708.73	363 163.73	395.38
Station 2	847 751.09	363 271.50	387.23
Station 3	847 838.46	363 337.17	382.17

Source : [ANBT]

Tableau I.2 : Liste des coordonnées des repères coordonnées LAMBERT nord Algérie :

	X	Y	Z	
REPERE1	847 696.01	363 009.50	404.46	COIN N.OUEST SUPPORT P.E.
REPERE2	847 611.03	363 112.82	395.78	AXE SUPPORT P.E.
REPERE3	847 759.32	363 343.28	387.83	AXE SUPPORT P.E.
REPERE4	847 844.93	363 362.45	378.43	AXE SUPPORT P.E.

Source : [ANBT]

I.4 Conclusion:

La conception des ouvrages nécessite la réalisation de plans topographiques précis, s'appuyant sur des levés de la zone d'implantation du barrage (au 1/500 ou plus détaillé).

Il est judicieux de profiter des levés topographiques, pour faire reporter sur le plan tous les points particuliers, dont il est nécessaire de connaître la position précise ; et par conséquent une étude topographique est fondamentale.

II.1 INTRODUCTION :

Le développement économique, dans les domaines de l'agriculture et l'hydraulique, amorcé par notre pays repose essentiellement sur la mobilisation des ressources en eau et leur utilisation rationnelle.

La conséquence est l'arrêt de l'exode rural, et la fixation des populations, par l'expansion des activités agro-pastorales.

II.2 Etude Géologie :

La région de Beni Hamidène où se situe le site de la retenue collinaire fait partie du Tell méridional constantinois, dans une zone dite : **dépression de Constantine**, entaillée dans des sédiments tendres du Néogène (alternance d'argiles plus ou moins schisteuses, de grès jaunâtres et de calcaires marneux gris ou jaunes, calcaires travertinaux blanchâtres, grès et poudingues).

II.2.1 Les formations géologiques :

Les formations géologiques, au niveau de la région, sont, de haut en bas de l'échelle stratigraphique, les suivantes :

a- Formations miocènes :

- **Travertins calcaires :** forment des affleurements discontinus au Nord de l'Oued Smendou
- **Grès et poudingues dites de Siliana**, de grande extension au Nord de la confluence d'Oued Smendou et Oued Rhumel et au Sud de la forêt des Mouia.
- **Argiles et grès dits de Smendou** : De grande extension de part et d'autre de l'Oued Smendou et Oued Rhumel . Ils consistent en en alternance d'argiles plus au moins schisteuses, de couleur noire, de grès fins jaunâtres et de calcaires marneux gris ou jaunes.
- **Grès et poudingues dits de l'Oued Mila**, de couleur rouge, présents au niveau de Djebel El Kheneg , entre Oued RhumeL et Oued Smendou.

b- Formations éocènes :

- **Grès de Numidie** : Formant le cœur d'un synclinal au niveau de la forêt des Mouia se prolongeant à l'Est en contact transgressait sur les marnes et calcaires sénoniens de Kef Sidi DRIS. IL s'agit de grès jaunâtres à grains fins, où l'on observe à différents niveaux de minces lits argilo-sableux.
- **Argile de Numidie,** affleurent sous les formations précédentes ; ce sont des argiles noires renfermant des minces lits de grès jaunes.
- **Grès quartziques :** existe toujours dans le synclinal de la forêt des Mouia. Il s'agit de grès rougeâtres composés de grains de quartz solidement agglomérés par des une pâte très homogène.

- **Calcaires à Numulites,** affleurent au Nord de Beni Hamidène, consistant en calcaires blanchâtres.
- **Calcaires à silex :** Calcaires blanchâtres avec nombreux rognons siliceux, en contact anormal avec les calcaires liasiques de Sidi Driss.

c- <u>Formations crétacées :</u>

- **Le Sénonien** consiste en marnes et calcaires : Marnes noires avec bancs de calcaire marneux de même couleur dans la chaîne numidique
- **Le Cénomanien :** Calcaire et marno-calcaire gris, en contact anormal avec les calcaires à silex de l'Eocène et les formations du Sénonien.

d- <u>Le Lias:</u> Il s'agit de calcaires massifs grisâtres; bleuâtres ou blanchâtres à nombreux rognons de silex formant la plupart des roches de la chaîne numidique.

Echelle : 1/50 000

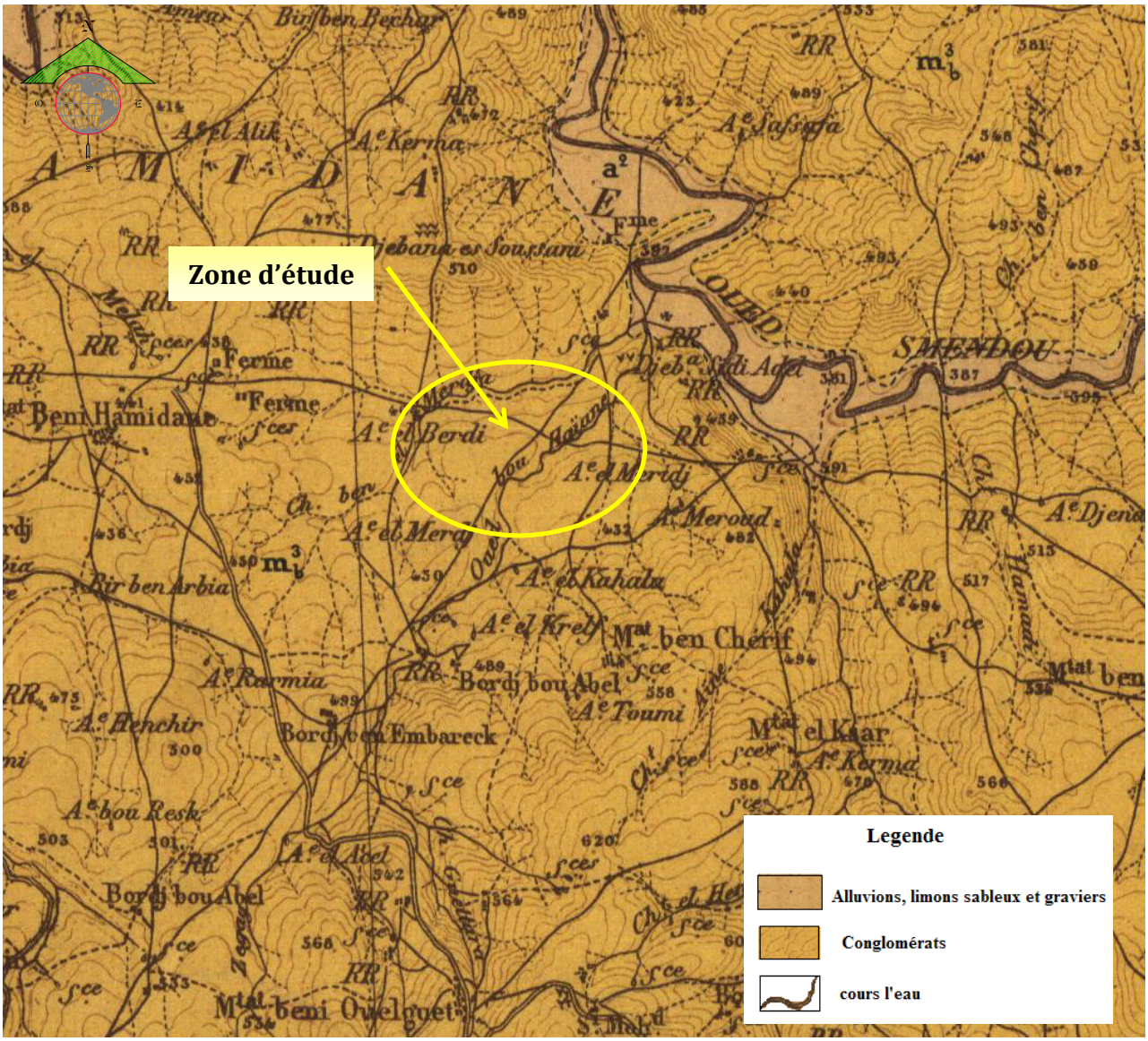


Figure II.1 : Carte géologique régionale

II.2.2 Glissement et sismicité de la région d'étude :

Le coefficient sismique, noté K, défini la fraction de l'accélération de la pesanteur utilisée dans le calcul de stabilité des digues de barrages ou retenues collinaires, il peut être déterminé en fonction de l'accélération maximale horizontale (A) dépendant de la zone sismique et du degré d'usage de la structure. Il est donné par **la formule empirique (K= 2/3×A)**, laquelle est basée sur les observations faites sur le comportement de nombreux digues de barrages en terre et en enrochement.

Donc, notre site de la retenue collinaire LEMRIDJ, situé dans la zone sismique II et appartient au groupe d'usage n°1B. Ces deux paramètres permettent de calculer le coefficient sismique **K=2/3×A**

- Zone II : A=0.2g

K=2/3×0.20 = 0.13

Echelle :1/10 000 000

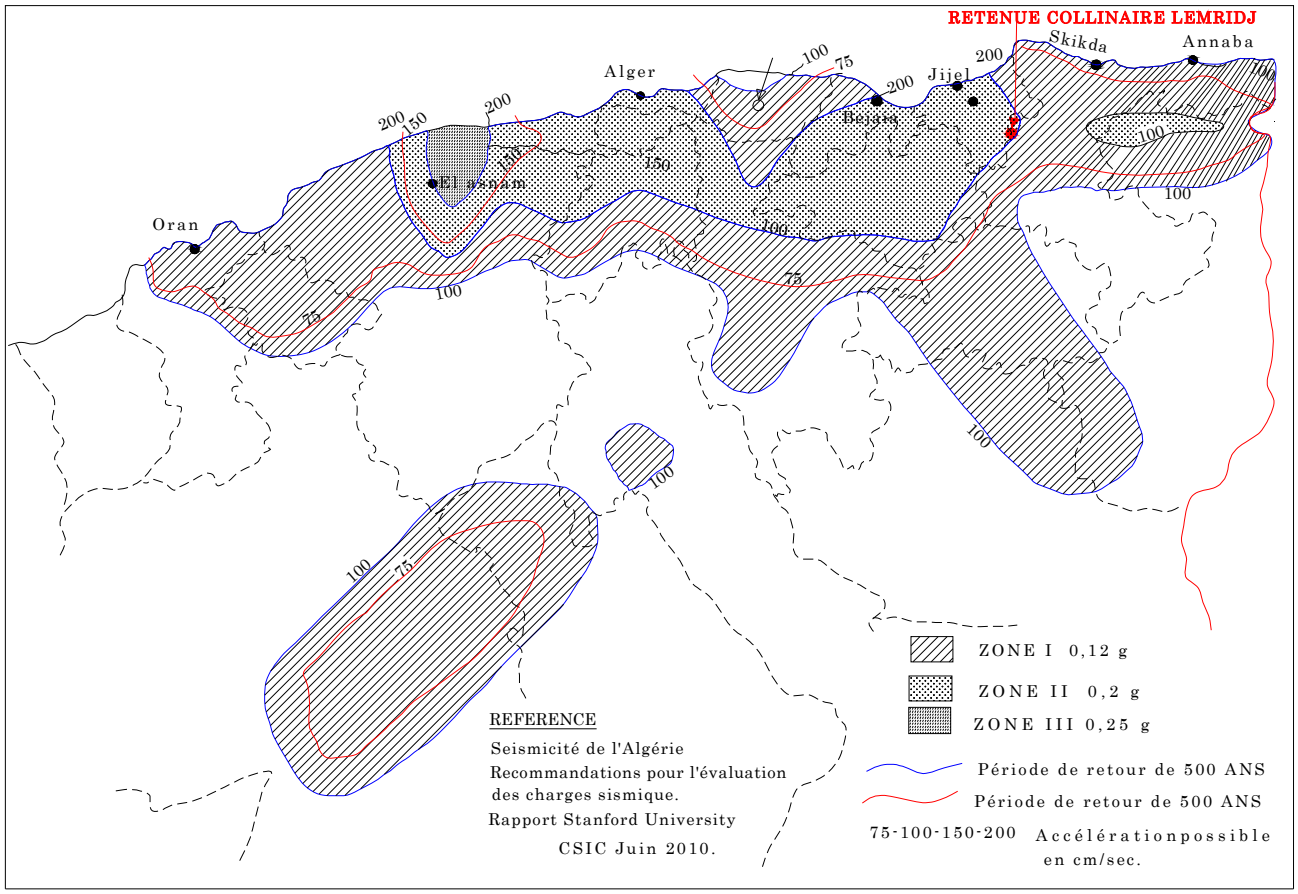


Figure II.2 : Carte de zonage sismique

II.2.3 Géologie et hydrogéologie du bassin versant :

a- Géomorphologie :

L'ensemble du bassin versant de la retenue collinaire LEMRIDJ est caractérisé en majeure partie par un relief accentué, en relation avec la dureté des terrains.

Le réseau hydrographique est peu dense. L'OUED BOUHAINE est le draineur principal du bassin versant qui prend naissance au Sud au niveau de DRAA BENI OUGLET, près de la route nationale n°27, reliant Constantine – El Milia.

b- Formations géologiques :

L'ensemble du bassin versant de la retenue collinaire est formé uniquement de dépôts miocènes, correspondant à des argiles et grès dits de Smendou présumés Miocène. Il s'agit d'une alternance d'argiles plus ou moins schisteuses, de couleur noire, de grès fins jaunâtres. Ces derniers (grès) passent près du site de la retenue collinaire à des conglomérats avec intercalations de gés.

c- Aperçu hydrogéologique :

Selon l'examen de la carte géologique de Sidi Dris à l'échelle 1/50.000 de nombreuses sources apparaissent au niveau du bassin, qui sont liées, en majeure partie, à la présence d'une nappe aquifère au niveau des formations gréseuses.

A quelques centaines de mètres en amont du site, se développe une nappe aquifère superficielle au niveau d'une dépression dite LEMRIDJ; dont l'aquifère est constitué de dépôts colluvionnaires (argiles et limons sableux) couvrant des argiles noires d'âge Miocène.

II.2.4 Géologie et Hydrogéologie de la cuvette :

La cuvette de la retenue présente sur ses deux versants, en majeure partie des conglomérats, bien apparents, en certains endroits, en bancs de 0.5 à 1.5m d'épaisseur ; dont les éléments constituants vont des graviers aux blocs de 10 à 15cm, noyés dans une matrice sableuse, notamment sur le versant droit de la cuvette avec des pendages en sens inverse de l'écoulement.

Les colluvions argilo sableuses couvrent les dépôts de conglomérats vers la fin de la cuvette.

Les alluvions, au niveau du lit d'oued, ne sont bien marqués qu'aux endroits où le lit d'oued présente une largeur suffisante, notamment au niveau de la zone de confluence des deux oueds, à 250m en amont de l'axe.

En résumé, la superposition des formations géologiques, de haut en bas, au niveau du site et de la cuvette se résument comme suit :

- Conglomérats
- Argiles sableuses ou sables argileux

Du point de vue perméabilité, les terrains couvrants la majeure partie de la cuvette (conglomérats) sont perméables. Les argiles et sables argileux constituent, dans leur ensemble, un terrain moyennement perméable Les alluvions sont perméables.

En conclusion, la cuvette de la retenue collinaire LEMRIDJ constitue des terrains en majeure partie, perméables ; nécessitant des travaux d'étanchéité considérables pour parer aux pertes d'eau par infiltrations.

II.2.5 GEOLOGIE DE LA ZONE D'EMPRISE DE LA DIGUE :

Le site de la retenue collinaire LEMRIDJ présente une rive droite de pente forte, une rive gauche de pente moyenne à sa base et forte à son sommet.

La lithologie des formations géologique au niveau du site étant détritique, Les travaux d'investigation (Sondages et fouilles) et observations sur le terrain font ressortir un dépôt de matériaux fins à la base (argiles sableuses jaunâtres sableuses et sables à forte proportion d'argiles) passant à des dépôts grossiers au sommet : Conglomérats, mal ou bien cimentés dont ses éléments vont des graviers à des blocs de nature gréseuse en majeure partie.

II.2.6 HYDROGEOLOGIE DE LA ZONE D'EMPRISE :

a. Perméabilité :

Le terrain de fond des deux rives (argiles sableuses et sables argileux) est moyennement perméable. Les conglomérats sont perméables

b. Etanchéité :

Les terrains de fondations constituent des terrains perméables dans leur ensemble nécessitant des travaux d'étanchéité considérables en profondeur afin de stopper les pertes d'eau par infiltration sous l'emprise de la digue.

II.2.7 FONDATION DE LA DIGUE ET SES OUVRAGES ANNEXES :

A. Corps de la digue :

Les assises de la fondation de la digue et ouvrages annexes (conglomérats, argiles sableuse et sables argileux) constituent des terrains de portance appréciable, néanmoins, les infiltrations d'eau au niveau de ces terrains causent la déstabilisation de la digue.

B. STABILITE DES VERSANTS DE LA CUVETTE :

Les versants de la cuvette constitués en majeure partie par des terrains durs (conglomérats) ne peuvent être instables lors de la mise à eau de la retenue.

C. Matériaux de construction de la retenue collinaire :

c.1. Matériaux du remblai de la digue :

Les matériaux du remblai de la digue (argiles sableuses) seront exploités à 600m, en amont de l'axe de la digue.

c.2. Matériaux Filtres, drains et transitons :

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

c.3. Matériaux pour Rip-Rap :

Les matériaux rocheux nécessaires à la protection du talus amont de la digue (enrochement) seront fournis à partir des calcaires éocènes situés à 3Km au Nord –Ouest au niveau de Mechta Takouk.

II.3 ETUDE GEOTECHNIQUE :

II.3.1 Prospection géotechnique du site :

Des fouilles et sondages carottés ont été réalisés dans différentes zones de la retenue collinaire (zone d'emprise de la digue et zones d'emprunt pour les matériaux de construction); suivi de prélèvements d'échantillons de sol pour pouvoir connaître et déterminer respectivement la structure géo-mécanique des terrains d'assise et de fondation de la digue ; ainsi que l'évaluation quantitative et qualitative des matériaux d'emprunt nécessaires à la construction de ce barrage collinaire :

- 05fouilles au niveau de l'emprise de la digue (FALM1 à FALM5)
- 02 sondages carottés : S1 et S2 de 15m de profondeur chacun.
- 05 fouilles au niveau de la zone d'emprunt (FELM1 à FELM5)

II.3.2 PROSPECTION GEOTECHNIQUE DE LABORATOIRE :

Nombre des essais :

- **Essais physiques d'identification et de classification :**
  - Teneur en eau naturelle (**Wn**)..... 11 essais
  - Densité apparente (**ϒd**)..... 11 essais
  - Degré de saturation (**Sr**)..... 11 essais
  - Limite de liquidité (**Wl**).....09 essais
  - Indice de plasticité (**Ip**)..... 09 essais
- **Essais mécaniques :**
  - Compression de l'odomètre..... 05 essais
  - Cisaillement rectiligne à la boite type U.U : ..... 05 essais
  - Compactage selon Proctor normal : ..... 03 essais
- **Analyse chimique de sol :**
  - Teneur en carbonates..... 10 essais
  - Teneur en chlorures..... 10 essais
  - Teneur en matière organique..... 10essais

II.3.3 Résultats Géotechniques :

Dans ce résumé nous présenterons seulement les résultats géotechniques nécessaires pour le calcul de stabilité:

Tableau II.1 : caractéristiques géotechniques

Caractéristique géotechnique	Exprimée	Valeur
Densité sèche optimale (γ_{opt})	T /m^3	1.57
Densité de construction (γ_{const})	T /m^3	1.78
Densité de saturation (γ_{sat})	T /m^3	1.98
Angle de frottement total (φ_u)	(°)	20
Cohésion totale (Cu)	KN/m^2	70
Angle de frottement effectif (φef)	(°)	25
Cohésion totale (Cef)	KN/m^2	40
Coefficient de perméabilité (K)	m/s	10^{-9}

Source : ANBT

Selon les résultats de laboratoire, ces sols appartiennent, selon la classification U.S.C.S « **U**nified **S**oil **C**lassification **S**ystem », au groupe MH (limons très plastiques) et CH (argiles très plastiques), ils présentent une résistance au cisaillement importante. Compactées, ces argiles auront une perméabilité très faible. Le taux de compactage par rapport à celui de Proctor normal est dans la plage de 95 à 100%.

L'analyse chimique indique un sol non agressif.

En conclusion : Au vu de la disponibilité des matériaux argileux, très proches du site, nous optons pour le type d'une digue en terre homogène.

II.4 CONCLUSIONS :

L'étude géologique de la retenue collinaire LEMRIDJ permet de conclure :

A l'échelle du bassin versant :

- La nudité des reliefs du bassin versant favorisent l'apport solide par les eaux pluviales, apport constitué par des matériaux fins empruntés des colluvions argilo-sableuses
- L'existence des terrains perméables favorisent les pertes d'eau par infiltration au niveau du bassin versant.

Au niveau du site et de la cuvette, on note :

- La présence des terrains perméables au niveau la cuvette (conglomérats) de puissance importante, nécessitant des travaux d'étanchéité considérables pour parer aux pertes d'eau par infiltration latérales et à travers la fondation de la digue sur la rive gauche.
- Au point de vue stabilité des terrains, les versants de la cuvette constitués de terrains durs ne peuvent, en aucun cas être soumis à des mouvements de terrains lors de la mise en eau de la retenue.

III.1 INTRODUCTION :

L'objet de la présente étude de la retenue collinaire LEMRIDJ, est la mobilisation des ressources superficielles de l'oued **BOUHAIANE ;** en vue de l'irrigation des terres agricoles limitrophes.

L'étude hydrologique du projet de la retenue collinaire sur **L'OUED BOUHAIANE** situé à quelques kilomètres de l'agglomération de **BÉNI HAMIDÈNE** dans la Wilaya de Constantine, dont l'objet est la détermination des conditions actuelles qui caractérisent la zone de l'aménagement , à savoir calculer les caractéristiques morphologiques , les données climatologiques et pluviométriques , de déterminer l'apport liquide moyen annuel ainsi que les apports de différentes fréquences. Egalement seront déterminés les débits maximums et les apports solides. Cela constituera le premier volet de ce document.

Le deuxième volet concernera l'étude de la régularisation avec les taux de garanti et enfin l'étude du laminage de crues.

Toutes ces caractéristiques sont nécessaires au dimensionnement de la retenue et de ses ouvrages annexes ; tel le déversoir et la vidange de fond.

III.2 Le bassin versant :

III.2.1 Localisation de la zone :

La zone d'étude se situe principalement dans les hautes de la wilaya de Constantine, au Nord de l'Algérie, à environ 30°15' de latitude nord et 5°07' de longitude Est. Le site de la retenue projetée sur **L'OUED BOUHAIANE** se trouve à environ 2 km à l'Est de la localité BENI HAMIDÈNE, et au Nord du chef lieu de Constantine.
Le site est montré sur le plan de situation. **FIG.I.1 (page 2)**
Les coordonnées de ce site sont les suivantes :

- ✓ **Cartes d'Etat** : EL HARROUCH – NJ-32-I –4 OUEST

  CONSTANTINE – NJ-32-I---6 OUEST

- ✓ **Echelle** : 1/50 000

- ✓ **Coordonnées du site** :

  - **(X_1 = 847,7 km ; Y_1 = 363,2 km)**
  - **(X_2 = 855 km ; Y_2 = 372 km)**
  - **Zmin = 385 m NGA ; Zmax = 685 m NGA**

III.2.2 Caractéristiques physiques du bassin versant :

A. Les caractéristiques géométriques :

- **La surface du bassin versant :**

Par planimétrie sur la carte d'état major de CONSTANTINE – NJ-32-I---6 OUEST à l'échelle 1/50 000 la surface est de: **S = 7.72km²**

- **Le périmètre :** **P = 12.82 km**
- **Longueur du thalweg principal** est : **L = 5.38 km**

B. Les caractéristiques hydro morphologiques :

- **Indice de compacité de GRAVELIUS Kc :** on le détermine par la formule :

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

Avec : P : périmètre du bassin versant (Km)

S : surface du bassin versant (Km^2)

On trouve : **Kc = 1.29**

Si $K_C = 1$ => bassin ramassé

Si $K_C > 1$ => bassin allongé

Selon la valeur de K_C on pourra dire que notre bassin est de forme allongé.

- **Coefficient d'allongement :** $K_P = \frac{P^2}{S}$ *AN:* ***K_p =21.29***

Avec : P : la longueur du talweg principal (Km).

S : la superficie du bassin versant (Km2).

- **Rectangle équivalent :** par les formules suivantes :

$$L = \frac{K_C\sqrt{S}}{1{,}12}\left(1+\sqrt{1-\left(\frac{1{,}12}{K_C}\right)^2}\right) \qquad l = \frac{K_C\sqrt{S}}{1{,}12}\left(1-\sqrt{1-\left(\frac{1{,}12}{K_C}\right)^2}\right)$$

Avec L : longueur du rectangle équivalent en (Km)

l : largeur du rectangle équivalent en (Km)

AN : **L =4.80** Km et **l =1.6** Km

III.2.3 TOPOGRAPHIE ET HYDROGRAPHIE :

La figure III.1 donne une représentation de la topographie du bassin versant de la zone de projet.

Echelle: 1/50 000

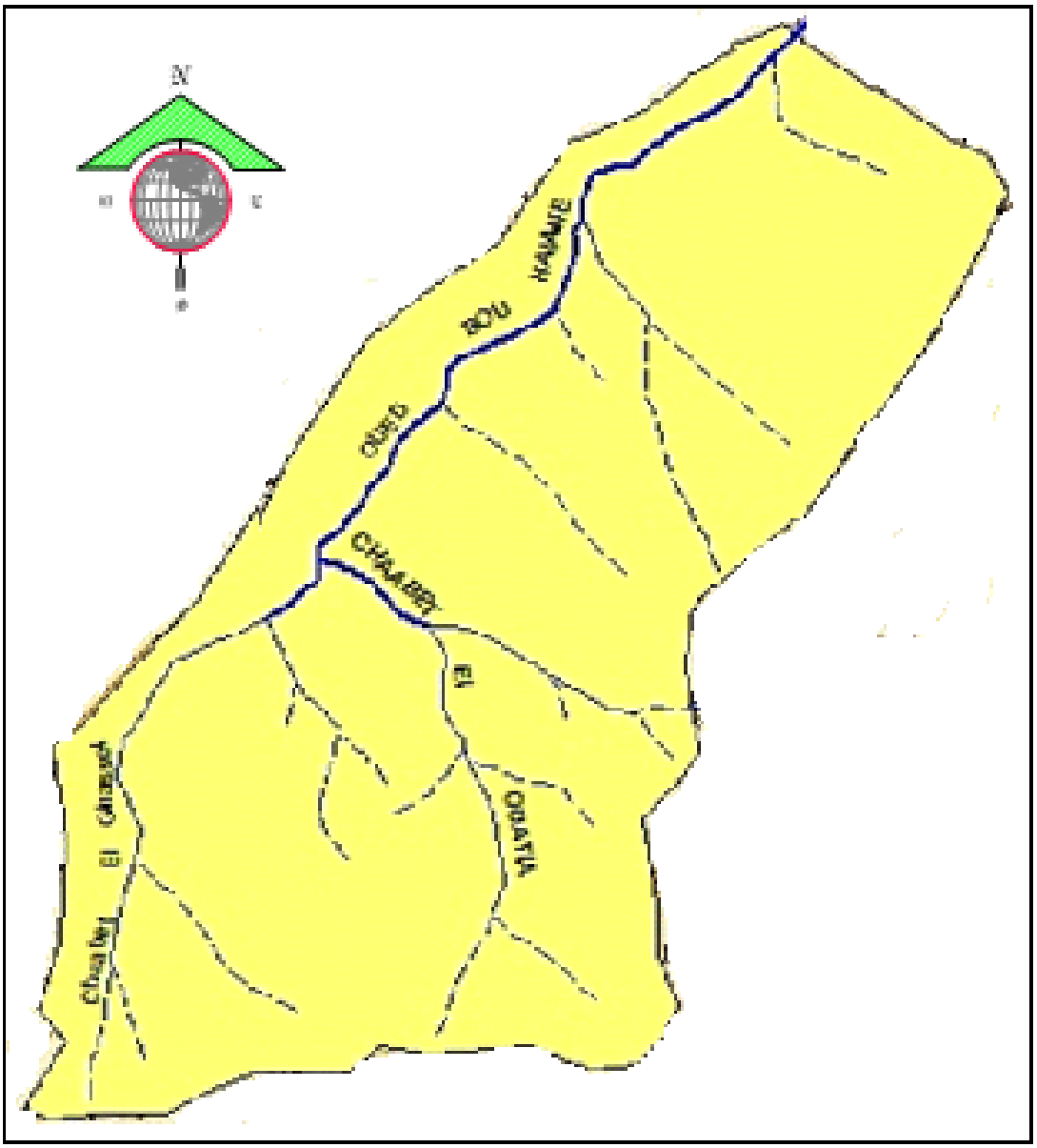


Figure III.1 : Bassin versant de la Retenue Collinaire LEMRIDJ

Les figures III.1 et III.2 donnent l'hypsométrie et la courbe hypsométrique du bassin versant qui sont le véritable portrait du relief du bassin.

Echelle: 1/50 000

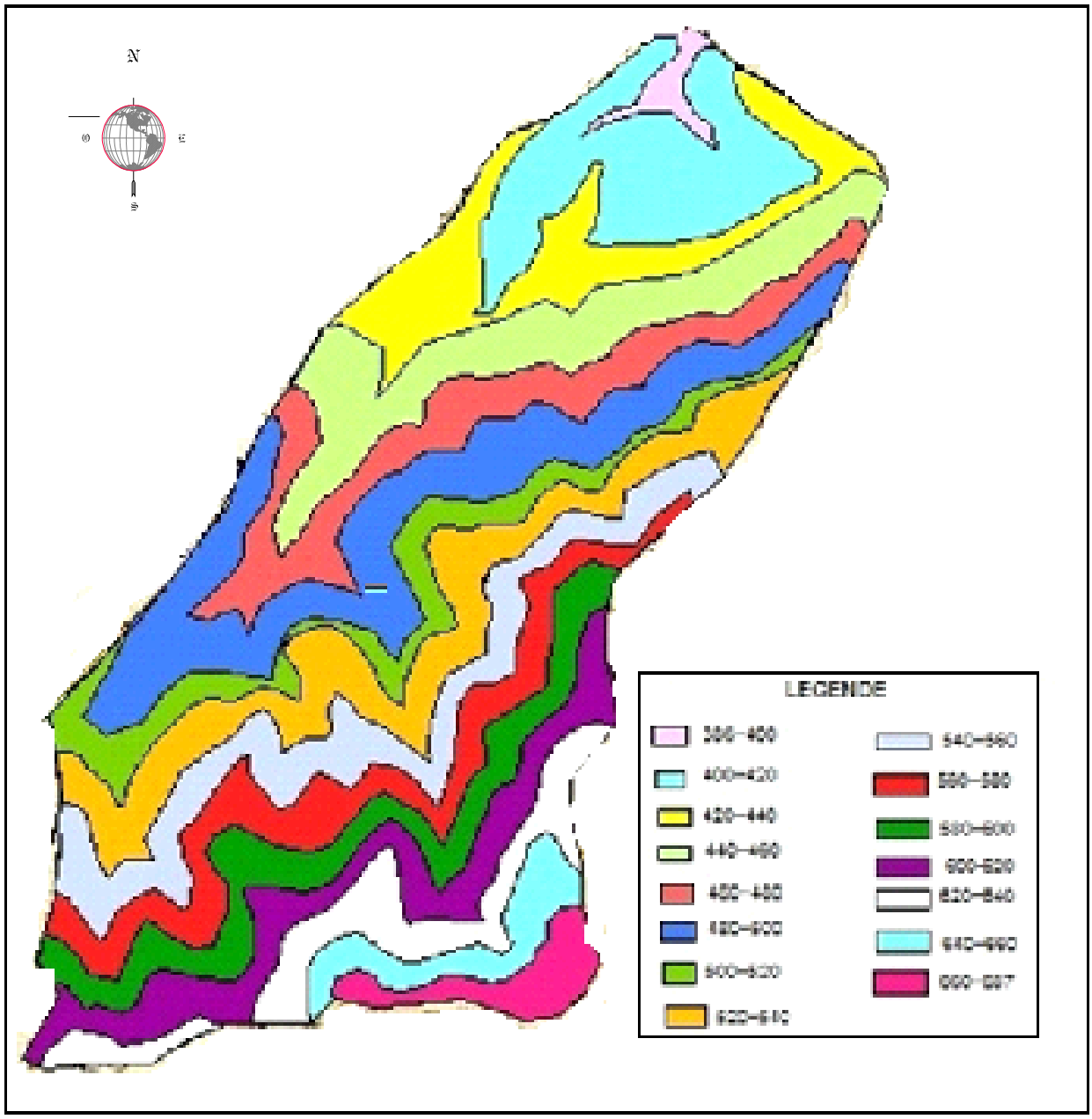


Figure III.2 : Hypsométrie du BV de la Retenue Collinaire LEMRIDJ

III.2.4 Paramètres du relief :

A. Courbe hypsométrique

Tableau III.1 : Hypsométrie du BV (bassin versant)

Cote m	$S_{i;max}$ Km²	$S_{i;max}$ %	$S_{i;max}$ (cum) %
685-660	0,178	0,31	2,31
660-640	0,404	0,70	5,23
640-620	0,818	1,42	10,60
620-600	1,327	2,31	17,19
600-580	1,839	3,20	23,82
580-560	2,381	4,15	30,85
560-540	3,015	5,25	39,07
540-520	3,744	6,52	48,52
520-500	4,177	7,28	54,12
500-480	5,119	8,92	66,33
480-460	5,696	9,92	73,80
460-440	6,376	11,11	82,61
440-420	6,972	12,14	90,34
420-400	7,651	13,33	99,13
400-386	7,718	13,44	100,00

Avec :

- $S_{i;max}$ **:** la surface partielle (Km²)
- $S_{i;max}$**(cum) :** surface cumulées (%)

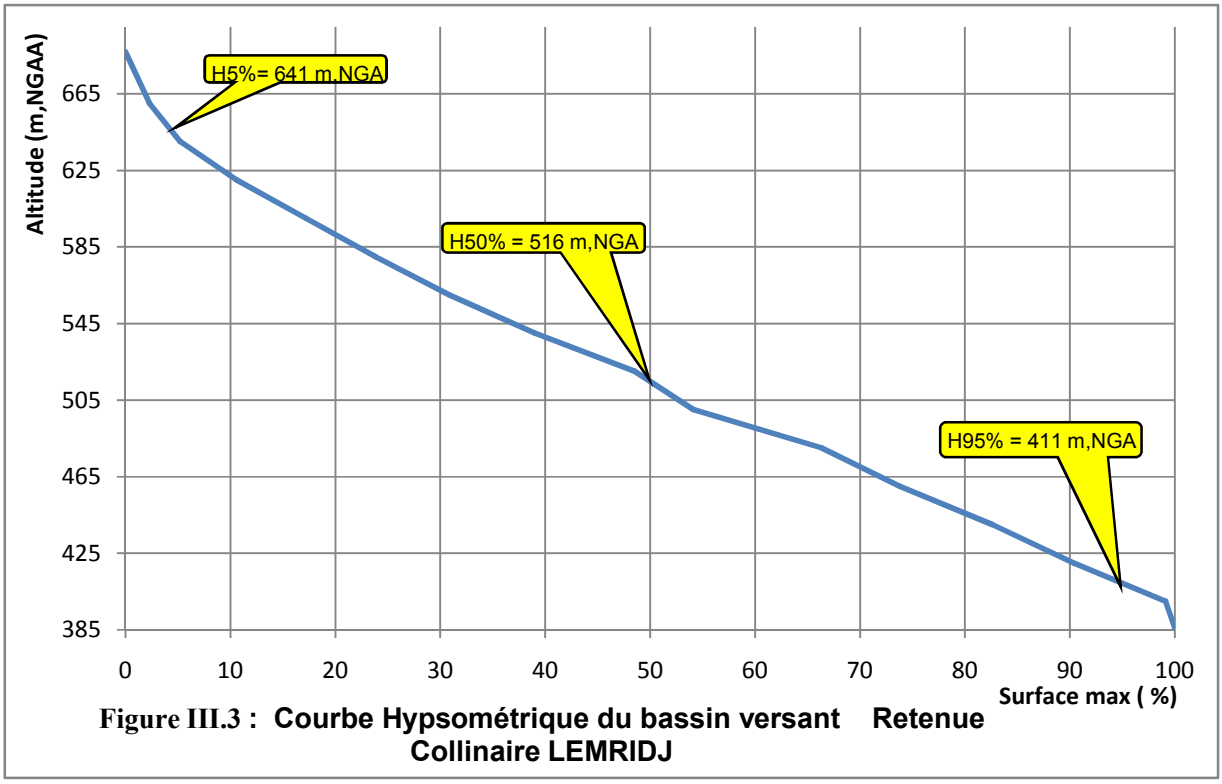


Figure III.3 : Courbe Hypsométrique du bassin versant Retenue Collinaire LEMRIDJ

B. <u>Les altitudes caractéristiques</u> :

- **<u>L'altitude maximale et minimale</u>** : an a : H_{max} = 687 m NGA

  H_{min} = 386 m NGA

$H_{5\%}$ et $H_{95\%}$ sont tirées de la courbe hypsométrique : $H_{5\%}$ = 641 m NGA $H_{95\%}$ = 411m NGA

- **<u>L'altitude moyenne du bassin versant</u> :** Celle-ci est donnée par deux procédés :

  a. <u>Altitude médiane</u> : C'est l'ordonnée de la courbe hypsométrique correspondante à la surface 50%.C'est l'altitude médiane. **$H_{50\%}$ = 516 m** NGA

  b. <u>Altitude moyenne</u> : L'altitude moyenne se déduit directement de la courbe hypsométrique ou de la lecture d'une carte topographique.

  On peut la définir comme suit : $$H_{moy} = \sum \frac{S_i \cdot H_i}{S}$$

Avec : H_{moy} : altitude moyenne du bassin [m] ;
S_i : aire comprise entre deux courbes de niveau [km2] ;
H_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveau [m] ;
S : superficie totale du bassin versant [km2].

Tableau III.2 : Répartition des surfaces en fonction des cotes

Cote (m)	**Simax(cum) Km²**	**Simax (%)**	**Simax(cum) %**	Hi (m)	Si (km²)	**Hi × Si**
685	0	0,00	0	0	0,000	0,000
660	0,178	0,31	2,31	674	0,178	119,705
640	0,404	0,70	5,23	650	0,226	146,9
620	0,818	1,42	10,6	630	0,414	260,82
600	1,327	2,31	17,19	610	0,509	310,49
580	1,839	3,20	23,82	590	0,512	302,08
560	2,381	4,15	30,85	570	0,542	308,94
540	3,015	5,25	39,07	550	0,634	348,7
520	3,744	6,52	48,52	530	0,729	386,37
500	4,177	7,28	54,12	510	0,433	220,83
480	5,119	8,92	66,33	490	0,942	461,58
460	5,696	9,92	73,8	470	0,577	271,19
440	6,376	11,11	82,61	450	0,680	306
420	6,972	12,14	90,34	430	0,596	256,28
400	7,651	13,33	99,13	410	0,679	278,39
386	7,718	13,44	100	393	0,067	26,331
					ΣDhi × Si	4 004,606
					H_{moy} (m)	518,86

C. Indices de pente :

- **Indice de pente de Roche (I_P) :** Il est donné par la formule suivante :

$$Ip = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_{i}^{n} \sqrt{S_i (H_i - H_{i-1})}$$

Avec : **L** : Longueur de rectangle équivalent (m)

S_i : Surface partielle correspondante (%).

Tableau III.03: récapitulatif des calcules

Cote (m)	$Di=H_i-H_{i-1}$ (m)	S_i (%)	$S_i \times (H_i-H_{i-1})$	$\sqrt{D_i . A_i}$
685	25	0,31	7,75	2,784
660	20	0,70	14,07	3,751
640	20	1,42	28,49	5,338
620	20	2,31	46,22	6,799
600	20	3,20	64,06	8,004
580	20	4,15	82,94	9,107
560	20	5,25	105,02	10,248
540	20	6,52	130,42	11,420
520	20	7,28	145,50	12,062
500	20	8,92	178,32	13,353
480	20	9,92	198,41	14,086
460	20	11,11	222,10	14,903
440	20	12,14	242,86	15,584
420	20	13,33	266,51	16,325
400	14	13,44	188,19	13,718
386				$\Sigma \sqrt{D_i . A_i}$ = 157,484

Donc : **I_p=2.27%**

- **Indice de pente globale :** Il est calculé par la relation suivante :

$$\mathbf{i_g = \frac{D}{L} = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L}}$$

D =641– 411 = 230 m

L=4.80 km

Donc : I_g = 47.92 m/km

Avec : D : Dénivelée entre $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$

L : la longueur du rectangle équivalent (km)

Tableau III.4: Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)

Relief		I_g
1	Très faible	$I_g<0.002$
2	Faible	$0.002<I_g<0.005$
3	Assez faible	$0.005<I_g<0.01$
4	Modéré	$0.01<I_g<_{0.02}$
5	Assez modéré	$_{0.02}<I_g<0.05$
6	Fort	$0.05<I_g<0.1$
7	Très fort	$0.05<I_g$

Donc le relief est **Assez modéré**

- **Pente moyenne du bassin versant :** $I_m = \frac{\Delta H.(0,5l_1 + l_2 + l_3 + ...+ 0,5l_n)}{S}$

Avec : ΔH : Dénivelée (m).

l_i : Longueur de la courbe de niveau d'ordre 1,2,3….n (m).

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

AN : **Im=133 m/km**

III.2.5 Caractéristiques physiographiques :

A. Densité de drainage : $D_d = \frac{\sum_{i=1}^{n} Li}{S}$

Avec : $\sum_{i=1}^{n} Li$: La longueur totale de tous les cours d'eau égale à 17,756 Km.

S : Superficie du bassin versant en (Km^2).

AN : **Dd = 2.30 km/km²**

B. Densité du thalweg élémentaire: $F_1 = \frac{N_1}{S}$

Avec : N_1 : Nombre de thalwegs d'ordre 1, N_1= 18

S : Superficie du bassin versant.

AN : **F_1 = 2.33 thalweg/km²**

C. <u>Coefficient de torrentialité :</u> $C_t = D_d.F_1$

AN: **$C_t = 5.36\ Km^{-3}$**

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

D. <u>Temps de concentration</u> : Le temps de concentration d'un bassin versant représente le temps que mettrait une particule d'eau provenant de la partie la plus éloignée du bassin pour parvenir à l'exutoire.

Le temps de concentration peut être calculé par plusieurs relations on utilise la formule suivante :

Formule de GIANDOTTI : $$T_C = \frac{4*\sqrt{S}+1.5*L}{0.8*\sqrt{(H_{moy}-H_{min})}}$$

Avec : T_C : Temps de concentration (heures) ;
S : superficie du bassin versant (km^2) ;
L : Longueur du thalweg principal (km) ; L = 5.38 km
H_{moy} : Altitude moyenne du bassin versant (m)
H_{min} : Altitude minimale du bassin versant (m)

D'où : **$T_C = 2.08$ heures**

E. <u>Vitesse de ruissellement</u>: Cette vitesse est déterminée par la formule suivante : $V_r = L/T_c$

Avec : L : Longueur du thalweg principal (Km)
T_c : Temps de concentration (h)

AN : **$V_r = 2.586$ Km/h**

Les principales caractéristiques morphologiques du bassin versant sont répertoriées dans le tableau suivant :

Tableau III.5 : Caractéristiques morphologiques du bassin versant

Désignation		Symbole	Unités	Valeur
Superficie		S	km^2	7.72
Périmètre		P	km	12.82
Longueur du thalweg principal		L	km	5.38
Indice de compacité		K_C	/	1.29
Coefficient d'allongement		K_P	/	21.29
Rectangle équivalent	longueur	L_r	km	4.80
	largeur	l_r	Km	1.60
Altitudes caractéristiques	maximale	H_{max}	m. NGA	687
	moyenne	H_{moy}	m. NGA	519
	médiane	H_{med}	m. NGA	516
	minimale	H_{min}	m. NGA	386
Indice de pente de Roche		I_P	%	2.27
Indice de pente globale		I_g	m/Km	47.92
Indice de pente moyenne		I_m	m/Km	133
Densité de drainage		D_d	Km/Km^2	2.30
Coefficient de torrentialité		C_t	Km^{-3}	5.36
Temps de concentration		T_c	h	2.08
Vitesse de ruissellement		V_r	Km/h	2.586

III.2.6 Caractéristiques climatiques du bassin versant :

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

Compte tenu du manque de stations climatologiques dans la zone du projet, on utilise les données de la station Ain El Bey de Constantine qui se trouve au Sud de la zone d'étude.

Tableau III.6 : la station Ain El Bey de Constantine

Nom de la station	Latitude	Longitude	Altitude	Période
Ain El Bey	36.28 N	06.62 E	694 m	1981- 2005

Source :[ANRH- CONSTANTINE]

B. Données climatologiques de projet :

- **Température de l'air :**

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

Dans le Tableau III.7 sont portées les températures moyennes annuelles de la station d'Ain El Bey Constantine pour une période de 15 années.

Tableau III.7 : Températures moyennes à Constantine

Mois	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	Moy
T°C	21,15	16,77	11,15	7,79	6,547	7,657	9,89	12,25	16,96	22,11	25,22	25,42	15,24

Source :[ANRH- CONSTANTINE]

La répartition mensuelle de la température est représentée dans la **Figure III.4**

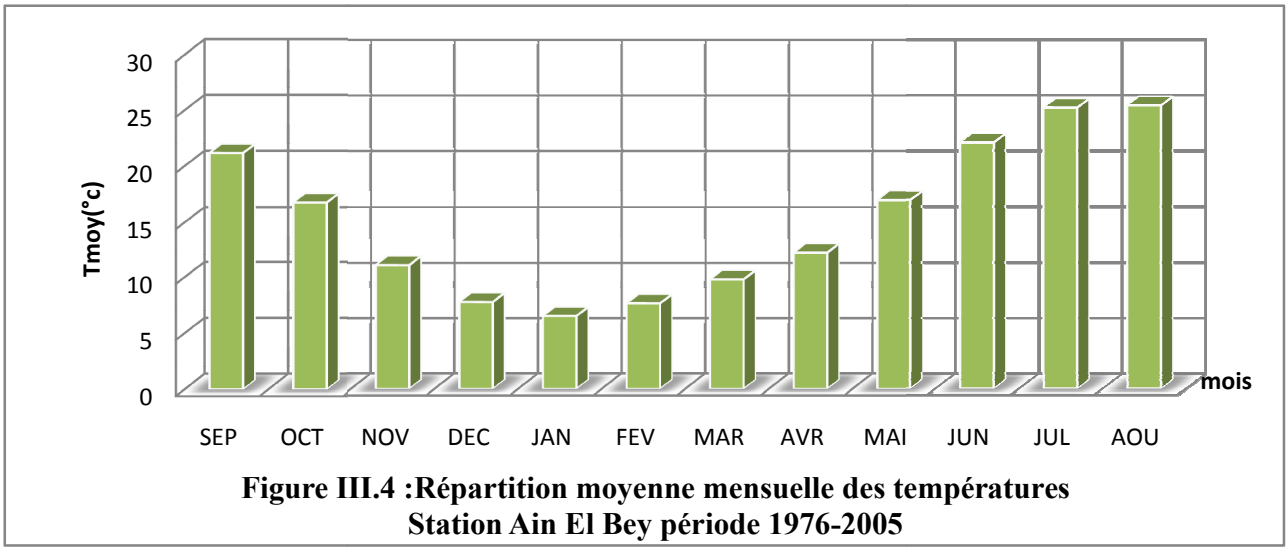


Figure III.4 :Répartition moyenne mensuelle des températures
Station Ain El Bey période 1976-2005

- **Humidité de l'air :**

Dans le Tableau III.8 sont mentionnées les valeurs des humidités mensuelles moyenne, minimale et maximale, pour la station Constantine.

Tableau III.8: Humidité moyenne mensuelle à Constantine

Mois	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	Moy
Moyenne %	77,4	75	73,6	71,8	67,2	58,8	47,4	51,2	63,6	70,1	72,9	77,5	**67 %**

Source :[ANRH- CONSTANTINE]

L'humidité moyenne inter annuelle à Ain El Bey est de **67%**

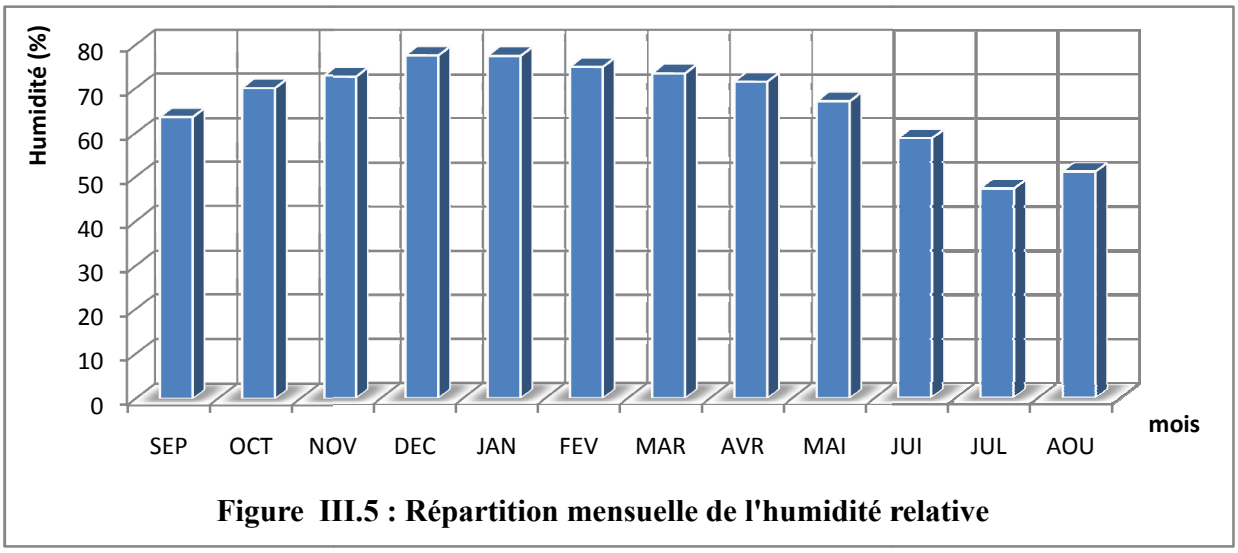


Figure III.5 : Répartition mensuelle de l'humidité relative

- **Vitesse du vent :**

Les valeurs de la vitesse du vent enregistrées au niveau de la station **D'AIN EL BEY** période 2000/2011 sont présentées dans le Tableau III.9

Tableau III.9: Vent moyen en (m/s) - Période 2000/2011

Mois	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	V_{moy}
V (m/s)	2.7	2.9	2.7	2.6	2.2	2.3	2.3	2.2	2	2.2	2.4	1.8	**2.36**

Source :[ANRH- CONSTANTINE]

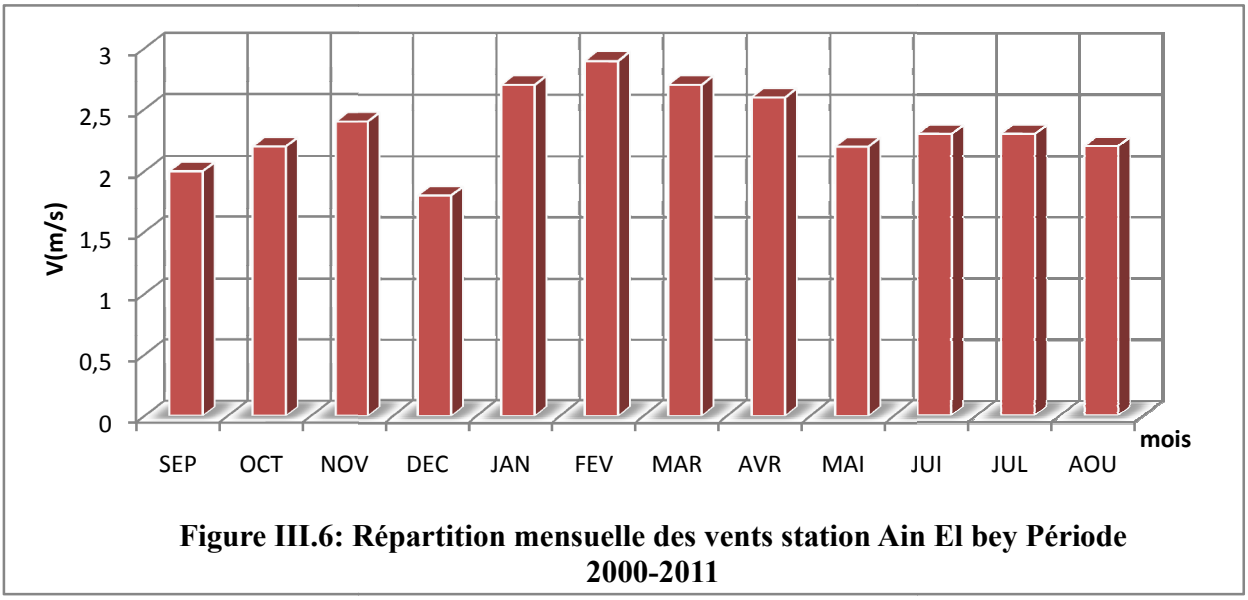


Figure III.6: Répartition mensuelle des vents station Ain El bey Période 2000-2011

III.2.7 Pluviométrie :

L'étude pluviométrique sera effectuée à partir des données de précipitations mensuelles et journalières enregistrées au niveau de la station la plus proche de la zone d'étude d'aménagement, on utilisera principalement les données pluviométriques de HAMMA BOUZIANE.

- La station de HAMMA BOUZIANE (code 10-06-03) située à l'Est de Constantine et au Sud de la zone d'étude

Tableau III.10: Station pluviométrique utilisée dans l'étude :

Poste	Code	Altitude(m)	Période d'observation
HAMMA BOUZIANE	10-06-20	300	1978-2009

Source :[ANRH- CONSTANTINE]

Le **Tableau III.11** reproduit les valeurs des pluies moyennes mensuelles, ainsi que leur répartition dans l'année :

Tableau III.11: Répartition mensuelles de la pluie annuelle - Station de HAMMA BOUZIANE

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fev
$P_{mensuelles}$ (mm)	24,987	42,939	53,370	54,583	64,772	63,317
Moyenne (%)	4,77	8,19	10,19	10,42	12,36	12,08

Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Annuel
113,048	34,933	28,141	21,106	13,343	9,461	**524**
21,57	6,67	5,37	4,03	2,55	1,81	100

La répartition mensuelle de la précipitation est présentée dans la Figure 7

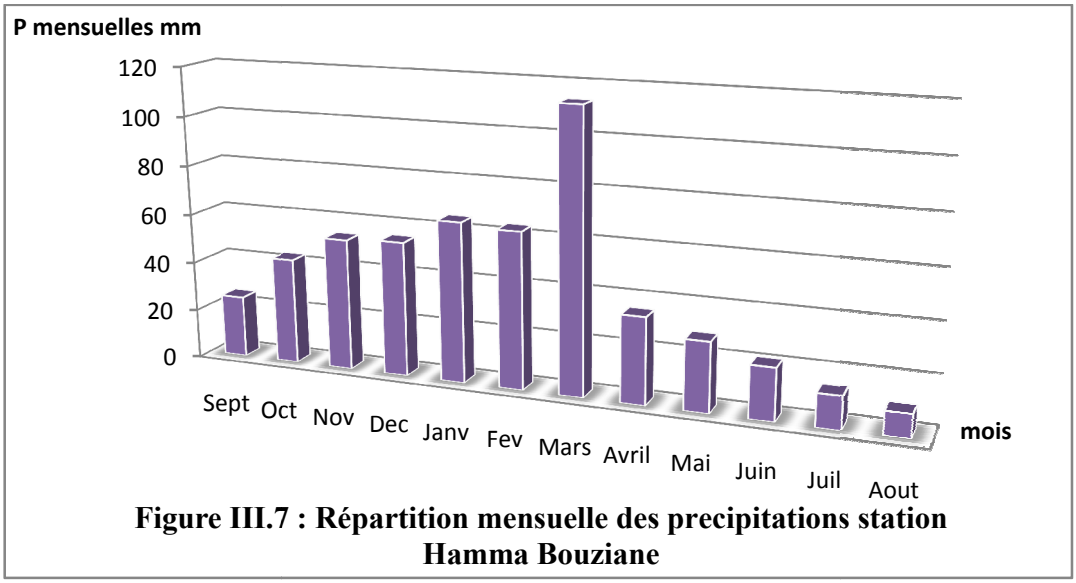


Figure III.7 : Répartition mensuelle des precipitations station Hamma Bouziane

III.2.8 ETUDE DES PLUIES JOURNALIERES MAXIMALES ANNUELLES :

Les pluies journalières maximales ont un rôle important dans la formation des crues ainsi que dans l'érosion des sols.

Les précipitations maximales journalières **:**

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières par une loi théorique afin de déterminer une intensité de pluie pour une certaine période de retour.

Pour notre étude on passe par les étapes suivantes :

- Classer la série des précipitations par ordre croissant ;
- Calcul de la fréquence expérimentale ;
- Calcul des caractéristiques empiriques de la série de donnée ;
- Ajuster graphiquement la loi choisie ;
- Calculer le quantile et son intervalle de confiance.

Les caractéristiques de la série sont représentées dans le tableau III.12

Tableau III.12 : Caractéristiques de la série avec N=40 ans

caractéristiques	Formules	valeurs
La somme des $P_{max\ ;j}$ en (mm)	$\sum_{i=1}^{N=40} Xi$	1776.2 mm
la moyenne des $P_{max\ ;j}$ en (mm)	$\overline{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=40} Xi}{n}$	44.41 mm
L'écart type « σ_x » Pour n > 30ans	$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{40} (Xi - \overline{X})^2}{40}}$	14.30 mm
Coefficient de variation « Cv » :	$C_V = \frac{\sigma}{\overline{X}}$	0.32
L'exposant climatique :	b=0.40 [donné par l'ARNH]	

A. Choix de la loi d'ajustement :

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. Toute fois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée.

Les lois d'ajustement choisies sont :

- ✓ la loi de GUMBEL
- ✓ la loi de GALTON (log-normal).

B. Ajustement des pluies maximales journalières à la loi de GUMBEL :

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

- **Résultats de l'ajustement GUMBEL (Méthode des moments) :**

Nombre d'observations: 40 ans

Paramètres u = 37.949413

Alpha= 11.158026

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

T = 1/(1-q)

Tableau III.13: **Résultats d'ajustement à la loi de GUMBEL :**

T (période de retour) (ans)	q (fréquence)	XT	Ecart-type (mm)	Intervalle de confiance (95%)
10000	0.9999	141	17.3	107-175
2000	0.9995	123	14.4	94.6-151
1000	0.9990	115	13.1	89.4-141
200	0.9950	97.0	10.1	77.2-117
100	0.9900	89.3	8.88	71.9-107
50	0.9800	81.5	7.62	66.5-96.4
20	0.9500	71.1	5.97	59.4-82.8
10	0.9000	63.1	4.72	53.8-72.3
5	0.8000	54.7	3.50	47.8-61.5
3	0.6667	48.0	2.64	42.8-53.2
2	0.5000	42.0	2.08	38.0-46.1

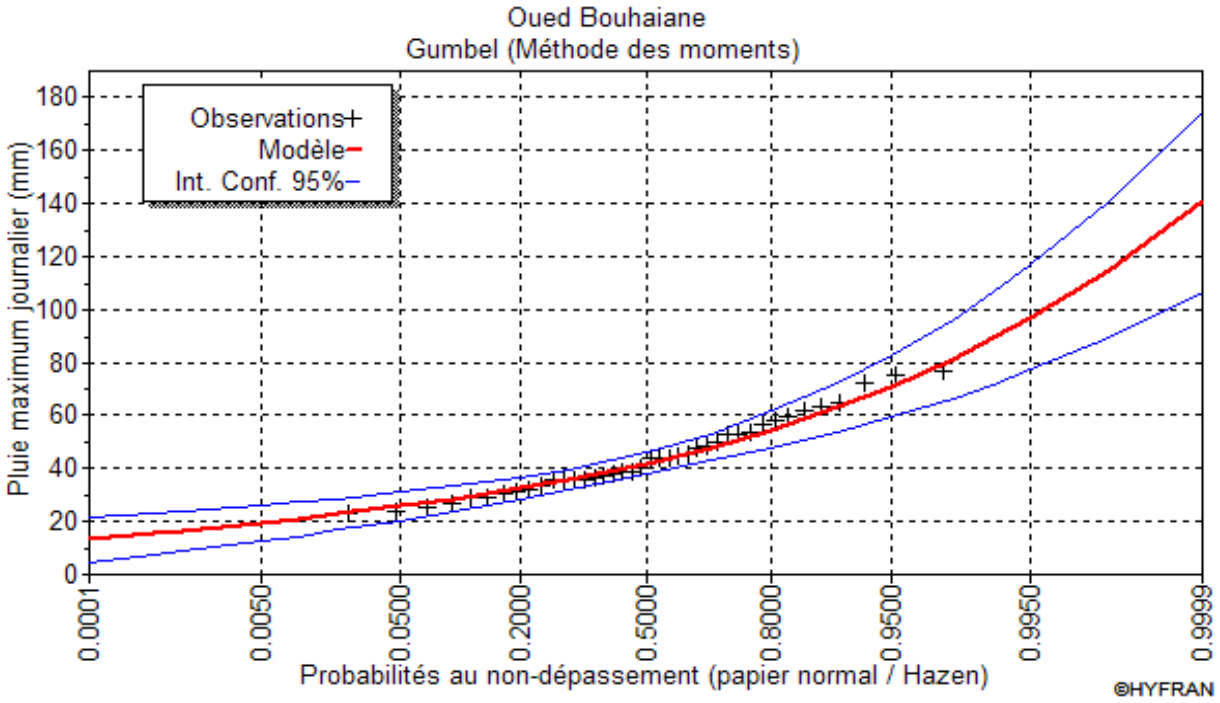


Figure III.8 :L'ajustement à la loi de GUEMBEL

C. Ajustement des pluies maximales journalières à la loi de GALTON (log-normal):

- **Résultats de l'ajustement : Log-normal** (Maximum de vraisemblance)
  Nombre d'observations: 40 ans

  Paramètres mu = 3.743230
  Sigma = 0.319981

  Quantiles q = F(X) (probabilité au non-dépassement)
  T = 1/(1-q)

Tableau III.14: Résultats d'ajustement à la loi LOG Normal

T (période de retour) (ans)	q (fréquence)	XT	Ecart-type (mm)	Intervalle de confiance (95%)
10000.0	0.9999	139	20.0	99.7-178
2000.0	0.9995	121	15.7	90.3-152
1000.0	0.9990	114	14.0	86.2-141
200.0	0.9950	96.3	10.2	76.3-116
100.0	0.9900	88.9	8.74	71.8-106
50.0	0.9800	81.5	7.33	67.1-95.9
20.0	0.9500	71.5	5.59	60.5-82.5
10.0	0.9000	63.6	4.37	55.1-72.2
5.0	0.8000	55.3	3.27	48.9- 61.7
3.0	0.6667	48.5	2.57	43.4-53.5
2.0	0.5000	42.2	2.14	38.0-46.4

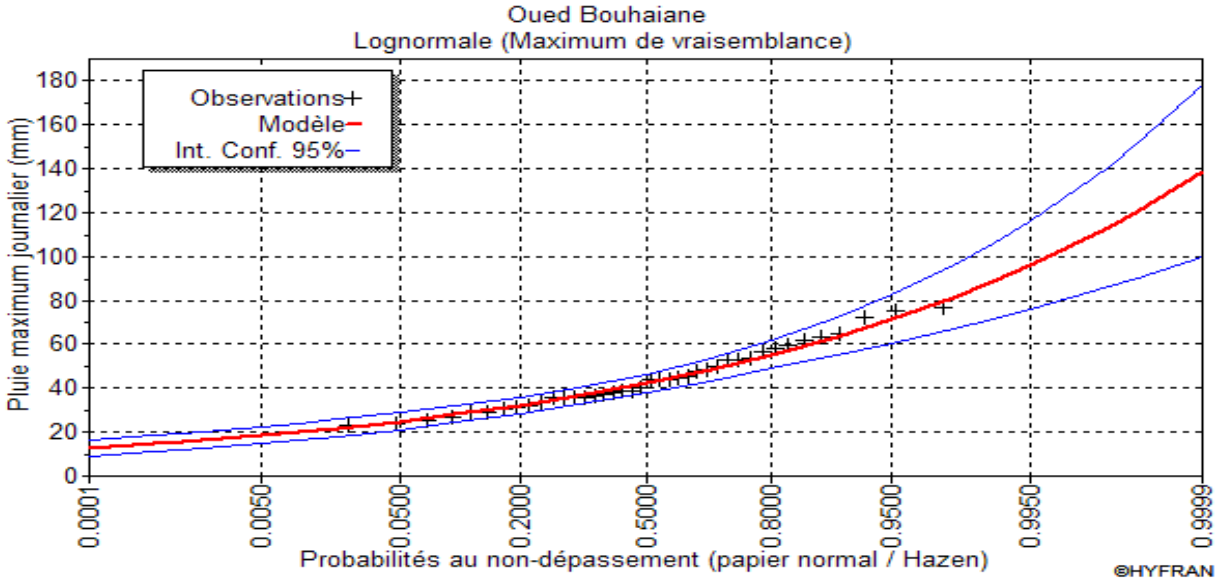


Figure III.9: L'ajustement à la loi de LOG NORMAL

➢ **Conclusion : D'après les deux schémas on conclut que les pluies maximales journalières suivent la loi Log normale car presque tous les points sont plus proches de la courbe de HENRY.**

Les résultats des ajustements des pluies maximales journalières pour les différentes périodes de retour (1000, 100, 50 20, et10 ans) sont présenté dans le Tableau III.15

Tableau III.15: Les pluies maximales journalières fréquentielles.

Période de retour (ans)	1000	100	50	20	10
Fréquence	0,999	0.99	0.98	0.95	0.90
$P_{max\,j}$ (mm)	151.3	114.1	103	88.6	77.2

III.2.9 Les pluies de courtes durées de différentes fréquences et leurs intensités :

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

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

b : Exposant climatique (pour notre région b = 0.40)

L'intensité des pluies est donnée par la relation suivante : $I_t = \frac{P_{tp}}{t}\%$ (mm/h).

Tableau III.16: pluies de courtes durées pour les différentes fréquences et leurs intensités

Période(ans)	**10**		**20**		**50**		**100**		**1000**	
F (%)	10		5		2		1		0.1	
$P_{maxj,p(\%)}$ (mm)	77,2		88,6		103		114,1		151,3	
T (h)	**$P_{maxj,p\%}$ (mm)**	**I_0 (mm/h)**	**$P_{maxj,p\%}$ (mm)**	**I_0 (mm/h)**	**$P_{maxj,p\%}$ (mm)**	**I_0 (mm/h)**	**$P_{maxj,p\%}$ (mm)**	**I_0 (mm/h)**	**$P_{maxj,p\%}$ (mm)**	**I_0 (mm/h)**
1	21,654	21,654	24,851	24,851	28,89	28,890	32,004	32,004	42,438	42,438
2,08	**29,024**	**13,954**	**33,310**	**16,014**	**38,72**	**18,617**	**42,897**	**20,624**	**56,883**	**27,347**
4	37,701	9,425	43,269	10,817	50,30	12,575	55,722	13,930	73,889	18,472
6	44,340	7,390	50,887	8,481	59,16	9,860	65,533	10,922	86,899	14,483
8	49,747	6,218	57,093	7,137	66,37	8,297	73,525	9,191	97,497	12,187
10	54,392	5,439	62,424	6,242	72,57	7,257	80,390	8,039	106,599	10,660
12	58,507	4,876	67,146	5,596	78,06	6,505	86,472	7,206	114,664	9,555
13	60,410	4,647	69,331	5,333	80,60	6,200	89,285	6,868	118,395	9,107
14	62,228	4,445	71,417	5,101	83,02	5,930	91,971	6,569	121,957	8,711
16	65,642	4,103	75,335	4,708	87,58	5,474	97,017	6,064	128,648	8,040
18	68,808	3,823	78,969	4,387	91,80	5,100	101,697	5,650	134,854	7,492
20	71,770	3,589	82,369	4,118	95,76	4,788	106,075	5,304	140,659	7,033
22	74,559	3,389	85,569	3,890	99,48	4,522	110,197	5,009	146,125	6,642
24	77,200	3,217	88,600	3,692	103,00	4,292	114,100	4,754	151,300	6,304

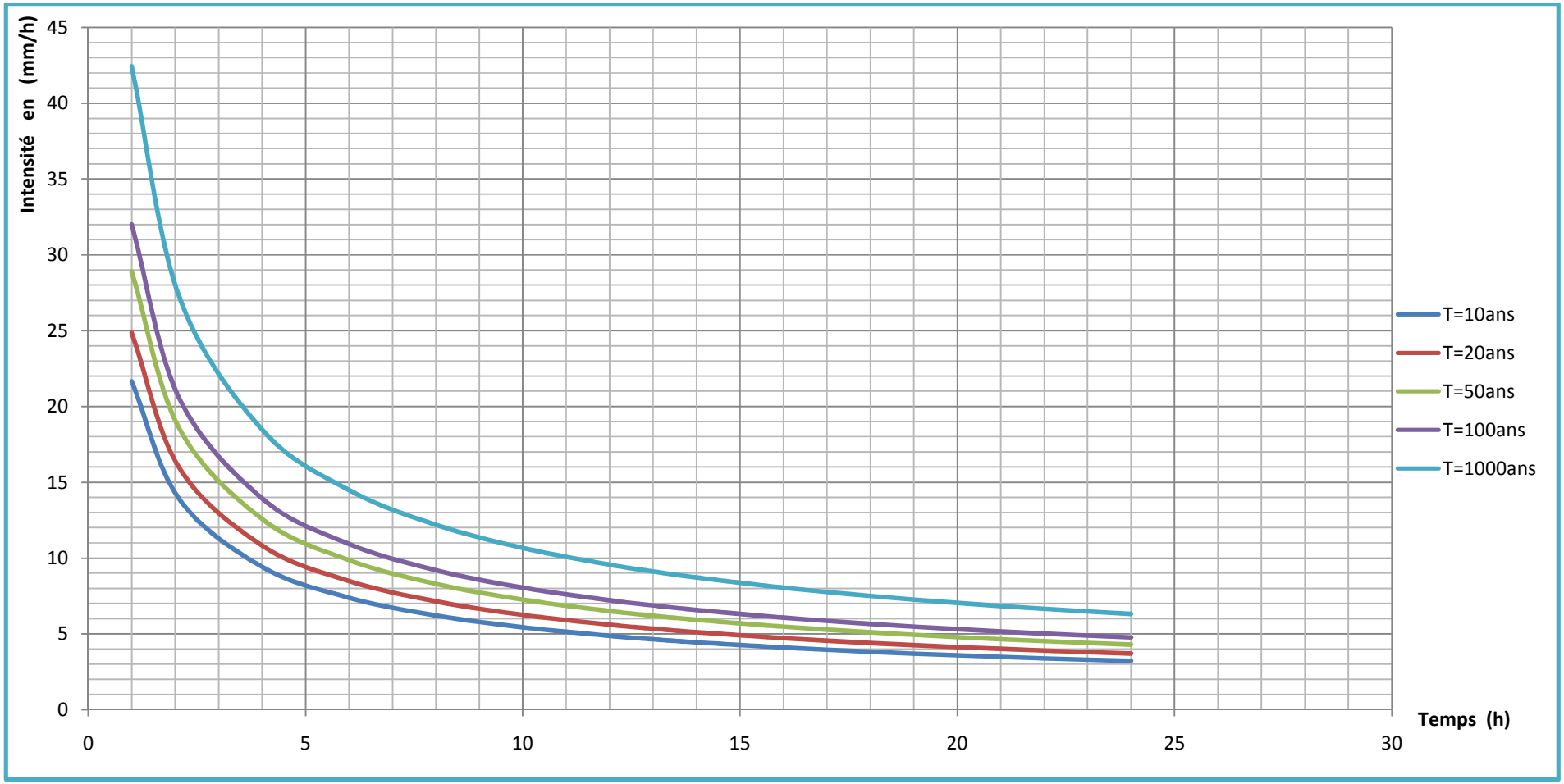


Figure III.10**:** Intensité de courte durée pour les différentes fréquences**.**

III.2.10 Calcul des apports liquides moyens au site de la retenue :

A. Apports liquides :

L'apport moyen annuel sur le site de la retenue collinaire de l'**Oued BOUHAIANE,** est estimé par les méthodes empiriques qui donnent des résultats proches de ceux observés.

Plusieurs formules empiriques couramment utilisées en Algérie, sont proposées. Ces formules qui donnent la lame d'eau ruisselée exprimée en mm, sont en règle générale fonction de la pluviométrie moyenne annuelle et de la superficie du bassin versant. Parmi ces formules nous pouvons utiliser :

- **Formule dite Algérienne (ANRH) :**

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

Où : P_{moy} : Pluie moyenne annuelle en [m] ; (P= 524 mm)
L_e : Lame d'eau écoulée en [m].
S : superficie du bassin versant en km² (S = 7.72 km²)

On obtient une lame d'eau ruisselée égale à : **Le = 64 mm**

Et un apport moyen annuel **A= 0.49 Mm^3**

B. Caractéristiques de l'écoulement :

- **Module de l'écoulement :** Il est donné par : $Me = A_0 / T$

Avec : A_0 : Apport moyen annuel (mm).
T : Temps d'une année en secondes. $T = 3{,}1536.10^7$ s

Me=15.54 l/s

- **Module de l'écoulement relatif :** On a: $M_0 = Me / S$

Avec : Me: Module de l'écoulement (l/s)
S : Superficie du bassin (Km^2).

M_0= 2.013 l/s/Km^2

- **Lame d'eau écoulée :** on a : $L_e = A_0/S$. **Le= 63.47 mm**

- **Coefficient de l'écoulement :** Il est donné par : $Ce = Le / P_{moy}$

Ce= 0.121

- **Coefficient de variation :**
  - **Formule de OURKGUIPROVODKHOZ:**

$$C_V = \frac{0.7}{q^{0.125}}$$

AN: **C_v=0.64**

q : module de l'écoulement relatif (l/s)

III.3 Etude des crues :

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

Les paramètres définissants une crue sont :

1- Le débit maximum de la crue (débit de pointe).
2- Le volume de la crue.
3- La forme de la crue (Hydrogramme de crues).
4- Le temps de base.

III.3.1 DÉTERMINATION DU DÉBIT MAXIMUM DE LA CRUE :

- **Formule de SOKOLOVSKY :**

On a : $Q_{maxp\%} = \frac{0.28 * (Pct - H0) . * \alpha p\% . * F . * \overline{S}}{Tm}$

Avec : H_0 :C'est la perte d'eau initiale. H_0=7 mm

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

$$\alpha_{p\%} = \frac{\sqrt{Pct\%} - \sqrt{H0}}{\sqrt{Pct\%} + \sqrt{H0}}$$

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

- ✓ Pour S < 50 Km^2 $\gamma = 2$
- ✓ Pour un bassin boisé avec un sol peu perméable $2 \leq \gamma \leq 2.5$
- ✓ Pour un bassin boisé avec un sol perméable $3 \leq \gamma \leq 4$

On prend : $\gamma = 2$ D'où : **F = 1.2**

S : Superficie du bassin (Km^2).

T_m=Tc=2.08 h.

Les résultats de calcul sont inscrits dans le Tableau III.17

Tableau III.17 : Débit maximum de crue pour différentes périodes de retour (Formule de SOKOLOVSKY).

Période de retour (ans)	1000	100	10
Fréquence	0.1%	1%	10%
P_{ct} (mm)	152	115	78
$Q_{max\ p\%}$ (m^3/s)	38	22	10

III.3.2 Hydrogramme de crue:

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

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

Pour le tracé de l'hydrogramme de crue on doit suivre la méthode de SOKOLOVSKY qui divise l'hydrogramme en deux branches de courbe non symétriques, une représentant le temps de montée et l'autre pour la décrue.

a) Pour la montée:

$Q_{montée} = Q_{max\ ;p\%} \left(\frac{t}{t_m}\right)^2$ avec : $T_m = t_c$ =2,08h : Temps de montée.

b) Pour la décrue:

$Q_{déc} = Q_{max\ ;p\%} \left(\frac{t_d - t}{t_d}\right)^3$ avec: $t_d = \delta\ t_m\ 3 \times 2{,}08 = 6{,}24$ h

δ: Coefficient dépendant des caractéristiques du bassin versant ,il est pris en général compris entre (2 ÷4), celui-ci est fonction du cours d'eau (longueur), de la perméabilité et du boisement du bassin, dans nos calculs, on prendra δ=3.

Les résultats des calculs des débits de la crue pour les différentes périodes de retour (1000ans; 100ans ; 10ans) , sont donnés dans le Tableau III.18

Tableau III.18: débits fréquentiels pour la construction des hydrogrammes de crue.

T (h)	Qmax(0.1%) (m3/s)	Qmax (1%) (m3/s)	Qmax (10%) (m3/s)
0	0	0	0
0,25	0,55	0,32	0,14
0,50	2,20	1,27	0,58
0,75	4,94	2,86	1,30
1,00	8,78	5,09	2,31
1,25	13,72	7,95	3,61
1,50	19,76	11,44	5,20
1,75	26,90	15,57	7,08
2,00	35,13	20,34	9,25
2,08	38,00	22,00	10,00
2,25	21,82	12,64	5,74
2,50	20,22	11,70	5,32
2,75	18,65	10,80	4,91
3,00	17,13	9,92	4,51
3,25	15,65	9,06	4,12
3,50	14,22	8,23	3,74
3,75	12,83	7,43	3,38
4,00	11,49	6,65	3,02
4,25	10,20	5,91	2,69
4,50	8,97	5,19	2,36
4,75	7,79	4,51	2,05
5,00	6,66	3,86	1,75
5,25	5,60	3,24	1,47
5,50	4,59	2,66	1,21
5,75	3,66	2,12	0,96
6,00	2,80	1,62	0,74
6,25	2,02	1,17	0,53
6,50	1,33	0,77	0,35
6,75	0,75	0,43	0,20
7,00	0,29	0,17	0,08
7,25	0,01	0,01	0,00
7,28	0,00	0,00	0,00

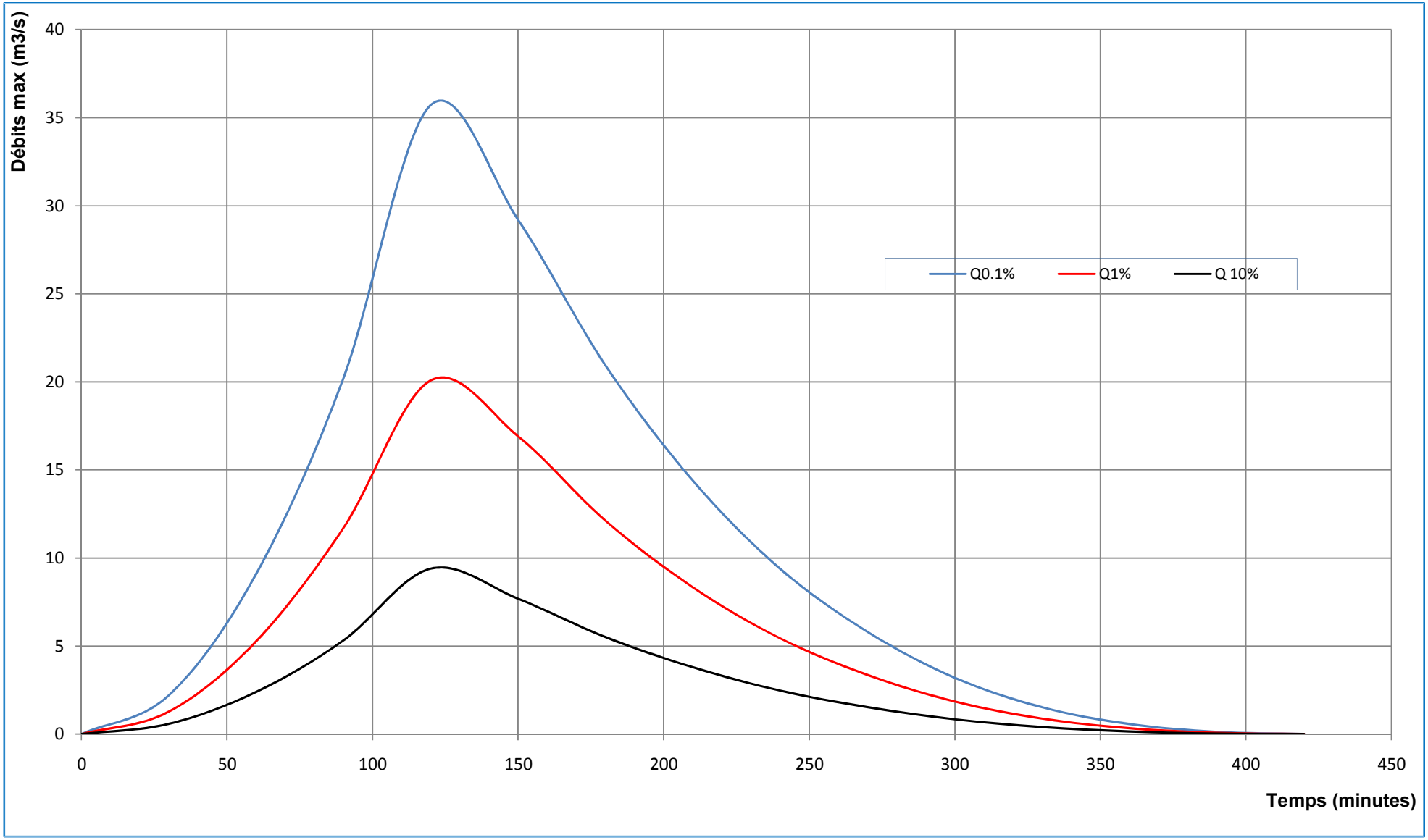


Figure III.11: Hydrogramme des crues.

III.3.3 Choix de la crue de projet :

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

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

Selon les directives suisses, la crue de projet est déterminée pour une période de retour de 1000 ans. Donc pour un débit qui vaut **$Q_{0.1\%}$ = 38 (m^3/s)**

Les volumes de crue pour différentes fréquences sont portés dans le tableau suivant :

Tableau III.19 : Volumes de crues pour différentes fréquences

Fréquence (%)	0.1%	1%	10%
Période de retour (année)	1000	100	10
VT (hm^3)	0.284	0.165	0.0745

III.4 Régularisation :

III.4.1 Etude des apports solides : L'estimation du volume d'envasement de la retenue a été faite en utilisant la relation de Tixeront : $Ts=\alpha.L_0^{0.15}$

Où : Ts : le transport solide en (t/Km^2/an).

L_0 : la lame écoulée en (mm). (L_0 =64mm)

α : Paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant, α=350 (moyenne à faible).

Ts =653 T/km²/an

III.4.2 Calcul du volume mort :

Le poids spécifique des sédiments est égale à 1.6 T/m^3, le volume mort (ou garde d'envasement) se calcule par la Méthode liée à l'érosion spécifique (la plus simple) : $V_S = \frac{T_a \times S \times t}{\delta}$

Où : **S = 7.72 km²** (représente la superficie du bassin versant)

Ta : taux d'abrasion

t : la durée de vie de la retenue (t= 10 ans)

Nous obtenons un volume mort (ou garde d'envasement) égale à ; V_{mort} = 31507 m^3 pour une période de 10 années.

III.4.3 Caractéristique du site :

A. Apports liquides selon $A_{80\%}$: la distribution des apports fréquentiels sera régie par l'équation:

$$A_{(\%)} = \frac{A}{\left(C_v^{\,2}+1\right)^{1/2}} . e^{U\,(\log(Cv+1))^{1/2}}$$

Avec : $A_{\%}$: apport de fréquence donnée.

U: variable réduite de Gauss.

Les apports liquides de différentes fréquences sont portés dans le tableau ci après :

Tableau III.20 : Les apports liquides de différentes fréquences

Fréquence(%)	**5**	**10**	**20**	**50**	**80**	**90**	**95**
Période de retour (ans)	20	10	5	2	5	10	20
Variable réduite u	1,64	1,28	0,84	0	-0,84	-1,28	-1,64
Apport (hm^3)	1,216	0,946	0,696	0,388	0,216	0,159	0,124

Tableau III.21 : Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel de fréquence 80%

Mois	**Sept**	**Oct**	**Nov**	**Dec**	**Jan**	**Fev**
$A_{80\%}$ (Mm^3)	0.0103	0.0177	0.022	0.0225	0.0267	0.0261
	Mar	**Avr**	**Mai**	**Jui**	**Juil**	**Aou**
	0.0466	0.0144	0.0116	0.0087	0.0055	0.0039

B. Répartition mensuelle en m^3 de l'évaporation, l'infiltration et les besoins en eau pour l'irrigation:

Tableau III.22: La répartition mensuelle des besoins, évaporation et infiltration est comme suit :

Evaporation (m^3)	Infiltration (m^3)	Besoins (m^3)
4 273,74	534,96	6100
2 989,91	534,96	1390
2 153,93	534,96	0
1 590,92	534,96	0
1 654,9	534,96	0
2 008,91	534,96	0
2 324,54	534,96	0
2 648,69	534,96	4 740
3 710,73	534,96	12 940
4 928,95	492,54	21 070
6 370,66	387,58	44 730
4 621,64	224,64	42 520

Source :[ANBT]

III.4.4 Caractéristiques géométrique de la retenue :

Les caractéristiques (superficie, Volume) du réservoir ont été estimées, pour différentes altitudes, à partir des relevés topographiques au 1/1000 existant pour la retenue.

L'approximation des volumes a été faite par l'expression :

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2}\Delta H \qquad \Delta V_1 = \tfrac{2}{3}.S_1.\Delta H$$

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

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

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

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

Les résultats sont répertoriés dans le Tableau III.23

Les figures III.12, III.13 et III.14 montres les variations du volume et de la surface submergée de la cuvette en fonction de l'altitude. **(Voir dans les annexes)**

Tableau III.23: Courbe hauteur-surface- Capacité

Cote (m)	Simax (km²)	Vcumulé (Mm^3)
397	0,04149719	0,211995
396	0,0363515	0,173090
395	0,03199559	0,138490
394	0,0274648	0,109248
393	0,023061	0,084017
392	0,0189007	0,063067
391	0,01540352	0,045942
390	0,0126005	0,031963
389	0,00961413	0,020889
388	0,00671309	0,012765
387	0,0044874	0,007198
386	0,0025809	0,003707
385	0,00153005	0,001674
384	0,0006198	0,000633
383	0,000244863	0,000215
382	0,000124	0,000034
381,19	0	0

III.4.5 Calcul du volume utile :

A. Calcul du volume utile sans tenant compte des pertes :

On optera pour une régularisation saisonnière.

Les données de base sont:

- L'apport (A) en Mm^3.
- La consommation (U) en Mm3.
- Le volume mort en Mm3.

D'après la régularisation nous constatons que la retenue fonctionne à un seul temps:
$V_S = 0,1644\ Mm^3$, $V_d = 0,0851 Mm^3$.

Le volume utile est donc: $V_U = V_d = 0,0851 Mm^3$.

Le volume au niveau normal de la retenue est:
$V_{NNR} = V_M + V_U = 0,0315+0,0851 = 0,1166\ Mm^3$

Tableau III.24: Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes en (Mm^3).

Mois	$A_{80\%}(Mm^3)$	$U(Mm^3)$	$A - U (Mm^3)$	$V (Mm^3)$
Sept	0,0103	0,00610	0,0042	V_s =0,1644
Oct	0,0177	0,00139	0,0163	
Nov	0,0220	0	0,0220	
Déc	0,0225	0	0,0225	
Jan	0,0267	0	0,0267	
Fév	0,0261	0	0,0261	
Mar	0,0466	0	0,0466	
Avr	0,0144	0,00474	0,0097	
Mai	0,0116	0,01294	-0,0013	V_d =0,0851
Juin	0,0087	0,02107	-0,0124	
Juil	0,0055	0,04158	-0,0392	
Août	0,0039	0,03922	-0,0386	

B. <u>Calcul du volume utile en tenant compte des pertes:</u>

Les pertes dans la retenue sont à deux sortes :
- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration

Du tableau (I.32) : on a

Vs = 0,1507 Mm^3.

Vd = 0,107 Mm^3.

Donc la retenue fonctionne à un seul temps.

Vs>Vd **D'ou** : Vu' = Vd **Vu'= 0,107 Mm^3**

Le volume normal de la retenue sera : V_{NNR} = Vu' + Vm

V_{NNR}= 0,1385 Mm^3

Niveau normal de retenue NNR = 395 m NGA. Pour une capacité maximale de retenue de 138500 m^3 (0.1385 Mm^3).

Tableau III.25 : Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes en (Mm^3).

Mois	A (Mm^3)	U (Mm^3)	Pertes(Mm^3)	A-(U+P) (Mm^3)	1ère Consigne d'exploitation			2ème Consigne d'exploitation		
					Vri (Mm^3)	**Vrf** (Mm^3)	**S** (Mm^3)	**Vri** (Mm^3)	**Vrf** (Mm^3)	**S** (Mm^3)
Octobre	0,0177	0,00139	0,00352	0,0128	0,0315	0,0315		0,0315	0,0315	
Novembre	0,022	0	0,00269	0,0193	0,0443	0,0443		-0,01226	0,0315	0,0438
Décembre	0,0225	0	0,00213	0,0204	0,0636	0,0636		0,00052	0,00052	
Janvier	0,0267	0	0,00219	0,0245	0,084	0,084		0,01983	0,01983	
Février	0,0261	0	0,00254	0,0236	0,1085	0,1085		0,04021	0,04021	
Mars	0,0466	0	0,00286	0,0437	0,132	0,132		0,06472	0,06472	
Avril	0,0144	0,00474	0,00318	0,0065	0,1758	0,1385	0,0373	0,08827	0,08827	
Mai	0,0116	0,01294	0,00425	-0,0056	0,145	0,1385	0,0065	0,13201	0,13201	
Juin	0,0087	0,02107	0,00542	-0,0178	0,1329	0,1329		0,13849	0,13849	
Juillet	0,0055	0,04158	0,00676	-0,0428	0,1151	0,1151		0,1329	0,1329	
Août	0,0039	0,03922	0,00485	-0,0402	0,0723	0,0723		0,11511	0,11511	
Septembre	0,0103	0,0061	0,00481	-0,0006	0,0321	0,0321		0,07227	0,07227	
					0,0315	0,0315		0,03211	0,03211	
							0,0438	0,0315		**0,0438**

III.5 Laminage des crues : Le calcul du laminage de crues permet de réduire les dimensions et le coût de l'ouvrage d'évacuation sans affecter la sécurité globale de l'aménagement, Ce type de calcul optimise la capacité de stockage momentanée de la retenue et le débit progressif des déversements en fonction de l'apport entrant de la crue, Cette relation peut être formulée comme suit :

$$\mathbf{Q.dt = q.dt + S.dh}$$

Où : Q : le débit entrant de la crue. (m^3/s)
q : le débit déverse par l'évacuateur de crue (débit laminé) (m^3/s)
S : la surface du plan d'eau de la cuvette.km²

Le débit cumule à l' instant **t** est : $\mathbf{Q - q = S.\frac{dh}{dt}}$

Avec: dh/dt: la vitesse de remplissage (ou de montée de la retenue).
IL existe plusieurs procédés de calcul, nous retenons cinq méthodes qui sont :

1. Méthode de Kotcherine
2. Méthode Step by step.
3. Méthode graphique.
4. Méthode de Eier-Cieh.
5. Méthode de Hidenblat

- **Méthode de KOTCHERINE :**

La méthode se base sur les principes suivants:

- ✓ l'Hydrogramme de crue est considéré comme un triangle ou un trapèze.
- ✓ les débits transitant par l'évacuateur de crue se déversent selon une fonction linéaire.
- ✓ le laminage commence avec le remplissage de la cuvette au niveau NNR;
- ✓ les pertes par infiltration et évaporation sont concédées comme nulles au moment de la crue.

Hydrogramme de forme triangulaire : $V_F = V_C \cdot \left(1 - \frac{q_{max;p\%}}{Qmax;\ p\%}\right)$

Où V_F : le volume d'eau en charge,(m^3)
V_C : le volume de la crue,(m^3)
$Q_{\%}$: le débit de la crue, (m^3/s)
q_{lam} : le débit laminé. (m^3/s)

De cette relation se déduit le débit de crue laminée : $\mathbf{q_{lam} = Q_{\%} \cdot \left(1 - \frac{V_F}{V_C}\right)}$

Le débit d'évacuation est calculé d'après la formule suivante: $Q = mb\sqrt{2g}\,H^{\frac{3}{2}}$

m: coefficient de débit dépend de la forme de déversoir (m=0.49).
b: largeur du déversoir (m).
H: charge d'eau sur le déversoir dépend de la vitesse d'approche d'eau. (m)

$$H_0 = H + \frac{\alpha V_0^2}{2g}$$

Avec : H_0:charge globale. (m)

V_0:vitesse d'approche d'eau déterminée d'abord dans le lit d'après la formule (m/s) : $V_0 = \frac{Q}{S}$

Avec: S = b.H (m²)

Tous les résultats sons rassemblés dans les tableaux ci après:

Tableau III.26: Données de départ pour la méthode de KOTCHERINE :

données		**Largeur (m)**	**Hauteur (m)**	**Débit (m^3/s)**	**Surface (m^2)**	**Vitesse (m/s)**	**$V_{forcé}$ (Mm^3)**
g	9,81	8	0,25	2,170	2	1,085	0,0015
α	1	10	0,5	7,674	5	1,535	0,0155
$(2.\ g)^{0.5}$	4,4294	12	0,75	16,917	9	1,880	0,0265
Q1% (m3/s)	22	14	1	30,386	14	2,170	0,0345
W1%(Mm3)	0,165	16	1,25	48,532	20	2,427	0,0415
m=	0,49	18	1,5	71,772	27	2,658	0,0535
Vnnr (Mm3)	0,1385	20	1,75	100,492	35	2,871	0,0615
Cote NNR	395	22	2	135,056	44	3,069	0,0715

On fait le calcul, en variant la largeur (**b)** de (8 à 22m) selon la formule: $Q = mb\sqrt{2g}\,H^{\frac{3}{2}}$ les résultats sont donnés par les tableaux suivants:

Tableau III.27 : Détermination de H_0 et Q en fonction de b

H	**V_{moy}**	**H_0**	**Débit m^3/s**							
(m)	**(m/s)**	**(m)**	**b=8m**	**b=10m**	**b=12m**	**b=14m**	**b=16m**	**b=18m**	**b=20m**	**b=22m**
0,25	1,085	0,3100	2,997	3,747	4,496	5,245	5,995	6,744	7,493	8,243
0,5	1,535	0,620	8,478	10,597	12,716	14,836	16,955	19,075	21,194	23,314
0,75	1,880	0,930	15,574	19,468	23,362	27,255	31,149	35,042	38,936	42,830
1	2,170	1,240	23,978	29,973	35,968	41,962	47,957	53,951	59,946	65,941
1,25	2,427	1,550	33,511	41,889	50,266	58,644	67,022	75,399	83,777	92,155
1,5	2,658	1,860	44,051	55,064	66,077	77,090	88,102	99,115	110,128	121,141
1,75	2,871	2,170	55,511	69,389	83,266	97,144	111,022	124,899	138,777	152,655
2	3,069	2,480	67,821	84,777	101,732	118,687	135,642	152,598	169,553	186,508

Tableau III.28 : Débits déversant en fonction de h et b et du volume de la crue

H (m)	Vforcé (m3)	q laminé (m3/s)	Débit m^3/s							
			b=8m	b=10m	b=12m	b=14m	b=16m	b=18m	b=20m	b=22m
0,25	1500	21,8	2,997	3,747	4,496	5,245	5,995	6,744	7,493	8,243
0,5	15500	19,93	8,478	10,597	12,716	14,836	16,955	19,075	21,194	23,314
0,75	26500	18,47	15,574	19,468	23,362	27,255	31,149	35,042	38,936	42,830
1	34500	17,40	23,978	29,973	35,968	41,962	47,957	53,951	59,946	65,941
1,25	41500	16,47	33,511	41,889	50,266	58,644	67,022	75,399	83,777	92,155
1,5	53500	14,87	44,051	55,064	66,077	77,090	88,102	99,115	110,128	121,141
1,75	61500	13,80	55,511	69,389	83,266	97,144	111,022	124,899	138,777	152,655
2	71500	12,47	67,821	84,777	101,732	118,687	135,642	152,598	169,553	186,508

Tableau III.29: récapitulatif des résultats de la méthode de KOTCHERINE.

b (m)	NPHE (m)	q (m^3/s)	$V_{forcé}$ (Mm^3)
8	395,25	21,8	0,0015
10	395,5	19,93	0,0155
12	395,75	18,47	0,0265
14	396	17,40	0,0345
16	396,25	16,47	0,0415
18	396,5	14,87	0,0535
20	396,75	13,80	0,0615
22	397	12,47	0,0715

D'après le tableau, on trace des courbes croissantes représentées dans la Figure III.15; la courbe H=f (q, Q) nous permet de définir la largeur du déversoir optimal ainsi que le débit correspondant.

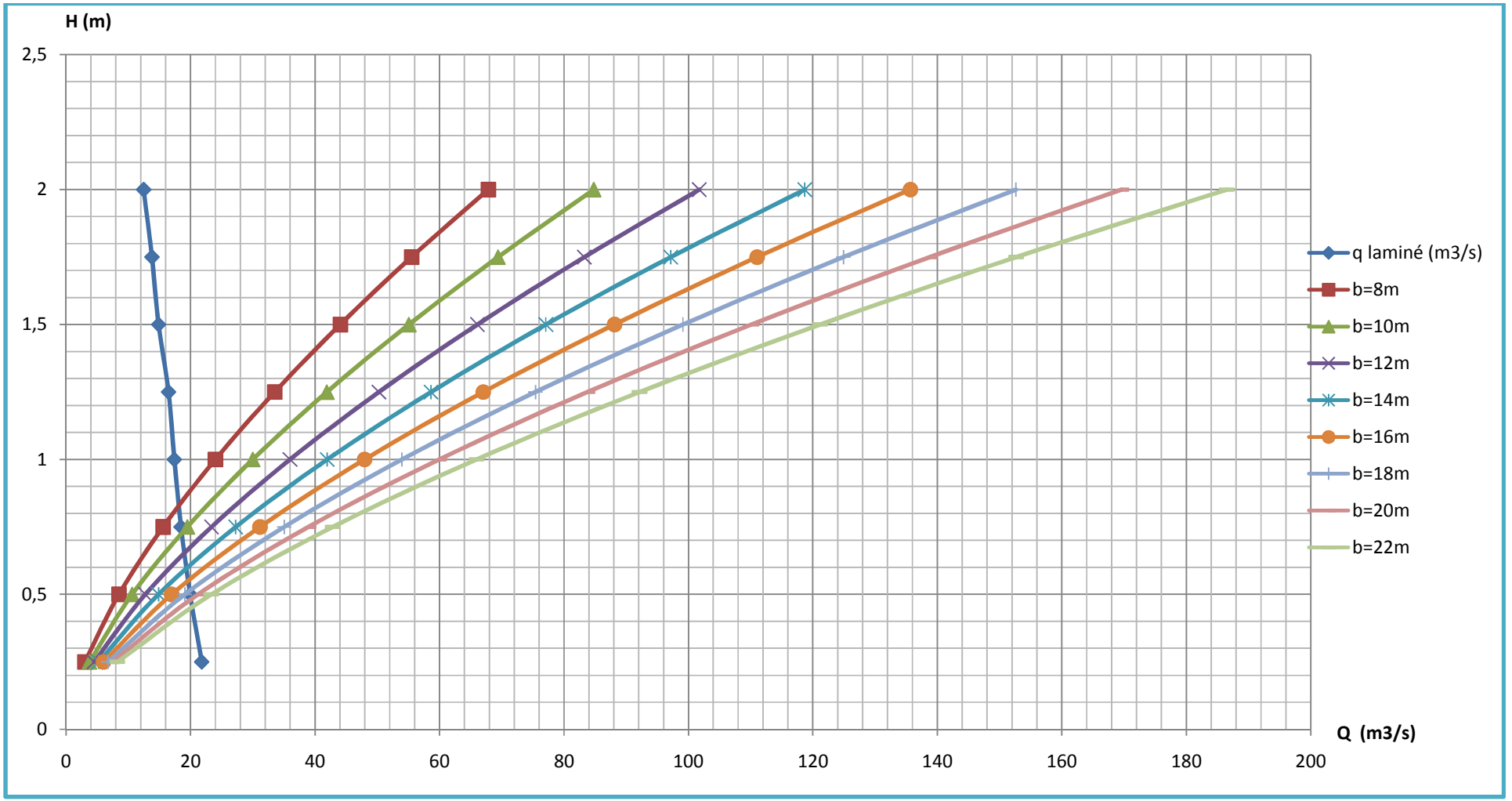


Figure III.15: Courbes h=f (q,Q)

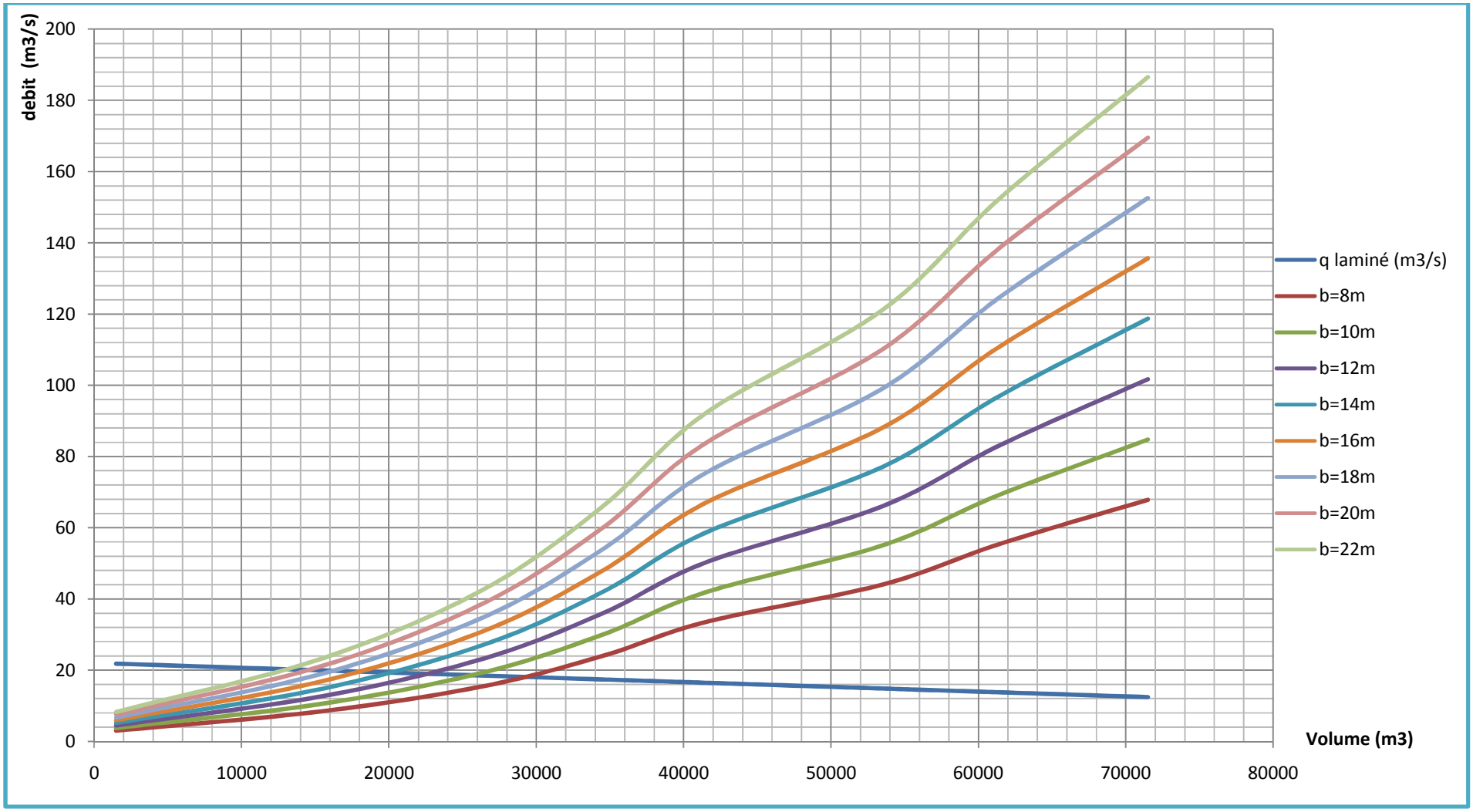


Figure III.16: courbes V=f (q,Q)

Conclusion : la largeur du déversoir optimal : b=8m.

IV.1 INTRODUCTION :

Simultanément à la recherche et à la sélection des sites, on doit réfléchir aux différents types d'ouvrages envisageables ; au vu des conditions géologiques, hydrologiques et topographiques qu'on aura relevées.

En fait, si l'éventail des retenues collinaires est assez large, quelques critères simples pourraient, parfois, nous permettre très vite de distinguer toutes les variantes susceptibles d'être sur le site.

Les principaux paramètres, à prendre en compte, dans le choix du type de barrages sont les suivantes :

- La topographie et les apports du bassin versant;
- La morphologie de la vallée;
- Les conditions géologiques et géotechniques;

Plusieurs types des barrages resteront possibles. Les conditions économiques permettront alors de choisir la variante adéquate.

IV.2 Etude des variantes :

IV.2.1 Choix du type de barrage :

Il existe trois schémas principaux de structure de barrage en terre :

- barrage homogène en argile.
- barrage zoné à noyau étanche
- barrage en enrochement.

a. Barrage Homogène :

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

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 (gravier et sable).

b. Barrage à zones :

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 constituée d'un matériau différent, suivant le rôle que doit jouer chaque zone.

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

c. Barrage en enrochement avec masque en béton:

La réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés telles que le manque de matériaux convenable, difficulté de mise en œuvre,….

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

Le masque en béton présente l'avantage de pouvoir être réparé aisément, il est par contre plus exposé à l'agression extérieure mécanique, thermique……etc.

Le choix de certains types d'ouvrages est quasiment conditionné par des considérations socio–économiques qui sort la disponibilité de la main d'œuvre, les objectifs généraux du projet et les sujétions d'entretien.

Sur la base des résultats du rapport hydrologique et des reconnaissances géologiques,
On a eu, à développer; deux variantes pour la retenue collinaire, et en nous appuyant sur des considérations géologiques et géotechniques, on a opté pour des variantes de retenues en matériaux locaux (Enrochements et Argiles); dont on effectuera l'étude de comparaison, on choisira la plus économique.

Nous proposons à ce stade de l'étude deux variantes :

- Digue homogène en argile avec tapis et prisme de drainage.
- Digue zonée en enrochement avec noyau argileux.

IV.2.2 Description des deux variantes :

a. Variante 01 : Digue homogène :

C'est un remblai homogène constitué d'argiles imperméables avec un tapis et un prisme de drainage en aval, le parement amont est protégé par des enrochements avec des zones de transition entre les argiles et les enrochements.

C'est une variante très économique et très étanche, et comme on dispose de sols fins de qualité satisfaisante et en quantité suffisante, à cela, il faudra ajouter la facilité de mise en œuvre.

b. Variante 02 : Digue à zones :

C'est une variante qui ressemble à la première, sauf qu'on ajoute un noyau central qui assure l'étanchéité de la digue, avec des recharges en enrochement et on garde le même système de drainage.

Et comme, on dispose d'un matériau imperméable en qualité et en quantité suffisante ; le choix d'une digue homogène avec un système de drainage adéquat est imposé.

IV.3 Etude d'optimisation :

IV.3.1 Dimensionnement préalable de la digue

a. Pentes des talus amont et aval de la digue :

Les pentes des talus de la retenue collinaire en terre sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations.

Tableau IV.1: Valeurs indicatives des pentes des talus.

Hauteur de la digue	Type du retenue collinaire	Pente des Talus	
		Amont	Aval
3<H<5	• Homogène à fort • Zoné	1/2.5 1/2	1/2 1/2
5<H<10	• Homogène Granulométrique étendue • Homogène à fort pourcentage d'argile • Zoné	1/2 1/2.5 1/2	1/2 1/2.5 1/2.5
10<H<20	• Homogène Granulométrique étendue • Homogène à fort pourcentage d'argile • Zoné	1/2.5 1/3 1/2	1/2.5 1/2.5 1/3

Les pentes proposées sont suivants:

- Pente de talus amont : 1/3
- Pente de talus aval : 1/2.5

b. Revanche :

Plusieurs formules sont utilisées pour calculer la revanche, les plus utilisées sont :

1. **Formule de STEVENSON :**

Pour F (fetch) < 18 km

$$Rv = 0,75\ hv + \frac{Vv^{2}}{2g}$$

$$hv = 0,75 + 0,34\ F^{1/2} - 0,26\ F^{1/4}$$

$$Vv = 1,5 + 0,66\ hv^{1/2}$$

Où:

- Rv : hauteur de montée de la vague (m).
- F : longueur maximale de la surface d'eau du lac en suivant la direction du vent On l'appelle "fetch". En (Km).
- hv : hauteur de la vague (m).
- V : vitesse de propagation de la vague (m / s).
- g : accélération de la gravité (9.81 m / s^2).

2. **Formule de MALLET et de PAQUANT :**

$$Rv = hv + \frac{Vv^2}{2g}$$

$$hv = \frac{1}{2} + \frac{1}{3} F^{1/2}$$

$$Vv = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} hv$$

3. **Formule de l'U.S.B.R " UNITED STATES BUREAU OF RECLAMATION " :**

$$Rv = 0,75\, hv + \frac{Vv^2}{2g}$$

$$Vv = 1,5 + 2\, hv$$

$$hv = 0,75 + 0,34 F^{1/2} - 0,26 F^{1/4}$$

Où F est la longueur du FETCH. F= **0,4 Km**

Tableau IV.2: résultats du calcul de la Revanche

Formule utilisé	Hauteur des vagues Hv (m)	Vitesses des vagues (m/s)	Revanche R (m)
STEVENSON	0,76	2,07	0,79
MALLET ET PAQUANT	0,71	1,97	0,91
L'U.S.B.R	0,76	3,02	1,03

c. Hauteur de barrage :

$$H_b = NNR - C_f + H_{dév} + R + T = 395 - 383 + 1.5 + 1.03 + 0.5 = 15.03\ m$$

H_b=15 m

Avec : $H_{dév}$: la lame d'eau déverse est de 1.5m.

T =0.5m est le tassement du barrage.

d. Largeur en crête de la digue :

La largeur en crête de la digue, doit assurer une sécurité suffisante contre tout risque de submersion par les vagues, aussi, elle doit assurer une circulation facile le long de la crête de la retenue collinaire.

H: hauteur de la retenue collinaire (m)

Tableau IV.3: résultats du calcul de la largeur en crête

Formule utilisée		Largeur en crête du barrage "m"
Formule de T.KNAPPEN	$\mathbf{b_C = 1.65\sqrt{H}}$	6.39
Formule de E.F PREECE	$\mathbf{b_C = 1.1\sqrt{H} + 1}$	5.26
Formule ITALIENE	$b_C = 1/3H_b$	5.00
Formule SIMPLIFIE	$\mathbf{bc = 3.6\sqrt[3]{H} - 3}$	5.87
Formule PRATIQUE	$bc = 5/3\sqrt{H}$	6.45

Suivant les caractéristiques techniques de la Retenue Collinaire, nous avons adopté une largeur $b_c = 6.0$ m. Pour faciliter une bonne circulation sur la crête de la digue.

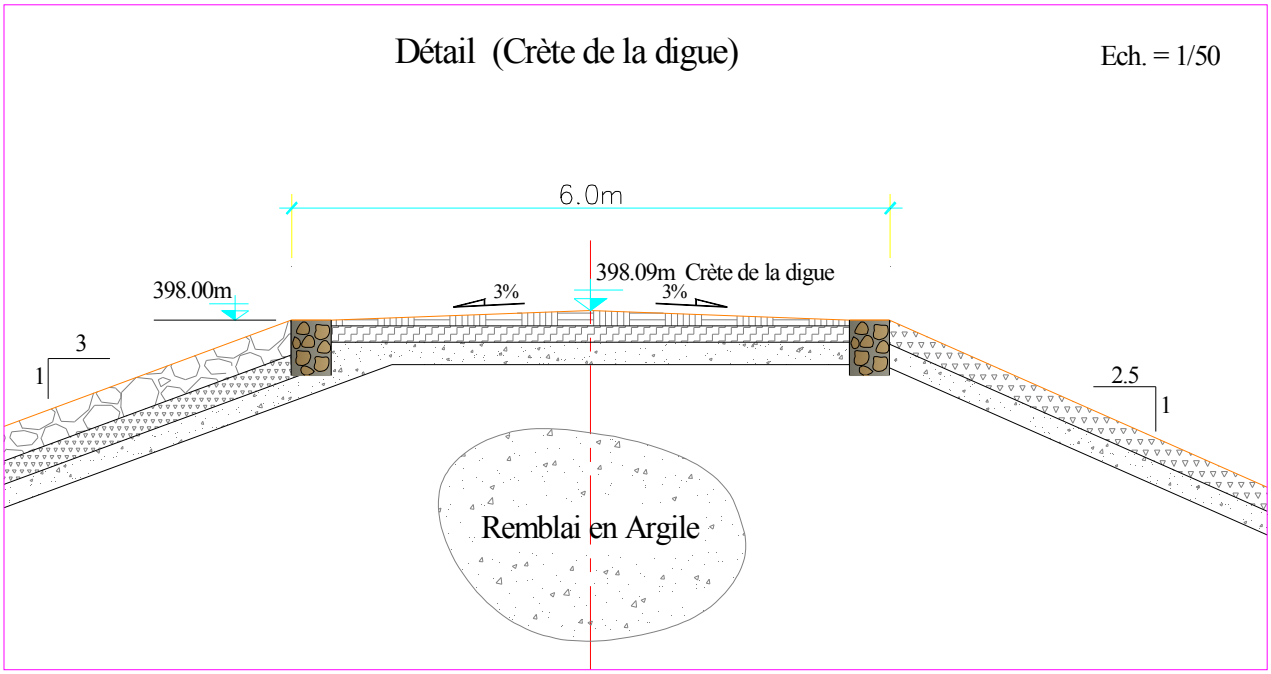


Figure IV.1 : Détail de crête de la digue

e. La longueur en crête :

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

L = 106m

f. Les bermes :

A. Talus amont :

Une berme est projetée au niveau du parement amont, afin de permettre d'effectuer les contrôles, les réparations et augmenter la stabilité des talus, donc nous aurons une berme de largeur 2m à la cote 388 m NGA.

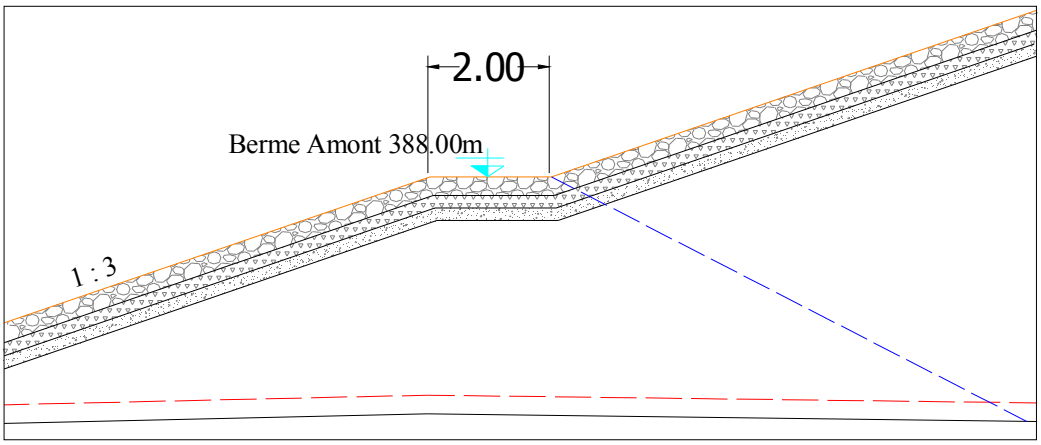


Figure IV.2 : Détail de Berme Amont

B. Talus aval :

Les bermes au talus aval servent à l'évacuation des eaux de ruissellement; donc nous aurons une berme au niveau du talus aval, à la cote 385 m NGA avec une largeur de 2m.

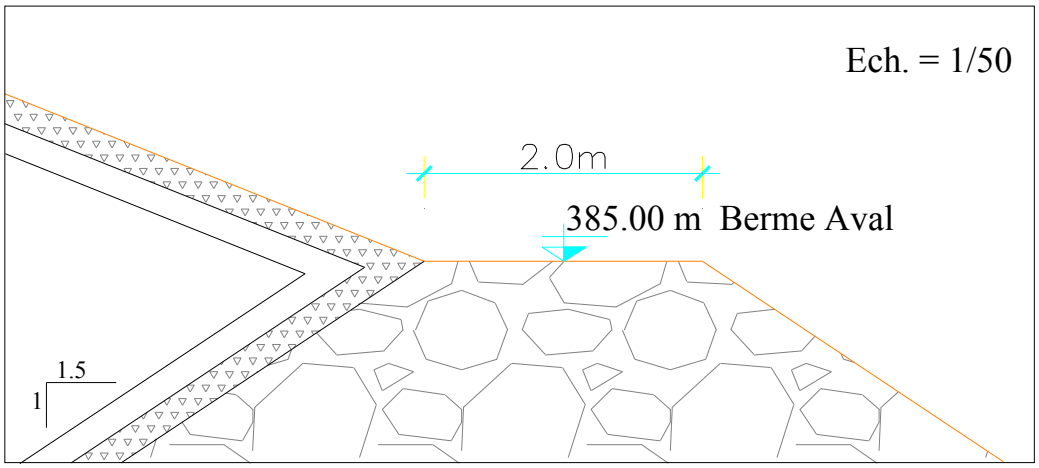


Figure IV.3 : Détail de Berme Aval

g. Protection des talus de la digue :

1. Protection du talus amont :

La méthode utilisée par U.S Army : L'épaisseur minimum de la couche de l'enrochement ainsi que les dimensions minimales des blocs sont données sous forme d'un tableau, en fonction de la hauteur des vagues (hv).

Tableau IV.4: Hauteur des vagues en fonction de e_{min} et D_{50}^{min}

Hauteur des vagues H_v (m)	Epaisseur minimale de couche D'enrochement : e_{min} (m)	Dimensions minimales des blocs D_{50}^{min} (m)
0,0-0,3	0,30	0,20
0,30-0,60	0,40	0,25
0,60-1,20	0,45	0,30
1,20-1,80	0,55	0,40
1,80-2,40	0,70	0,45
2,40-3,00	0,80	0,55

D'après L'U.S.B.R on déduit h_v =0.76m ; par conséquent, a partir du tableau ci-dessus on a :

e_{min}=0.45m ; D_{50}^{min} =0.30 m.

e: Épaisseur de la couche d'enrochement. (m)

D_{50}^{min} : Le diamètre d'une pierre réduite en sphère. (m)

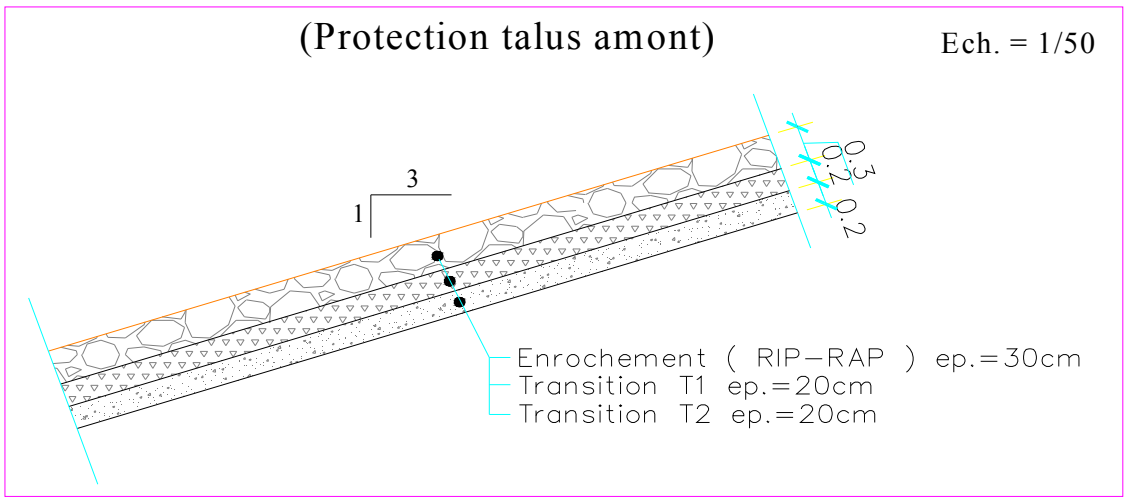


Figure IV.4 : Détail de protection talus amont

2. Protection du talus aval :

a) Protection du Talus aval en couche de transition $T_{1\ ép}$=0.20 m.
b) Protection du Talus aval en couche de transition $T_{2\ ép}$=0.20 m.

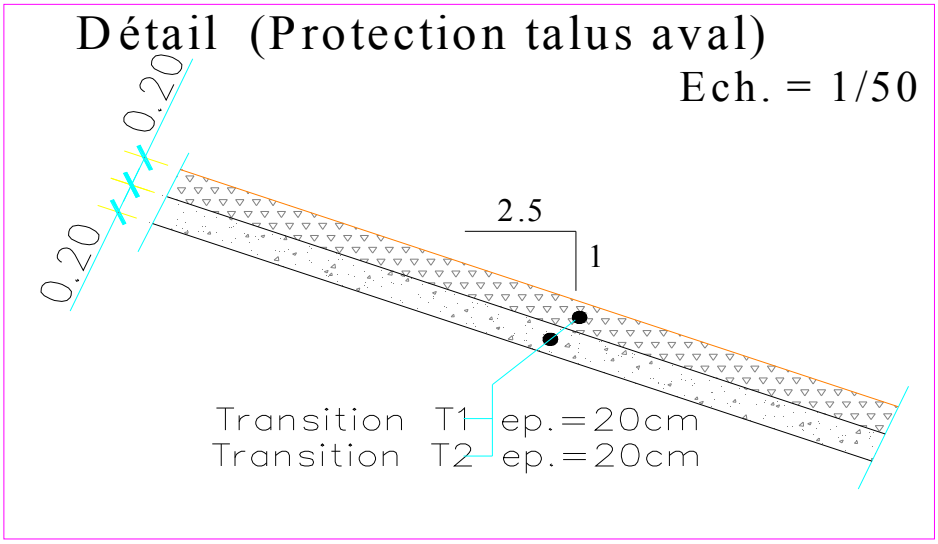


Figure IV.5 : Détail de protection talus aval

IV.3.2 Etanchéité du barrage :

a. Le Noyau :

Nous avons équipé le barrage d'un noyau argileux compacté, disposé verticalement au centre du barrage.

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

Latéralement, nous disposons de part et d'autre du noyau d'un drain filtre.

b. Dimensionnement du noyau:

La largeur en crête du noyau est de **3m.**

Les pentes des talus du noyau préalable :

- Talus amont est 0.4
- Talus aval est aussi 0.4

La cote en crête du noyau :

$$H_n = H_b - 1 = 15 - 1 = 14\,m.$$

Largeur de la base du noyau : **bn=14.2m**

- Pente du talus = 0.4
- surface du noyau=**120.75 m^2**

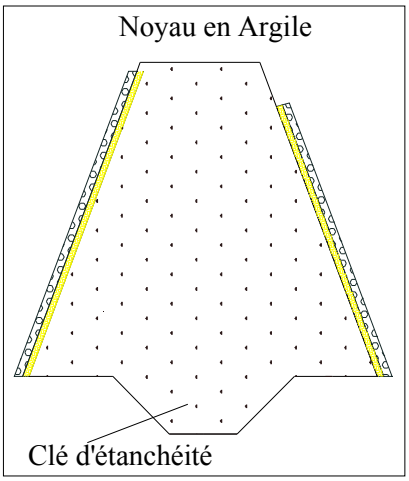


Figure IV.6 : Forme du noyau en argile

c. <u>Les drains</u> :

Pour intercepter les infiltrations dans le massif du barrage, nous disposons dans la partie aval du massif et au contact avec celui–ci avec la fondation, d'un tapis filtrant qui sert à évacuer les eaux filtrées à l'aide d'une galerie de drainage, qui se trouve le long du barrage.

Son rôle est de cumuler les eaux drainées et de les évacuer à l'aide des collecteurs jusqu'à l'aval de la digue.

d. <u>Dimensionnement Du Drain Tapis</u> :

Pour intercepter les infiltrations dans le massif d'un barrage en terre, on dispose, habituellement, dans la partie aval du massif et au contact de celui-ci avec les fondations, d'un drain-tapis filtrant destiné à rabattre la ligne phréatique à l'intérieur du massif.

La longueur du drain tapis est de : $\mathbf{L_d = \frac{L_b}{3}}$

L_b : Longueur transversale du barrage [L_b= 90 m].

Donc : $\mathbf{L_p = \frac{90}{3} = 30m}$

e. <u>Dimensionnement du drain prisme</u> :

Il permet de :

- Réceptionner et évacuer les eaux infiltrées à travers le corps du barrage et sa fondation.
- Rabattre la ligne phréatique le plus basse possible.
- Réduire les pressions interstitielles dans certaines parties du corps du barrage.

➢ Fruits des talus :

$m_1=(1\div1,75)$ on prend $\mathbf{m_1=1,5}$

$m_2=(1,5\div2,5)$ on prend $\mathbf{m_2=1,5}$

➢ Hauteur : $h_{dr}=(0,15\div0,2)H_b$

H_b : Hauteur du barrage H_b=15 m

On prend, h_d=0,2H_b et on opte : **h_{dr}=3 m**

- Largeur en sommet :

On prend **b_{dr}=2m**

- Largeur en base :

$B=b_{dr}+(m_1+m_2)h_{dr}$ **B=11 m**

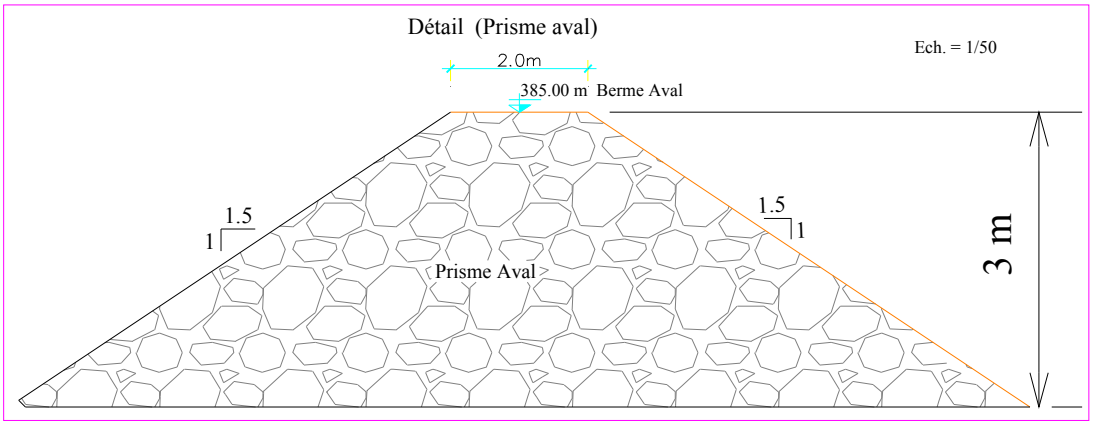


Figure IV.7 : Détail de prisme aval

f. <u>Dimensionnement du drain vertical</u> :

Le drain vertical, placé au centre du barrage, constitue une solution pour la variante «1» (digue homogène avec drain vertical).

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

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

Le niveau du drain vertical : **Ndr=390 m NGA**

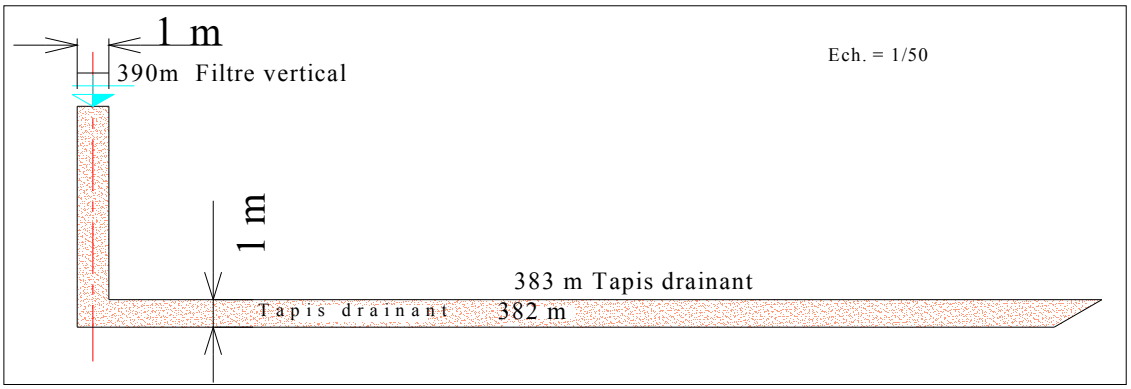


Figure IV.8 : Détails de drain vertical et tapis drainant

g. La clé d'étanchéité du barrage :

Une clé d'étanchéité est prévue dans la continuité de la digue en argile, elle assure l'étanchéité de la fondation au niveau des alluvions. La clé d'étanchéité est constituée d'un matériau identique à celui de la digue. La hauteur de la clé d'étanchéité, à partir du terrain naturel, est de 2,4m. 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 0,3 m. La largeur en base est de 4 m, indispensable pour la circulation des engins. La pente des talus de la clé d'étanchéité est : m=1,0.

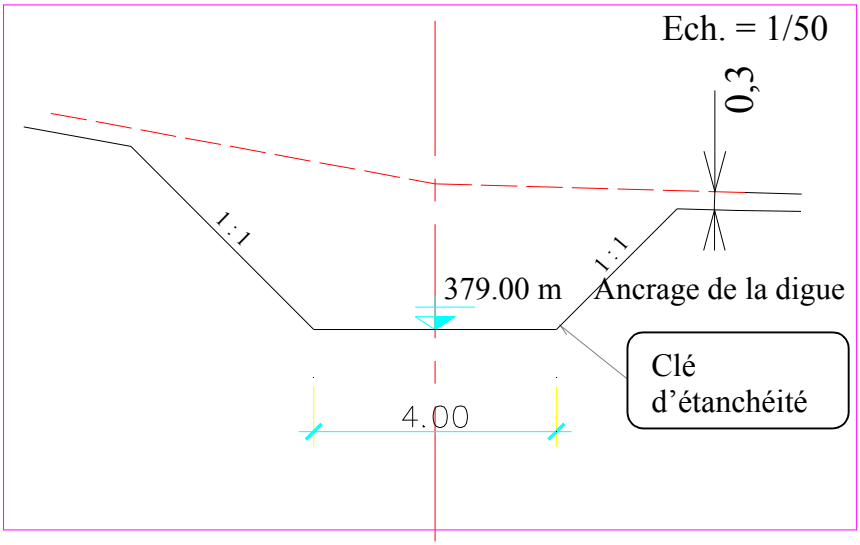


Figure IV.9 : Détail de clé d'étanchéité

IV.4 Etude Technico-économique :

Variantes de la digue :

1ére variante : Digue homogène en argile avec tapis et prisme de drainage.

2ème variante : Digue zonée en enrochement avec noyau argileux.

IV.4.1 Volume du corps du barrage :

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

$V_b = \sum V_i$

Tel que : $Vi = \frac{[S_i - S_{i+1}]}{2} L_i$

V_i : volume du barrage dans la coupe i ;

S_i : section transversale du barrage dans la coupe i ;

L_i : distance entre deux coupes voisines.

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

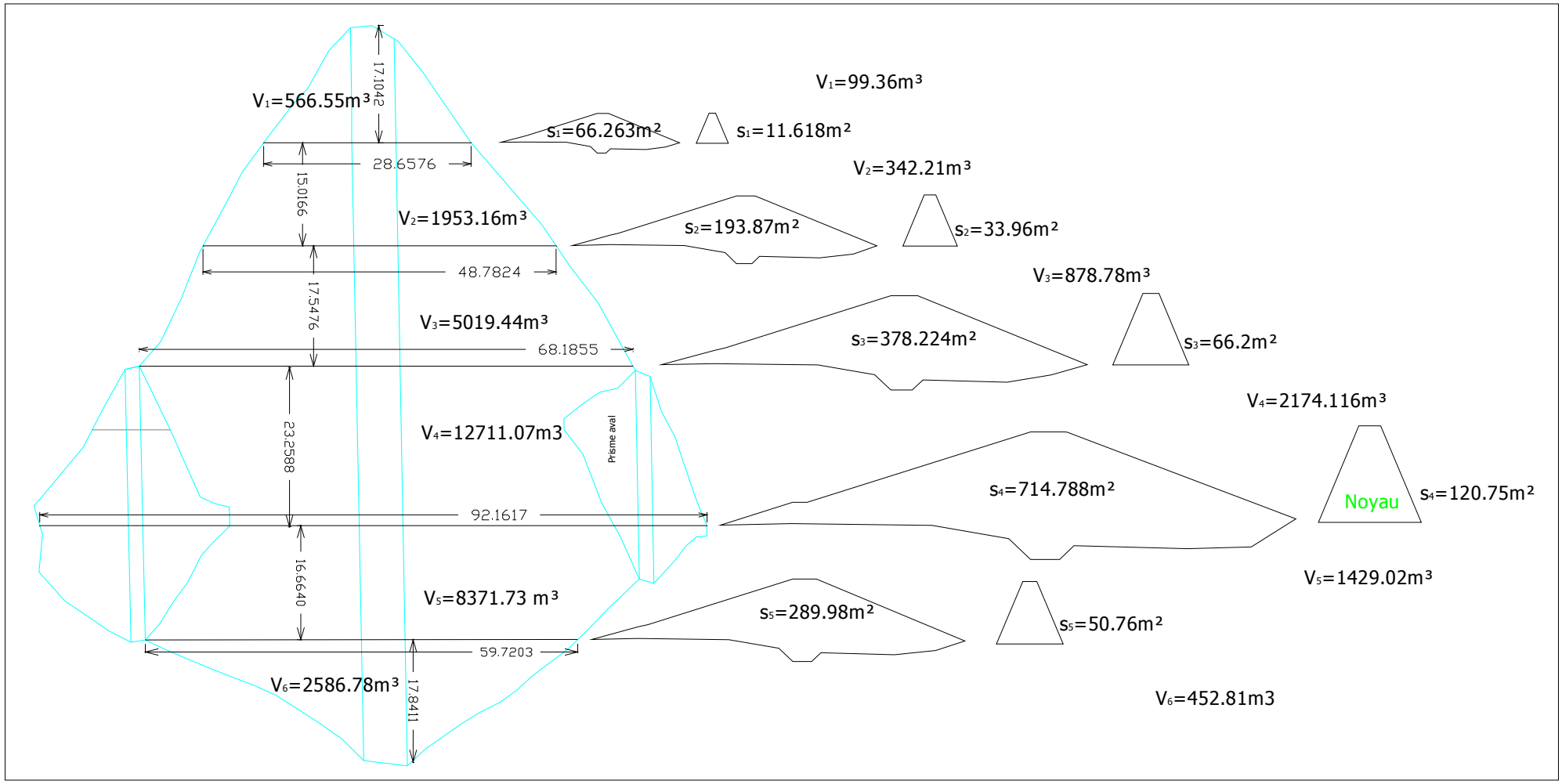


Figure IV.10 : Représentation des sections transversales de la digue (Profil en long et noyau)

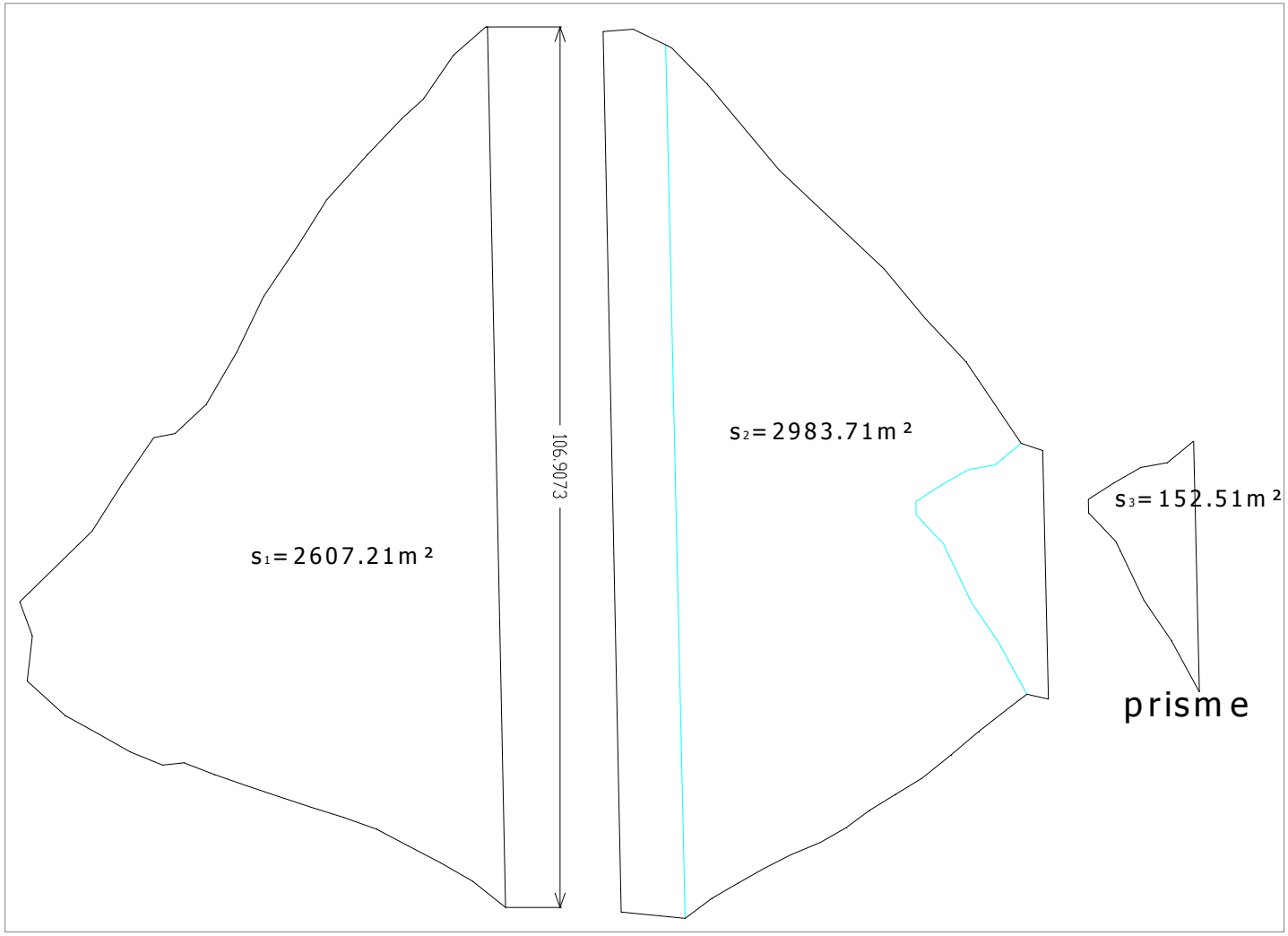


Figure IV.11 : Représentation des sections transversales de la digue (vue en plan et prisme)

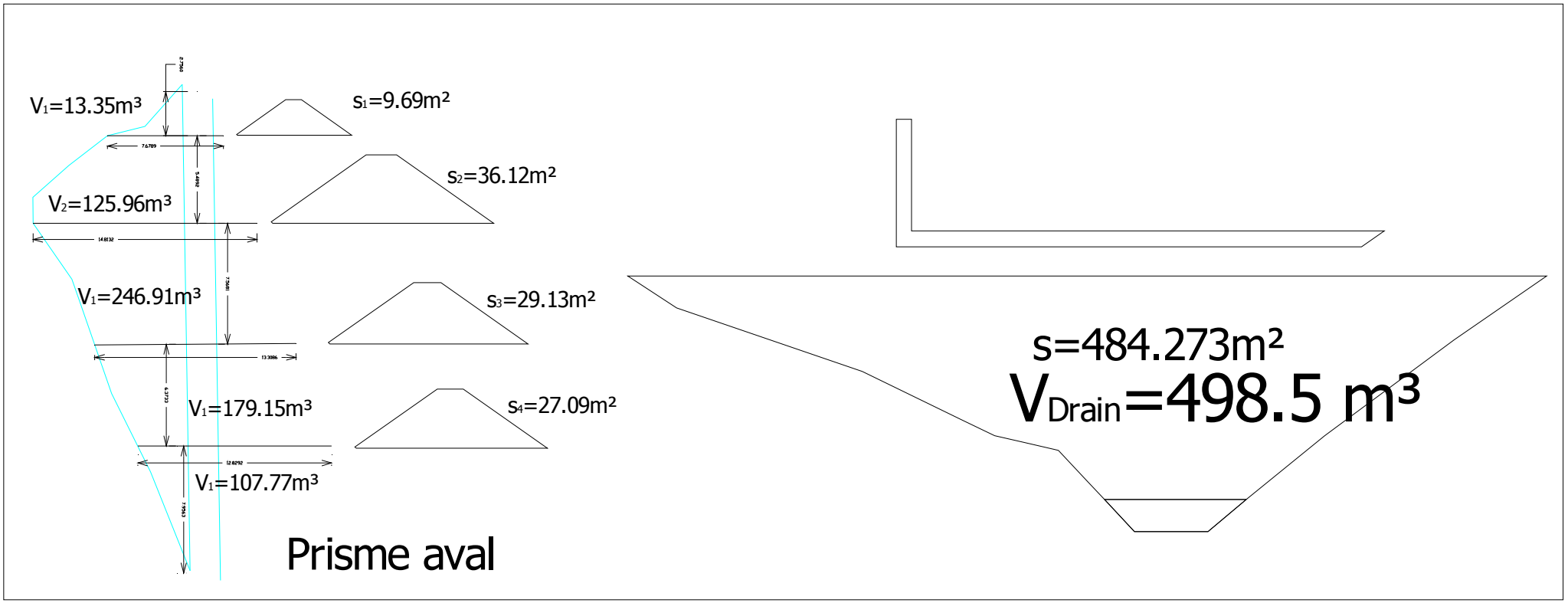


Figure IV.12 : Représentation des sections transversales de la digue (drain vertical et prisme aval)

b : largueur du couronnement ;

$B_{pi} = b + (m_1+m_2) H_{bi} = 94.5m$

m_1 : pente du talus amont ;

m_2 : pente du talus aval.

IV.4.2 Evaluation du prix total des différents matériaux :

- **1ére variante (**Digue homogène en argile avec tapis et prisme de drainage.**)** :

  Pour un barrage homogène en argile avec tapis et prisme de drainage, en prend les pentes des talus amont et aval : $m_1=3$; $m_2=2.5$

- **2ème variante (**Digue zonée en enrochement avec noyau argileux**).**

Le tableau suivant donne les différents coûts des variantes :

Tableau IV.5: les coûts des variantes étudiées.

variante	Matériaux	Quantité (m^3)	Prix unitaire (DA)	Coût (10^6 DA)	Totale (10^6 DA)
homogène	Recharge (argil)	30 710.2	1580	48,522	56,871
	Transition	2 297.4	1130	2,596	
	Filtres et drains	1 455.3	1980	2,881	
	drain vertical	698.5	4110	2,871	
Zoné	Recharge	25 832.4	1580	40,815	63,985
	le Noyau	5 376.3	1740	9,355	
	Filtres et drains	3 018.53	1980	5,977	
	Transition	1303.6	3560	4,641	
	Enrochement (drainage)	673.2	4750	3,198	

Source (Prix unitaires) :[ANBT ; 2006]

IV.5 Conclusion sur le choix final du type de barrage:

En analysant les résultats du tableau récapitulatif IV.5, la première impression tend vers la variante du barrage homogène qui donne le moindre coût, la facilité de réalisation, et de ce fait assure le compromis technico-économique.

V.1 Conception de la digue :

La digue choisie est une digue en remblai homogène avec un tapis et un prisme de drainage.

V.1.1 Détermination de la revanche :

La revanche est prévue pour faire face au déferlement des vagues.

R=1.03m

V.1.2 Détermination de la hauteur du barrage :

$$Hb = H_{NNR} + HF + R + T$$

Avec : H_b : Hauteur du barrage.

H_{NNR} : Hauteur correspondant au niveau normal de la retenue.

R : Revanche.

T : est le tassement du barrage.

$$H_b = 12 + 1.5 + 1.03 + 0.5 = 15.03\text{m}$$

$$\mathbf{H_b = 15m}$$

V.1.3 Largeur en crête du barrage :

On prend $\mathbf{b_{cr} = 6\ m}$

V.1.4 Pentes des talus :

Les talus ont, en général, des pentes variables

Amont $\mathbf{m_1 = 3.0}$

Aval $\mathbf{m_2 = 2.5}$

Les pentes du talus peuvent être corrigées dans le cas où la stabilité ne serait pas vérifiée.

V.1.5 Dimensionnement du parafouille :

- Profondeur h = 2.4 m.
- Largeur maximale = 9m.
- Largeur minimale = 4m.
- Pente de parafouille = 1

V.1.6 Protection des talus :

A. Calcul des filtres :

- ✓ **Règles des filtres :** vérification des conditions pour l'absence du renard.
- ➢ **Condition 1:**

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0{,}32\sqrt[6]{\eta}.(1 + 0{,}05\eta)\frac{n}{1-n}$$

D'où

- η : Coefficient d'hétérogénéité du sol du filtre, $\eta = D_{60}/D_{10}$;
- n : Porosité du sol en fonction d'unité $n = n_o - 0{,}1 \text{Log}\ \eta$;
- $n_o = 0{,}4$ pour les sols caillouteux ;
- $n_o = 0{,}45$ pour les sols argileux.

➢ **Condition 2 :**

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

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 4$$

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

B. **Détermination de la courbe granulométrique des Filtres :**

Selon les critères :

$$12 < \frac{D_{15}}{d_{15}} < 40$$

$$12 < \frac{D_{50}}{d_{50}} < 58$$

On trace les limites des couches de filtres avec :

D_{15},D_{50} : Diamètre de filtre.

$d_{15,\ d50}$: Diamètre du sol à protéger.

Granularité de sol protégé :

La courbe granulométrique moyenne est :

D_{15} = 0.078 mm ;

D_{50} = 0.7 mm.

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

D_{15} = 2.028mm.

D_{50} = 24.5mm.

C. **Vérification de l'absence de renard dans le sol des filtres :**

➢ **Filtre n°01 :**

▪ **Condition 1 :**

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0{,}32\sqrt[6]{\eta}\,(1 + 0{,}05\,\eta)\frac{n}{1-n}\,.$$

D'après la courbe granulométrique du sable :

D_5 = 0,04mm ; D_{10}=0,05mm ; D_{15}=0,078mm;

D_{17}=0,06mm ; D_{50}=0.7mm; D_{85}=6mm ; D_{60}=1.1mm.

- $\eta = D_{60}/D_{10}$ = 22 Coefficient d'hétérogénéité ;
- n_o= 0,4 d'où n=0,30 ;
- D_5/D_{17}=0.66 > 0,48

➢ La condition est vérifiée donc pas de phénomène de renard dans le sol.

- **Condition 2:** (zone de transition)

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0,078}{6} = 0,013 < 4$$

- La condition est vérifiée.

➢ **Filtre n°02 :**

- **Condition 1:**

$$\frac{D_5}{D_{17}} \geq 0,32\sqrt[6]{\eta}(1+0,05\eta)\frac{n}{1-n}$$

$D_5/D_{17}=0.67>0,6$: pour n=0,31 ; η=28.

La condition est vérifiée de non-existence du phénomène de renard.

- **Condition 2 :** (zone de transition)

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{2.028}{160} = 0.0125 < 4$$

- La condition est vérifiée.

❖ **Conclusion:**

On prévoit:

✓ **Une première couche de filtre en sable d'épaisseur =20 cm.**

✓ **La deuxième couche est en gravier d'épaisseur =20cm.**

✓ **L'enrochement d'épaisseur = 30 cm.**

D. Vérification de la nécessité de construire un filtre entre la digue et le drain :

✓ **Condition de perméabilité :**

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} > 5$$

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

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

D_{15} = 0.078 mm

d_{15}=0.003mm.

$$\frac{D15}{d15} = \frac{0.078}{0.003} = 26 > 5$$

Donc la condition de perméabilité est vérifiée.

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

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} < 5$$

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

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

D_{15}=0.078mm, d_{85}=0.1

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} = \frac{0.078}{0.1} = 0.078 < 5$$

- ✓ La condition est vérifiée donc : la construction d'un filtre n'est pas nécessaire.
- ✓ La condition assemblée les deux sont : $5.d_{85} > D_{15} > 5.d_{15}$ donc est vérifié.

V.1.7 TASSEMENT DE LA RETENUE COLLINAIRE:

Les tassements de la retenue collinaire dépendent essentiellement des caractéristiques géotechniques des sols de la retenue collinaire et de la fondation qui sont:

- Déformation due à l'effet de son propre poids.
- Déformation due à l'effet de la pression de l'eau.

Pour les retenues collinaires de faible hauteur, la valeur du tassement est prise généralement égale à (0,5 - 1,5) % de la hauteur de la retenue collinaire.
Pour notre cas: $H_b = 15$ m

$t = 0{,}015\ H_b = 0.225$ m.

On prend la valeur du tassement t = 22 cm, donc pendant la construction, on devra prévoir une contre flèche de 22cm, au milieu de la digue.

V.2 Les drains :

On réalise des drainages dans les retenues en terre, dans le cas, où la hauteur de ces retenues est égale ou supérieure à 6m. Ils sont destinés à l'abaissement de la courbe de dépression, pour la prévention de la sortie de l'écoulement souterrain au bief aval.

V.2.1 Dimensionnement du prisme :

- ➢ Fruits des talus :

  $m_1=(1\div1{,}75)$ on prend **$m_1=1{,}5$**

  $m_2=(1{,}5\div2{,}5)$ on prend **$m_2=1{,}5$**
- ➢ Hauteur :

  $h_{dr}=(0{,}15\div0{,}2)H_b$

  H_b : Hauteur du barrage **$H_b=15$ m**

  On prend, $h_d=0{,}2H_b$ et on opte **$h_{dr}=3$ m**
- ➢ Largeur en sommet

  On prend : **$b_{dr}=2$m**
- ➢ Largeur en base :

  $B=b_{dr}+(m_1+m_2)h_{dr}$ **B=11 m**

V.3 Calcul d'infiltration à travers la digue et la fondation :

La filtration des eaux, à travers le corps du barrage en terre et sous ses ouvrages, est crée par la charge d'eau au bief amont. Elle a pour conséquence la perte d'eau et les problèmes d'instabilité (Renards).

Les statistiques montrent que plus de 50% des avaries des barrages sont provoquées par la déformation de filtration, c'est pourquoi il faut toujours exécuter un calcul de filtration, donc établir la position de la ligne phréatique dans le massif du barrage, déterminer le gradient

de filtration, les vitesses de filtration et les débits de filtration à travers l'ouvrage et le sol de fondation.

V.3.1 Tracer de la ligne de saturation :

Il existe plusieurs méthodes de calcul de filtration à travers les barrages en terres : les méthodes expérimentales, hydromécaniques et les méthodes hydrauliques.

Pour le tracé de la ligne de saturation, on utilise la méthode grapho-analytique de KOZENY.

- **Admissions dans les calculs de filtrations hydrauliques des barrages en terres :**

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

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

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

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

- KOZENY a montré que la ligne de saturation peut être assimilée dans sa partie médiane à une parabole d'axe horizontal, dont le foyer « o » est situé au pied du parement aval du barrage (fin du drain).

L'équation de la parabole s'écrit: $\begin{cases} (X+Y_0)^2 = X^2 + Y^2 \\ X = d \\ Y = h \end{cases}$

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

d : largeur de base du massif.

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

h : charge d'eau, tirant d'eau.

La ligne phréatique coupe le talus aval en un point « C_o » à une distance « a » du foyer « o » et une distance « a + Δa » du point d'intersection « C » de la parabole de KOZNEY avec le talus aval.

D'après Casagrande « a » ne dépend que de la distance focale de la parabole de base et de l'ongle θ du talus aval. Il a dressé la courbe de variation de C : telle que :

$C = \dfrac{\Delta a}{a + \Delta a}$ en fonction de θ , d'où on peut déterminer « C_o »

Pour avoir la ligne de saturation, il suffit de relier la parabole de base au point « C_o » et « b » par une courbe normale au parement amont en « b » et tangente à la parabole.

b : le point d'intersection du talus amont avec le plan d'eau.

On a :

d = 21.77m et h=10.75m

$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$ Donc : $y_0 = 2.51\text{m}$

L'équation de la parabole s'écrit :

$2xy_o = y^2 - y_o^2$ donc : $2xy_o = y^2 - 6.3$

D'où : $\mathbf{y^2 = 5.02\ x + 6.3}$

Les coordonnées de la parabole sont données dans le tableau (V.1).

Tableau V.1 : Les coordonnées de la parabole

x	0	3	6	9	12	15	18	21	21,77
y	2,51	4,62	6,03	7,17	8,16	9,03	9,83	10,57	10,75

Le point d'intersection de la parabole avec la face aval du noyau « c » est déterminé par l'équation : $a + \Delta a = \dfrac{y_0}{1 - \cos\alpha}$

a : la distance « oc ».

Δa : la distance « C_1C ».

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

A partir de l'abaque de Casagrande (1937), on détermine $\dfrac{\Delta a}{a + \Delta a}$

On a : α = 90° d'où : $\dfrac{\Delta a}{a + \Delta a} = 0.25$ et : $a + \Delta a = \dfrac{2.51}{1 - 0} = 2.51m.$

on aura : Δa=2.51 ×0.25=0.627 m.

D'où: a = 2.51 – 0.627 = 1.883m**.** **a=1.883 m**

Δa=0.627m

Connaissant « a » et « Δa », on peut tracer le profil de la ligne de saturation.

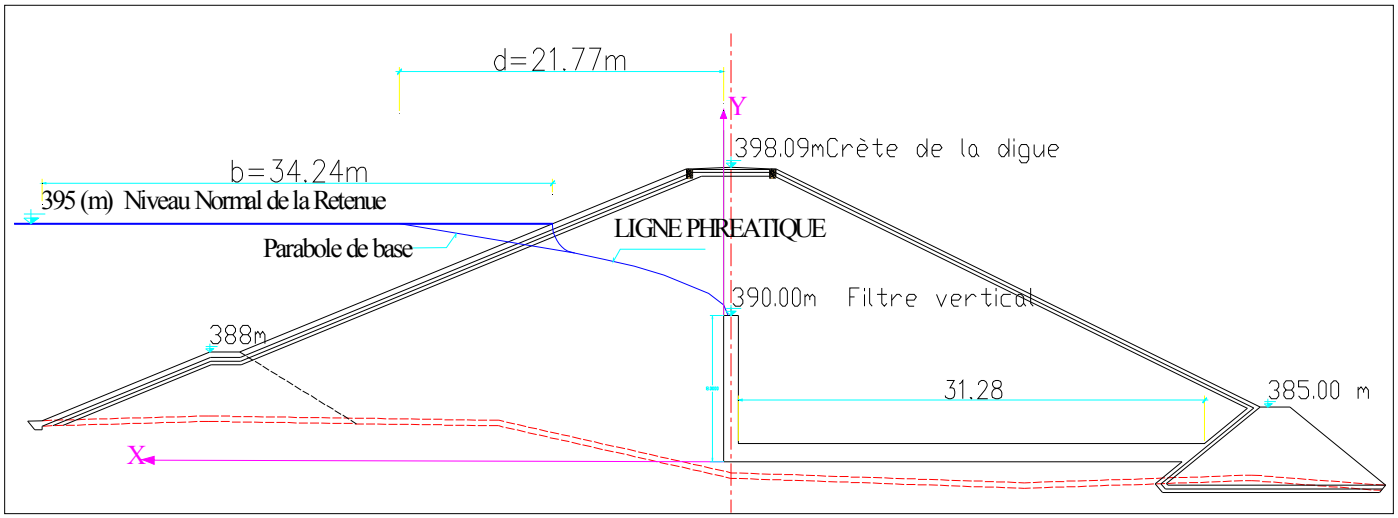


Figure V: Représentation de la ligne de saturation(Phéatique) à travers le corps de la digue

V.3.2 Calcul du débit d'infiltration (débit de fuite) :

C'est la nature du matériau (Argile) qui conditionne l'écoulement à travers le corps du barrage. On peut appliquer à celui ci les règles de l'écoulement à travers une digue homogène,

Le débit de fuite est donné par :

$$q_n = K.I.A$$

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

I : gradient hydraulique.

K : Coefficient de perméabilité.

A : section d'infiltration par unité de longueur.

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

Pour une digue homogène reposant sur une fondation imperméable : $q_n = Ky \frac{dy}{dx}$ Avec : $y\frac{dy}{dx} = y_0$

D'où : $q_n = Ky_0$ $m^3/s/ml$. Avec : $K=10^{-8}$ m/s

Soit: $q_n = 10^{-8} \times 2.51 = 2.51\times10^{-8}\ m^3/s/ml$

$q_n = 2.51\times10^{-8}\ m^3/s/ml.$

V.4 Vérification de la résistance d'infiltration du sol du barrage :

V.4.1 dispositif d'étanchéité :

La résistance d'infiltration du sol du corps de la digue est donnée par : $I = \frac{\Delta H}{\delta n} \leq I_{adm}$

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

δn : épaisseur moyenne de la digue.

I_{adm} : gradient hydraulique admissible ; on le détermine à partir du tableau V.2

Donc : $I_{adm}=1.5$; ΔH=10.75m; δn=45m; $I = 0.24 \leq I_{adm}$

✓ **On conclue que la clé d'étanchéité est assurée la résistance à l'infiltration du sol.**

Tableau V.2 : 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

V.4.2 Calcul des fuites à travers la fondation :

La vérification de la résistance d'infiltration générale est vérifiée si et seulement si la condition suivante est vérifiée : $I_f < \frac{I_{cr}}{Ks}$

Avec : I_{cr} : Gradient d'infiltration critique donné par le Tableau V.3

K_s : Coefficient de sécurité déterminée d'après le Tableau V.4

Tableau V.3: Le gradient d'infiltration critique

Sol de fondation	Argile	Limon	Sable gros	Sable moyen	Sable fin
Icr	1,20	0,65	0,45	0,38	0,29

Tableau V.4 : Le coefficient de sécurité en fonction de la classe de l'ouvrage

La classe de l'ouvrage	I	II	III	IV
K_s	1,25	1,20	1,15	1,10

Avec : I_f : Gradient d'infiltration dans la fondation donné par :

$$I_f = \frac{\Delta H}{L + 0.88Tc}$$

T_c : profondeur de calcul de la zone de filtration de la fondation.

H : charge d'eau (10.75m).

L : longueur à la base du barrage.

AN : $$I_f = \frac{10.75}{90 + 3.52} = 0{,}11$$

$$\frac{I_{cr}}{Ks} = \frac{1{,}20}{1{,}25}$$

$$\frac{I_{cr}}{Ks} = 0{,}96 \geq I_F$$

✓ La résistance d'infiltration de la fondation est vérifiée.

VI .1.Calcul de stabilité :

VI.1.1.Généralité sur la stabilité des barrages (Talus) :

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

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 basée sur le calcul en rupture circulaire.

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

1. soit par un calcul de vérification de la stabilité, les valeurs caractéristiques du remblai étant fixées.
2. Soit par une série de calculs (appelés dimensionnement) ; ou l'on fait varier un ou plusieurs paramètres (angle de talus …) jusqu'à aboutir au coefficient de sécurité souhaité.

Schématiquement, les formes d'instabilité mécanique sont :

1. Le glissement des talus :

Il existe plusieurs types

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

a.1. Glissement en cascade.

a.2 .Glissement, puit 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.

2. l'instabilité mécanique de la fondation

VI.1.2.Conséquences de l'instabilité des talus :

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

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

Le calcul se fait pour trois cas de fonctionnement :

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

La vérification des talus de barrage par la méthode grapho-analytique consiste dans la détermination du coefficient de stabilité « K », ces moments sont calculés par rapport au cercle de glissement du terrain, K doit être supérieur ou égal au coefficient admissible « k_{adm} » déterminé d'après le tableau suivant.

Tableau VI.1: Coefficient de stabilité admissible des talus.

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

Le coefficient admissible sera donc :

K_{adm} = 1,3 :1,2 « Sans séisme »

K_{adm} = 1,1 :1,05 « Avec séisme »

VI.1.3.Méthode des tranches : on exécutera les taches suivantes :

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

$R_1 = K_1 Hb$.

$R_2 = K_2 Hb$.

H_b : Hauteur totale du barrage.

(K_1 et K_2) : sont déterminés d'après le tableau VI.2en fonction de pentes de talus.

Tableau VI.2: détermination des coefficients K_1 et K_2 et les rayons R_1 et R_2

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

Pour notre cas :

talus	Pente du talus	K1	K2	R1 (m)	R2 (m)
Amont	3	1,0	2,3	15	34,5
Aval	2,5	0,875	2,025	13,125	30,375

Le centre des rayons étant le point « B »

L'intersection des rayons R_1 ; R_2 avec les deux lignes (verticale, 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 à d entre l'axe horizontal du barrage et la surface du terrain ; à coté du talus aval, et on indique le centre de glissement « o »

On partage la zone limitée par la courbe en parties verticales (tranches) d'une épaisseur **b=0.1R**, on marque toutes les parties gauches par des chiffres positifs et les parties droites.

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

Les efforts agissants sur une partie de glissement sont :

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

Le poids de la tranche se décompose en deux composantes :

- Composante normale (forces stabilisatrices) : $N = G_n \cos \alpha$
- Composante périphérique (forces déstabilisatrices) : $T = G_n \sin \alpha$

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

Les caractéristiques géotechniques des sols :

Elles sont représentées dans le tableau VI.3 suivant :

Tableau VI.3: Les caractéristiques géotechniques des sols

Paramètres	Unité	Corps du barrage
φ	Degré (°)	25
C	T/m^2	4
γ_{sat}	T/m^3	1.98
γ_d	T/m^3	1.78
γ_s	T/m^3	1.57

Source : [ANBT]

VI.2 Calcul des forces appliquées à chaque tranche :

VI.2 .1 Force dûe à la pesanteur (poids propre de la tranche) :

La force dûe à la pesanteur est appliquée au centre de gravité de la tranche étudiée.

La formule s'écrit : $\mathbf{G_n = b\ (\gamma_1 .h_1 + \gamma_2 .h_2 + \gamma_3 .h_3)}$.

h_1 , h_2 , h3 : hauteurs des tranches.

γ_1 ou γ_d : Densité humide utilisée au dessus de la ligne phréatique.

γ_2 ou γ_{sat} : Densité saturée utilisée au dessus de la ligne de saturation.

γ_3 : Densité du massif de la fondation (densité de l'assise).

b : largeur de la tranche.

VI.2 .2 Force de pression interstitielle :

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

$\mathbf{P = U.\ dl = \gamma_w\ .\ h\ .dl}$

U : pression interstitielle.

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

γ_w : poids volumique de l'eau $\delta w=10KN/m^3$.

h : hauteur de la tranche.

VI.2 .3 Forces de cohésion :

$\mathbf{F_c = C \times dl}$

C : Cohésion du sol (Matériau).

VI.2 .4 Forces dues au séisme :

$\mathbf{T = a \times G_n}$

a : Coefficient de séisme.(a=0,13)

$\mathbf{G_n}$: Poids de la tranche.

VI.2 .5 Classement des forces :

On peut classer toutes ces forces comme suit :

A. Les forces stabilisatrices :

a. Force de frottement :

$\mathbf{F_1 = N\ n\ tg\ \varphi - U\ dl\ tg\varphi.}$

φ : Angle de frottement.

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

b. Force de cohésion :

$$F_c = C \times dl$$

Avec : $dl = \frac{2.\pi.R.B_i}{360}$

R : rayon de la courbe de glissement.

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

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

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

B. Les forces motrices :

Les forces motrices sont caractérisées par la composante périphérique (**N t**), (force de cisaillement) du poids **(G_n)** qui provoque le glissement du talus.

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

$$M = R \sum_{i=1}^{n} Tn$$

Remarque que : $\sin\alpha = \frac{numéro\ \text{de la tranche}}{nombre\ \ totale\ \ des\ \ tranches}$

$Cos\alpha = \sqrt{1 - Sin^2\alpha}$.

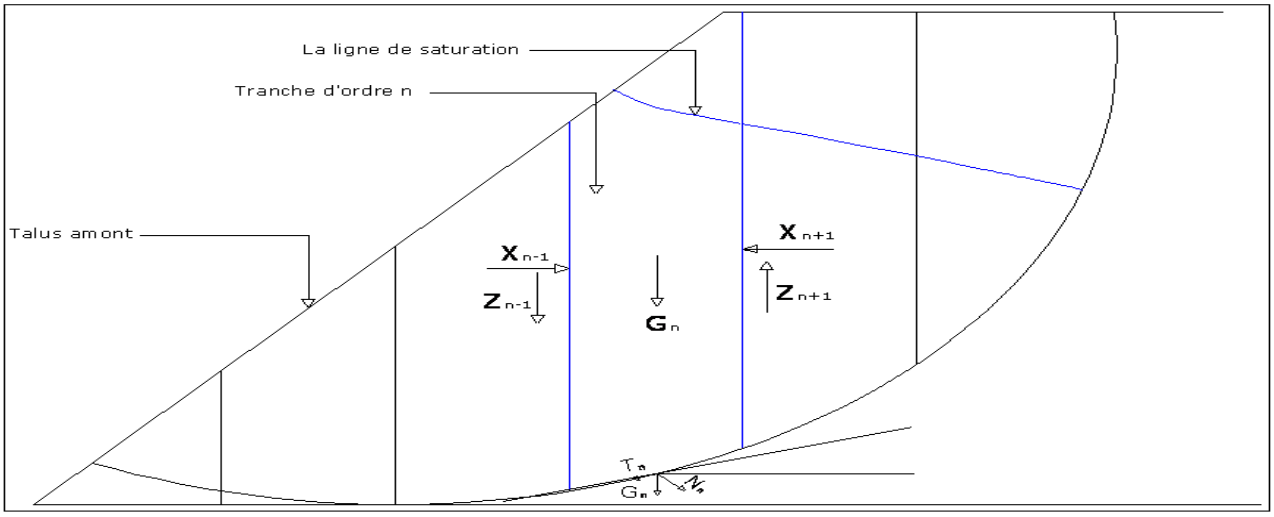


Figure VI : schéma de calcul de stabilité, méthode de FELLENIUS.

VI.3 Calcul du coefficient de sécurité pour les différents types de fonctionnement

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

VI.3 .1 Retenue pleine :

$$Kss = \frac{\sum (Nn - pi)tg\varphi_i + \sum Ci.dl}{\sum GnSin\alpha_n} \geq K_{adm}$$

$$Kas = \frac{\sum (Nn - pi)tg\varphi_i + \sum Ci.dl}{(1/R)\sum Gn.an_i.dn_i} \geq K_{adm}$$

Kss : coefficient de sécurité sans séisme.

Kas : coefficient de sécurité avec séisme.

VI.3 .2 Retenue vide (fin de construction) :

$$K_{ss}=\frac{\sum N_n tg\phi + \sum CdL}{\sum T_n}$$

$$K_{as}=\frac{\sum N_n tg\phi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R}\sum aG_n d_n}$$

VI.3 .3 Vidange rapide :

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

$$Kss = \frac{\sum Nntg\varphi_i + \sum Ci.dl}{\sum Tn_i} \geq K_{adm}$$

$$Kas = \frac{\sum Nntg\varphi_i + \sum Ci.dl}{\sum Tn_i + (1/R)\sum Gn.an_i.dn_i} \geq K_{adm}$$

Tableau VI.4: Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement.

Cas de sollicitation		Coefficients de sécurité	
		Avec séisme (Kas_{adm} = 1,1 :1,05)	Sans séisme (Kss_{adm} = 1,3 :1,2)
Fin de Construction	**Talus amont**		
	R_4=35,19m	3.05	4.18
	R_5=37,11m	3.03	4.61
	R_6=35,92m	2.87	4.42
	Talus aval		
	R_1=31,81m	2.49	3.67
	R_2=32,48m	2.52	3.53
	R_3=35,15m	2.45	3.43
Fonctionnement Normal	**Talus aval**		
	R_7=31,81m	2.49	3.67
	R_8=32,48m	2.52	3.53
	R_9=35,15m	2.45	3.43
Vidange Rapide.	**Talus amont**		
	R_{10}=35,19m	2.88	4.01
	R_{11}=37,11m	2.67	4.24
	R_{12}=35,92m	2.64	4.11

VI.4 Conclusion :

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

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

Introduction :

Les barrages réservoirs sont souvent équipés d'ouvrages annexes destinés à l'exploitation de la retenue et assurer la sécurité du barrage. Les ouvrages annexes sont des ouvrages hydrauliques qui font transiter l'eau du bief amont vers le bief aval, à travers des orifices spéciaux, des déversoirs, des canaux, des conduites, des galeries, et autres, en tenant compte du type de barrage, sa fondation, les rives de la vallée, la topographie du site.

Les ouvrages annexes prévus pour la retenue sont :

- La vidange de fond.
- La prise d'eau.
- L'évacuateur de crues.
- La dérivation provisoire.

VII.1 L'évacuateur de crues :

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

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

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

VII.1.1 Différents types d'évacuateurs de crue :

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, 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 :

a) Evacuation d'importants débits ($80 < Q < 6000$) m3/s.

b) Bon fonctionnement avec forte chute pour des grandes charges.

En parallèle, ce type d'évacuateurs présente des inconvénients :

a) Problème de saturation (Débit supérieur à celui de dimensionnement, charriage)

b) Problème de vibration.

c) Problème de liaison difficile à assurer (digue - conduite ou galerie).

d) Prévoir des protections antivortex (coût et entretien).

e) Dissipation au pied de la digue.

Evacuateur de crues latéral à entonnement latéral

Ce type d'ouvrage est à écoulement à surface libre, son critère de choix est purement topographique.

Ce type présente comme avantage; une limitation du volume des fouilles avec une grande largeur déversante.

L'inconvénient majeur est celui de la saturation, puisque le débit est limité par la section d'entonnement du coursier.

Evacuateur de crue latéral à entonnement frontal

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

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

Ces inconvénients sont :

- Le coût peu élevé.
- La difficulté de modification.

Evacuateur de crues en siphon

Ce type d'ouvrage est à écoulement en charge, posé sur le corps du barrage, il présente les avantages :

- Aucune exigence topographique.
- Calcul usuel.

Ces inconvénients sont :

- Amorçage et le désamorçage.
- La maintenance.
- Débit faible à évacuer.
- Dispositif sur le corps de la digue.

VII.1.2 Choix de l'évacuateur de crue :

Prés de la moitié des cas de destruction des barrages en terre, provient de submersions dûes à une insuffisance ou à une absence d'évacuateur de crue. Pour cela, il faudra prendre plusieurs facteurs en considération

a) topographie : l'oued présente des rives avec une pente, plus ou moins douce, alors que ce dernier se dirige vers la rive gauche : en aval, il y a un talweg qui véhicule les eaux déversées vers ce dernier ; ce qui favorise l'implantation de l'axe de l'évacuateur de crues sur la rive gauche. Ceci va diminuer les travaux d'excavation, ces conditions nous permettent d'implanter un évacuateur latérale à entonnement frontale.

b) Géologie : d'après les sondages implantés sur l'axe de la digue, notamment, sur la rive gauche de l'oued, on remarque que la formation géologique de la dite rive pourra supporter un ouvrage en béton. On remarque aussi la présence des alluvions, ainsi que l'absence des roches dans la fondation du barrage ce qui défavorise la réalisation d'un tunnel ou d'une galerie.

c) Fonctionnement : au contraire de l'évacuateur tulipe, l'évacuateur à ciel ouvert ne représente aucun danger lors de l'évacuation, en plus, il est plus facile à entretenir

d) Réalisation : dans notre cas, le type le plus adapté de point de vue réalisation est celui qui a été choisi ; vu la grandeur du projet ainsi que l'aspect économique qui à prendre en compte.

Conclusion :

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

VII.1.3 Dimensionnement de l'évacuateur de crue

L'évacuateur de crues est constitue des éléments suivants :

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

- **Dimensionnement et calcul hydraulique des éléments constituant, l'évacuateur de crue**

a. Canal d'approche:

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

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

H: la charge d'eau sur le déversoir H=0,72m.

$$H+ P =2,22m$$

Vitesse d'approche:

La vitesse est donnée par la relation suivante:

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

b: largeur du déversoir (b=8m).

Q: débit évacue (Q=22m^3/s).

On trouve: V=1,24 m/s.

La vitesse admissible pour le tronçon non revêtu est (4,4 ÷ 10) m/s, [V=1,24 m/s <V_{adm}]

Donc pas de risque d'érosion.

- **Hauteur du mur du canal d'approche**

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

$$R_e = 0.6 + 0.05V\left(H\right)^{1/3}$$

R=0,65m

D'où la hauteur de mur est:

$$H_m = H+P+ 0,65 =2,87m$$

On prend: H_m=3m.

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

La longueur du canal d'approche est déterminée d'après la topographie, elle est égale à 16m.

b. Le déversoir:

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

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

$$y = \frac{\left(x^{1.85}\right)}{\left(2H^{0.85}\right)}$$

H: la charge sur le déversoir.

Tableau VII.1: Coordonnées du seuil déversant.

X	Y
0	0,000
0,1	0,009
0,2	0,034
0,3	0,071
0,4	0,121
0,5	0,183
0,6	0,257
0,7	0,342
0,8	0,437
0,9	0,544
1	0,661
1,1	0,789
1,2	0,926
1,3	1,074
1,4	1,232
1,5	1,400
1,6	1,577
1,7	1,764
1,8	1,961
1,9	2,167
2	2,383

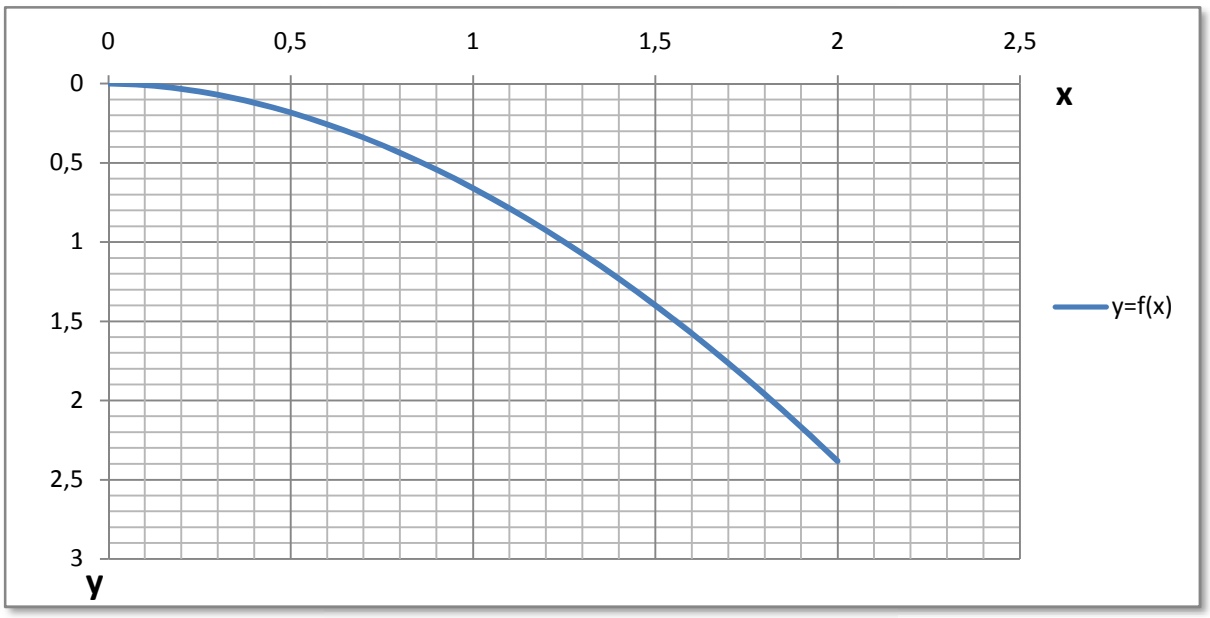
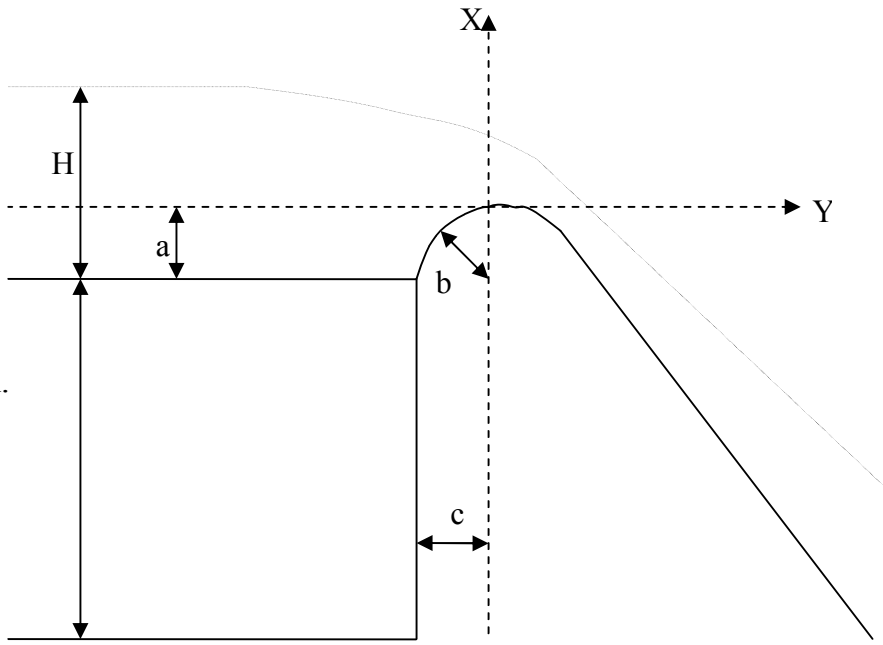


Figure. VII.1 : Profil de CREAGER



a = 0.12H = 0.09m.
b = 0.4H = 0.3m.
c = 0.3H = 0.2m.

Fig. VII.2 : Dimensions du déversoir.

c. Chenal d'écoulement :

Le chenal fait directement suite au déversoir, dans le cas d'un évacuateur de surface, sa pente est suffisamment faible (inférieure à la pente critique) pour que le régime soit fluvial.

Il est en général, de section rectangulaire, sa longueur est rarement importante car il sert uniquement à contourner le sommet du barrage avant d'aboutir au coursier.

La longueur du chenal est déterminée en fonction de la topographie; elle est égale à 10m et une pente de 0,1%.

On détermine la profondeur critique h_{cr} pour un canal de forme rectangulaire comme suit :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

Avec : q : débit spécifique $q = \frac{Q}{b}$ (m^2/s)

Q: débit à évacuer ($Q=22m^3/s$).

b: largeur du canal (b=8m).

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

h_{cr}=0.92 m

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

$$Q = K.S.R^{2/3}.I^{1/2}$$

Avec: R:rayon hydraulique (en m)

I: la pente en (m/m).

S: section mouillée

K: coefficient de Manning-Strickler (K=71).

Pour une section rectangulaire: $I_{cr} = \left[\frac{Q.(b+h_{cr})^{2/3}}{K.(b.h_{cr})^{5/3}}\right]^2$

I_{cr}=0,23%.

(0.1%<0.23%$\Rightarrow$ I<I_{cr}), La condition est vérifiée.

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

$$Q = S.C\sqrt{R.I}$$

Avec : S : section du chenal S=b.h_n ;
I : pente du chenal I=0.1% ;
C : coefficient de Chezy C=$R^{1/6}$/n
R : rayon hydraulique R=S/P=$\frac{b.h_n}{2.h_n + b}$;

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

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

On aura : h_n=1,26 m,

$V_n = \frac{Q}{b.h_n}$, V_n=2,18 m/s.

$h_n > h_c$ donc : l'écoulement est fluvial.

d. <u>Calcul du convergeant :</u>

Le convergeant est l'ouvrage intermédiaire entre le chenal d'écoulement et le coursier, sa largeur au début est égale à celle du chenal d'écoulement et égale à sa fin à celle du coursier. Son rôle est de guider les filets d'eau jusqu'au coursier avec un passage d'un écoulement fluvial à la fin du chenal à un écoulement torrentiel au début du coursier.

La longueur du convergeant est estimée par la formule suivante :

$$\mathbf{L = 2{,}5\ (l_1 - l_2)}$$

Ou : l1 : est la largeur au plafond du bief amont l_1=8 m
l2 : est la largeur au plafond de la section de contrôle l_2=4m
La longueur du convergent est de 10m**.**

e. <u>Le coursier</u> :

En général, le coursier commence par un convergeant amenant à la section de contrôle (section et atteinte la hauteur critique), à partir de laquelle la pente augmente, sa largeur est calculée est estimée à:

L_2=4m

- <u>La profondeur critique :</u>

La condition de l'état critique est :

$$\frac{\mathbf{Q^2 B}}{\mathbf{g \cdot S^3}} = \mathbf{1}.$$

Pour un canal rectangulaire :

$$\mathbf{h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot B^2}}}$$

B : est la largeur du coursier égale à : 4 m.

<u>A.N :</u>

$\mathbf{h_{cr} = 1{,}45m}$

- La pente critique :

La pente d'un canal uniforme, pour un débit donné, est la pente que devrait prendre ce canal, pour que la profondeur normale du courant considéré, soit égale à la profondeur critique.

Pour calculer I_{cr} on utilisera donc la relation du régime uniforme : $Q = Sc.C.\sqrt{R_c.I_{cr}}$

Donc : $$\mathbf{I_{cr} = \left(\frac{Q}{C_{cr} \cdot S_{cr} \cdot R_{cr}^{1/2}} \right)^2}$$

S_{cr} : Section critique (m^2).
R_{cr} : Rayon critique (m).
C_{cr} : Coefficient de CHEZY

$$\mathbf{C_{cr} = \frac{1}{n} R_{cr}^{1/6}}$$

A.N :
$$Sc_r = B \cdot h_{cr} = 4 \times 1{,}45 = 5{,}8\ m^2$$
$$Pc_r = B + 2 \cdot h_{cr} = 4 + 2 \times 1{,}45 = 6{,}9\ m$$
$$Rc_r = \frac{Scr}{Pcr} = \frac{5{,}8}{6{,}9} = 0{,}84\ m$$

$$C_{cr} = \frac{1}{0{,}014} \times 0{,}84^{1/6} = 69{,}39$$

Donc : $I_{cr} = \left(\frac{22}{69{,}39 \times 5{,}8 \times 0{,}84^{1/2}} \right)^2 \cdot 100\% = 0{,}373\%$ $\mathbf{I_{coursier}}=0,18 > \mathbf{I_{cr}}=0,00373$

- Calcul de la profondeur normale :

La profondeur normale, présente la profondeur du courant en régime uniforme (c'est-à-dire la section transversale et la pente de la surface libre sont constantes) ; elle est calculée en utilisant la formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy).

$$Q = S.C.\sqrt{R.I}$$

Avec : S : section du coursier S=b.h_n ;
I : pente du coursier I=18% ;
C_n : coefficient de Chézy $C_n = R^{1/6}/n$
R : rayon hydraulique $R = \frac{S}{P} = \frac{b.h_n}{2.h_n + b}$;

En substituant de la même manière que pour le chenal, on aura:

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

On aura : **h_n=0,385m**, $V_n = \frac{Q}{b.h_n}$, **V_n= 14,28 m/s**

- Calcul de la ligne d'eau dans le coursier :

Le calcul de la ligne d'eau est effectué à l'aide d'un logiciel appelé « CANALP ».
Sur le tableau suivant, on présente les différents paramètres de calcul suivant des sections distantes de 10m (le pas).

Les donnés de départ sont:

- Largeur du canal b=4m.
- Débit a évacuer: Q=22m^3/s.
- La pente du coursier: I=0,18
- La longueur du coursier: L=65m.
- Coefficient de Strickler (71).

Q (m3/s)	Strickler	I (m/m)	Y_n(m)	Y_c(m)	L bief (m)
22	71	0,18	0,385	1,45	65

Les résultats de calculs sont illustrés dans le tableau **VII.2**:

Tableau VII.2: Ligne d'eau à pas d'espace de 10m.

Section	Abscisse	Pas (m)	Y (m)	Froude	Hs (m)	J (m/m)
Amont	0	10	0.50	4.96676	6.667	81.443
1	10	10	0.47	5.44981	7.450	98.501
2	20	10	0.44	6.01657	8.404	120.739
3	30	10	0.43	6.22767	8.769	129.643
4	40	10	0.42	6.45140	9.160	139.452
5	50	10	0.41	6.68886	9.582	150.284
6	60	10	0.40	6.94126	10.036	162.275
Aval	70	10	0.40	6.94126	10.036	162.275

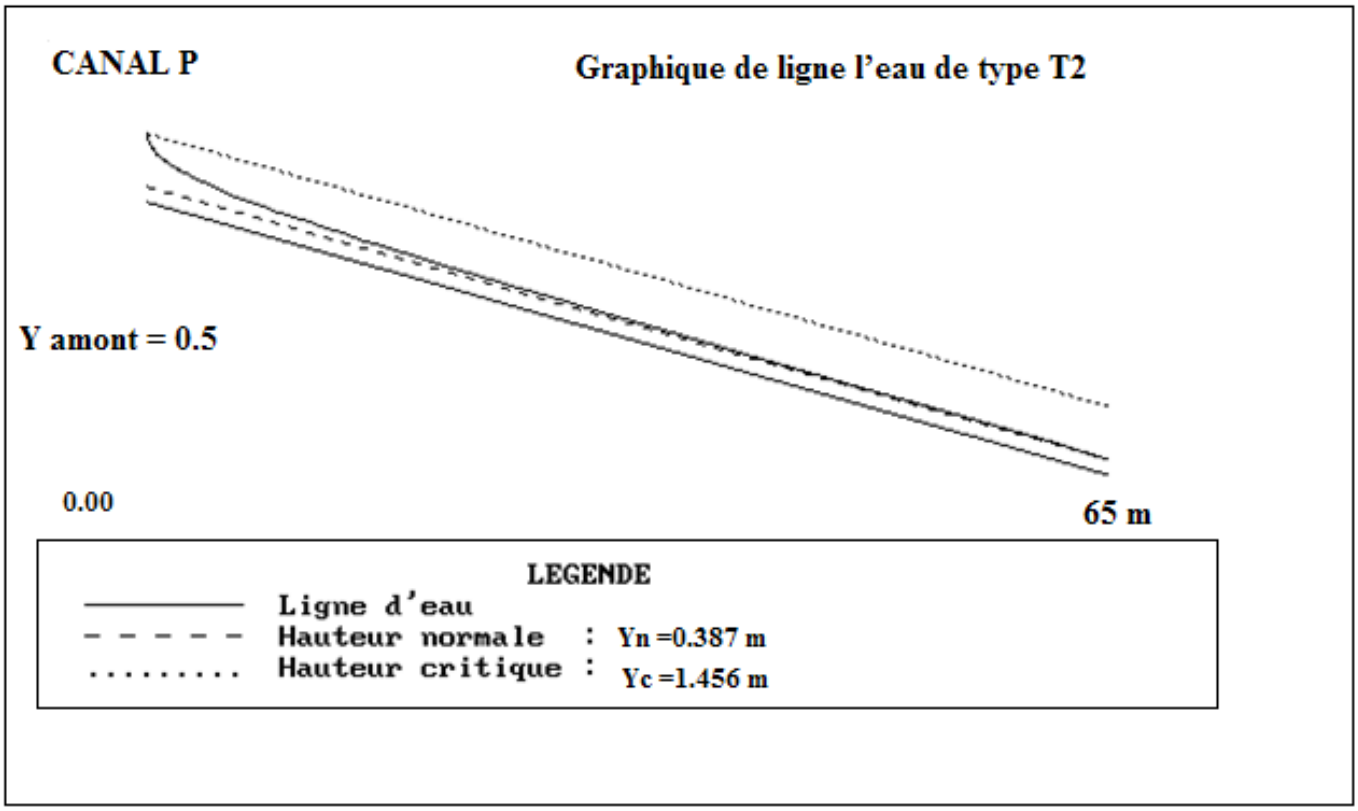


Figure VII.3 : La ligue d'eau dans le coursier

D'après le tableau la valeur qu'on doit adopter est : y = 0.40 m.

La vitesse à la fin coursier est:

$$V = \frac{Q}{b.y} = 13.75 \text{ m/s}$$

Donc : $F_{r=} \frac{V}{\sqrt{gy}} = 6.94$

$F_{r=} 6.94$

f. <u>Dissipateur d'énergie</u> :

Il permet de dissiper l'énergie des eaux de crue avant de les instituer à l'oued, la forme du ressaut et ses caractéristiques dépendent directement du nombre de FROUDE d'après les tests réalisés par (USBR) " **U**NITED **S**TATES **B**UREAU OF **R**ECLAMATION ".

- $1,0 \leq Fr \leq 1,7$ Ressaut ondulé.
- $1,7 < Fr \leq 2,5$ Ressaut faible de petites apparaissions en surface.
- $2,5 < Fr \leq 4,5$ Ressaut oscillant.
- $4,5 < Fr \leq 9$ Ressaut stable (Stationnaire).
- $Fr > 9$ Ressaut fort (Ecoulement très turbulent)

Froude est supérieur à 4,5, donc il y'aura formation d'un ressaut stable.

Pour la dissipation de cette énergie on a opté pour un bassin à ressaut, la mise en place des blocs, de déflecteur permettent de raccourcir le bassin et d'éviter le déplacement du ressaut à l'aval. La vitesse d'entrée est inférieure à 15m/s ; le nombre de Froude indique nettement qu'il y'a formation de ressaut donc il faut déterminer les profondeurs conjuguées et la longueur du bassin pour l'utiliser dans le dimensionnement des blocs chicanes.

V< 15m/s et $4,5 < Fr \leq 9$ alors le bassin qui convient est de type II.

- <u>Détermination des caractéristiques du bassin</u> :

On a F = 6.94 et y_1=0.4 m

Donc de l'abaque (Annexe A) $\frac{Y_2}{Y_1} = 9.34$, d'où

$y_2 = 3.7$ m.

y_1 : Tirant d'eau avant le ressaut en (m).

y_2 : Tirant d'eau après le ressaut en (m).

Longueur du bassin tire de l'abaque (Annexe A) $\frac{L_{bas}}{Y_2} = 2.56$

Donc : L_{bas} = 9.55m. On prend : L_{bas} = 9.5 m.

- <u>Dimensionnement des blocs Chicanes :</u>
  - La hauteur des blocs de chutes : $h_1 = Y_1 = 0.4$ m.
  - La largeur des blocs de chutes : $l_1 = Y_1 = 0.4$m.
  - Espacement entre deux blocs de chutes : $e_1 = Y_1 = 0.4$ m.
  - Hauteur du seuil denté : $h_2 = 0.2 \times Y_2 = 0.74$ m.
  - La largeur d'une dent : $l_2 = 0.15 \times Y_2 = 0.55$ m.
  - Espacement entre deux dents : $e_2 = 0.15 \times Y_2 = 0.55$ m.

g. Canal de restitution :

Le canal de restitution a pour but d'acheminer les eaux évacuées vers le l'oued après la dissipation de son énergie; selon les conditions topographiques, cette partie est constituée par un tronçon de 10 m de longueur environ, de forme trapézoïdale avec un fruit de talus de 1/1, et une pente du canal de I_c=0,7 % ; il est en enrochement.

➢ La hauteur critique :

Pour un canal trapézoïdal, la hauteur critique se calcule par la formule suivante (AGRASKINE) :

$$h_{cr} = K(1 - \frac{Z'}{3} + 0{,}105Z'^2)$$

$$\text{Avec : } K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g.b^2}}$$

$$\text{Et} \quad Z' = \frac{K.m}{b}$$

m : fruit des talus du canal de fuite m=1.

Ce qui donne : K=1.45 , $Z' = 0.36$ d'où

h_{cr}= 1.3 m

➢ La pente critique :

Elle est donnée par : $I_{cr} = \frac{g.h_c}{C^2.R_c}$

Avec : I_{cr} : pente critique ;

S_c : section critique S_c=m. h^2_{cr}+b.h_{cr} ;

P_c : périmètre critique $P_c = b + 2.h_{cr}\sqrt{1+m^2}$

R_c : rayon critique R_c=S_c/P_c ;

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

n : coefficient de rugosité n=0.02

Ce qui donne :

- ✓ S_c = 6.89 m^2
- ✓ P_c = 7.68 m
- ✓ R_c = 0.9 m
- ✓ C_c = 49.1m

La pente critique est **:**

I_{cr} = 0.6 %

➢ Profondeur normale dans le canal :

La formule de l'écoulement uniforme (formule de Chézy) est :

$$Q = S.C.\sqrt{R.I}$$

Pour la hauteur normale on a :

- ✓ S_c=m. h^2_n+b.h_n
- ✓ $P_n = b + 2.h_n\sqrt{1+m^2}$
- ✓ R=S_n/P_n
- ✓ $C_n = R^{1/6} / n$

En substituant chaque terme par sa valeur, on aura l'équation suivante qu'on résout avec la méthode itérative.

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

Le résultat du calcul par itération donne :

$h_n = 0.525$m

- Vitesse dans le canal :

$V = \frac{Q}{S} = \frac{Q}{m.h_n^2 + b.h_n}$ D'où : V=2.38m/s

$V \geq V_{adm}$ (1,8 à 2,2) m/s ; donc il faut prévoir une protection aval en enrochement.

VII.1.4 Vérification de l'existence des vagues roulantes :

La vérification de l'existence des vagues roulantes, au niveau du coursier, se fait à l'aide des conditions : $\frac{b}{h} \leq (10 - 12)$

$$F \leq 40.$$

Où b : Largeur du coursier.
h : Hauteur d'eau à la fin du coursier.
F : nombre de Froude.
AN : b = 4m. , h = 0.4 m.

Ce qui donne

$$b/h = 10 \leq 12.$$

Ce qui implique l'inexistence des vagues roulantes.

VII.1.5 Hauteurs des murs bajoyers:

a. Hauteur des murs dans le déversoir :

On a : $\mathbf{H_m = h_e + r}$

H_m : Hauteur des murs bajoyers en [m].
h_e : Lame d'eau sur le déversoir [m]. he = 0.72 m
r : Revanche de sécurité (m) donnée par [$\mathbf{r = 0,61 + 0,14\ V^{1/3}}$].
A.N: V=1.24 m/s

Ce qui donne : r = 0.76 m, H_m=1.48 m

b. chenal d'écoulement :

Sur le long du chenal d'écoulement, les hauteurs des murs bajoyers vont atteindre le niveau de la crête de la digue.

c. Le coursier :

Pour des raisons d'ordre économiques, et compte tenu de la ligne d'eau présentée, on partage le coursier en deux tronçons dont les hauteurs des murs bajoyers différent.

- le 1er tronçon à l'amont.
- le 2eme tronçon à l'aval

d. Hauteur au début du 1er tronçon :

Hm=he+r,

Ou : Hm : hauteur du mur bajoyer ;
he : hauteur d'eau he = 1,45m ;
r : revanche de sécurité donnée par : $r=0.61+0.14V^{1/3}$
V : la vitesse ou niveau de la section de contrôle : $V = \frac{Q}{b\ .Y_c} = 3.79$ m/s ;

Ce qui donne : r=0.83 m, Hm=2.28 m

e. Hauteur à la fin du 1er tronçon :

On procède de même manière que précédemment.

he = 0.42 m on aura V =13.1 m/s, r =0.94, Hm=1.36m

f. Hauteur à la fin de 2eme tronçon :

he = 0.4m on aura V= 13.75m/s, r =0.96 m, Hm=1.345m

Pour des raisons constructives et de sécurité on prend les hauteurs suivantes :

Premier tronçon : Hm = 1.5 m

Deuxième tronçon : Hm= 1.5m

g. Le bassin de dissipation :

$R = 0.61 + 0.14V^{1/3}$

$V = 22/(4\times3.7) = 1.5$ m/s ; $H_m = 3.7+0.77=4.47$m

on prend : $H_m = 4.5$ m

Le bassin de dissipation aura les mêmes hauteurs que les murs bajoyers du canal de restitution

h. Le canal de restitution :

Il aura les mêmes hauteurs que les murs bajoyers du bassin de dissipation.

VII.2 Ouvrage de vidange et de prise d'eau :

Pour la retenue collinaire LEMRIDJ ; les fonctions de prise d'eau et de vidange de fond sont assurées par un seul et unique ouvrage.

Ces derniers aboutissent à l'alimentation continue pour l'irrigation et la châsse de vase ainsi que l'évacuation des eaux accumulées dans la cuvette pendant la construction.

VII.2.1 La vidange de fond :

Afin d'édifier la retenue collinaire des eaux dans l'oued, et de prévoir d'une éventuelle crue, il est nécessaire de réaliser un chemin d'écoulement aux eaux quelques soit leur provenance. Ce chemin d'écoulement ne doit pas entraver ni gêner les travaux de construction de la digue et des ouvrages annexes.

Se basant, sur la capacité du déversoir, le gabarit et les dimensions du barrage et pour des raisons d'économie, l'évacuation des eaux pendant le chantier se fait à l'aide de la conduite de vidange de fond ; à condition que les travaux soient entamés en début de la période sèche et que l'ouvrage d'entrée ne soit réalisé qu'après l'achèvement des travaux de la digue.

La capacité de la conduite doit permettre la vidange en 4 jours

a. Calcul du débit de vidange :

Le débit de vidange du volume utile est de :

$$Q_{vf} = \frac{Vu}{T} + Q_r$$

Avec :

Q_r : Débit entrant de l'Oued

V_U : volume utile de la retenue (Vu= 0.107 Mm^3)

T : temps de vidange en seconde estimé à 4 jours = 4×24×3600=345600 secondes

$$Q_{vf} = \frac{0.107\times10^6}{345600} + \frac{0.35\times10^6}{31.53\times10^6} = 0.32\ m^3/s$$

On trouve : **Q_{vf} = 0.32 m^3/s**

Le type et la construction de la vidange sont déterminés en fonction des conditions topographiques et géologiques, ainsi que par la valeur du débit de projet.

Dans notre cas la meilleure des solutions est une vidange de fond en acier.

L'axe de la vidange de fond est choisi suivant l'axe de la dérivation provisoire et le plan d'aménagement hydraulique compte tenu de la vidange maximale de la retenue, et la possibilité de passage des débits de chantier.

b. Calcul hydraulique :

Ce calcul consiste à déterminer la section et le diamètre de la conduite de vidange, en utilisant la formule de l'écoulement en charge :

$$Qvf = \mu . S . \sqrt{2gZ}$$

Avec : Q_{vf} : débit de vidange (en m^3/s).
μ : coefficient de débit
S : section de la conduite en m^2
Z : différence de niveau d'eau entre le bief amont et le bief aval en m.

$$S = \frac{Q}{\mu . \sqrt{2gZ}} = \pi \frac{d^2}{4}$$

Avec Z= 16.86 m
μ : Coefficient de débit : μ Є [0,2 – 0,8] = 0.6
On trouve : S= 0.029 m^2

$$d = \sqrt{\frac{4S}{\pi}}$$

D'où d =0.193 m

On prend un diamètre normalise **d=200 mm**, une conduite en acier qu'a pour rugosité n=0.014

- Correction de la valeur de coefficient μ :

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1 + \sum \xi_s + \sum \xi_l}}$$

$\sum \xi_s$: somme des coefficients de pertes de charge singulières

$$\sum \xi_s = \xi_{ent} + \xi_{va} + \xi_{sor} + \xi_{grille}$$

ξ_{va}= 0.5
ξ_{ent}= 0.1
ξ_{sor}= 1
ξ_{grille}= 0.25

Donc: $\sum \xi_s = 1.85$

$\sum \xi_L$: Somme des coefficients de pertes de charges linéaires.

$$\Sigma \xi_L = \frac{\lambda L}{d}$$

Avec : L: longueur de la conduite de la vidange de fond égale à 126m.
d: diamètre de la conduite de vidange 200mm.
λ : Coefficient de frottement calculé par la formule de MANNING :

$$\lambda = \frac{124.6 n^2}{d^{1/3}}$$

n: rugosité de la conduite en acier (n=0.014)

On trouve: $\lambda = 0.042$

$\Rightarrow \sum \xi_L = 26.46$

Ce qui nous donne: $\mu = 0.185$

Avec cette nouvelle valeur du coefficient de débit, le diamètre de la conduite de vidange sera égal à d=348mm

On adopte la valeur de: D_{vf}= 400 mm.

La conduite étant en acier d'un diamètre de 400 mm. Le débit évacué aura une vitesse de sortie des vannes: $V_s=Q_{vf}/S_{con}$

Donc : Vs=3.33 m/s

VII.2.2 La prise d'eau:

Le but de cet ouvrage est d'assurer un débit exigé à l'aval mais aussi une eau qui soit compatible à sa destination (de qualité).

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est fonction de la demande en aval (consommation maximale en aval), du temps de prise et de la charge d'eau minimale.

La consommation maximale est en mois de juillet : V_{max} = 41580 m^3.

Donc : $Q_{max} = \frac{V_{max}}{T}$ avec : T : temps de prise (T=31 jours).

D'ou : **Q_{max}= 0.0155 m^3/s**

$Q = \mu S\sqrt{2g.H}$ (m^3/s)

μ : coefficient de débit μ=0.3

S : section de la conduite en m^2

H : charge d'eau minimale H=6m

On trouve : S=0.0048m^2 le diamètre de la prise d'eau sera égal à d=78mm

Donc : d=100 mm

- Correction de la valeur de coefficient μ :

$$\mu = \sqrt{\frac{1}{1+\sum \xi}}$$

$\sum \xi$: Somme des coefficients de pertes de charge singulières et linéaires.

On suppose que les pertes de charge singulières sont égales à 15% des pertes de charges linéaires.

L

$$\sum \xi = 1{,}15.\frac{\lambda.L}{D}$$

Avec $\lambda = 0.042$

AN : $\sum \xi = \mathbf{27.2}$

μ=0.19 Donc : S=0.0075 m^2. On trouve : d = 97.74 mm.

On prend d=100 mm

- Calcul de la vitesse de l'eau dans la conduite **:**

  On a : V=Q/S

  V= 2.07m/s.

Conclusion:

Finalement la conduite de la prise d'eau aura un diamètre de 100 mm, elle est équipée d'une vanne papillon qui sera groupée avec les vannes de vidange au pied aval du barrage.

Introduction:

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

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

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

Donc, il est important de s'assurer que le chantier soit confié à une entreprise compétente et expérimentée et disposant de tous les moyens nécessaires pour l'exécution de tous les travaux dans de bonnes conditions.

Le délai de construction de l'aménagement hydraulique peut être change et cela en fonction des moyens de l'entreprise de construction.

Il est préférable de réaliser la digue pendant la période sèche de l'année, c'est pour cette raison que l'on n'a pas prévu un ouvrage de dérivation.

Le passage des crues de chantier a été prévu à travers la vidange de fond.

VIII.1 Organisation technique de préparation :

Les opérations essentielles de préparations dans l'organisation technique pour la construction hydrotechnique commencent par la préparation des documents qui donnent droit à l'organisme de réalisation l'exécution des travaux de construction.

L'organisation technique de préparation passe par les étapes suivantes :

1-Période de préparation, consiste à établir l'ordre chronologique et la cadence de réalisation des travaux en qualités et en quantités.

2-Mesure d'approvisionnement du chantier en matériaux de construction concernant le lieu et la qualité.

3- L'installation et la réalisation des routes d'accès soient à l'intérieur ou à l'extérieur du chantier

4- L'installation de la base de vie, des entrepôts pour les matériaux de construction et les ateliers nécessaires pour la construction ainsi que l'alimentation en eau et en énergie électrique.

5- préparations des moyens humains et mécaniques pour la construction.

VIII .2 Travaux de réalisation :

VIII. 2.1 Travaux de terrassements:

Pour la réalisation des travaux de terrassements, il est nécessaire d'établir la balance des masses volumiques de terrassement en adoptant les travaux les plus économiques en ce qui concerne la répartition et le transport des matériaux de construction sur le chantier, ainsi que le choix par les caractéristiques techniques des outils mécaniques.

VIII. 2.2 Travaux d'excavations :

Les différentes opérations d'excavation devront être faites selon les données avancées dans le dossier des plans et le programme général des travaux, ces derniers comprennent le décapage, excavation et mise en dépôt des déblais suivant les étapes suivantes :

1- Décapage de la terre végétale sur l'assise de la digue et la zone d'emprunt, qui sera transporté vers une décharge dans une zone stable sans influence sur le déroulement et le régime des travaux.

2- Excavation de la clé d'ancrage au-dessous de la digue, dont la contenance du choix sera utilisé pour la protection des talus, le drainage qui seront misent en dépôts, les quantités excédentaires seront véhiculés vers la décharge.

3- Remblai de la clé d'encrage à partir de la zone d'emprunt après compactage par couche.

VIII.2.3 Travaux sur la digue

Les phases de construction de la digue peuvent être les suivantes :

1- Construction des premiers ouvrages provisoires de protection du chantier et pour l'évacuation des débits de constructions.

2- Remblai sur la fondation et construction du puisard d'entrée comme élément essentiel pour l'évacuation des débits de construction.

3- Remblai et compactage du corps de la digue par couche, parallèlement on procède à l'installation de la conduite ainsi de la tuyauterie de la vidange de fond avec les travaux de béton avec l'ouvrage de prise de vidange de sortie.

4- La protection en enrochement du talus amont et la construction du tapis drainant ainsi que le prisme de drainage on utilisant le maximum des matériaux excavés à partir de la zone d'emprunt et la tranché d'ancrage.

5- Aménagement du canal d'amenée et la construction du seuil de déversement avec le coursier et le bassin de dissipation.

6- La protection du talus aval et la crête de la digue, après avoir réalisé les routes et pistes d'accès d'entretien et d'exploitation.

7- Finalisation des ouvrages de sortie en aval aussi on procède à l'aménagement final du site et les corrections des alentours du barrage avec le reboisement des versants et la correction torrentielle.

VIII.2.4 Travaux secondaires:

Cela consiste au travail dont le besoin est de pouvoir exploiter tous les ouvrages dans les meilleures conditions possibles.

1- L'aménagement de la zone d'emprunt.

2- Stabilité des décharges ainsi que leur protection contre l'érosion et leur éloignement des cours d'eau.

3- Reboisement des zones à risque d'érosion au alentour du barrage.

Tous les travaux peuvent être exécutés à partir de l'automne de la première année de construction et au cours de la deuxième année sauf pendant la période humide.

VIII.3 Réalisation du barrage en terre :

La bonne connaissance du site de barrage et la conception judicieuse d'un ouvrage bien adapté à son site ne suffisent pas à garantir la qualité et la sécurité de l'ouvrage. Le soin apporté à l'exécution du barrage et les moyens qui y sont consacrés ont également une importance primordiale pour la réussite des opérations de construction. Il est donc nécessaire d'assurer que le chantier est confié à tous les moyens nécessaires pour réaliser l'ouvrage dans les bonnes conditions.

VIII.4 Les moyens de chantier :

En ce qui concerne les moyens en personnel, l'entreprise devra indiquer nommément la personne physique responsable du chantier et son intérimaire en précisant leur titre, références et compétence. Les mêmes indications devront être fournies pour les techniciens spécialisés tels que géotechnicien spécialiste en travaux d'étanchéité, d'injection etc. qui auraient à intervenir sur le chantier.

La construction d'une digue en terre nécessite l'utilisation de nombreux engins mécaniques destiné à scarifier, excaver, transporter, niveler et compacté les matériaux.

On peut distinguer le matériel de compactage, la fonction les caractéristiques principales et le rendement des différents engins de terrassement et de compactage susceptible d'être utilisés lors de la réalisation du petit barrage.

Les moyens humains :

En ce qui concerne les moyens humains pour la réalisation de l'ouvrage, on doit justifier la mise en œuvre du personnel compétent pour la réalisation des études préalables et pour la construction en précisant leurs titres et leurs compétences.

- Les engins de terrassement :

Le matériel général de terrassement comprend les engins traditionnels mis en œuvre pour la constitution des fouilles d'assise du barrage, l'extraction et ou le transport des matériaux et la réalisation des finitions (remblai– enrochement …).

- Le bulldozer.
- Pelle mécanique.
- Chargeur à pneu ou à chenilles.
- Décapeuse.
- Les niveleuses et les camions.

Le compactage des remblais est une phase très important parce que cette opération est liée d'une façon directe à l'étanchéité de l'ouvrage. On fait appel aux engins suivants:

- Les compacteurs à pneus : Ils conviennent pour le compactage de tout type de sol.
- Les compacteurs à rouleaux vibrant : Ils sont utilisés pour le compactage des matériaux à angle de frottement élevé, tels les enrochements ou les sables à granulométrie serrée.
- Les compacteurs à pied dameurs (à pied de mouton) : Ils conviennent pour le compactage des sols fins.

-Le matériel de bétonnage :

On utilise le plus souvent des bétonnières pour la fabrication du béton nécessaire pour la construction des ouvrages en béton (évacuateur ……).

- Le matériel spécifique :

On utilise comme matériel :

- Les engins de forage et d'injection.
- Le matériel pour la fabrication des produits bitumineux.

VIII.5 La succession des opérations de chantier :

Un des aspects caractérisant le mieux un barrage de petite et moyenne importance réside dans sa possibilité de construction en seule saison estival. Il importe en effet de protéger le chantier pendant toute sa durée contre les risques de submersions par une crue de rivière. La concentration des opérations pendant une seule période sèche permet de diminuer Considérablement, à risque égal, le calibre de la dérivation provisoire des eaux de la rivière destinée à isoler l'emprise du chantier des écoulements amont.

Au nord de l'Algérie, la saison favorable par l'exécution d'un barrage en terre compacté se situe entre le mois de Mai et le mois de Septembre période au cours de laquelle les engins de terrassements peuvent travailler à leur rendement optimal.

L'enchaînement chronologique des différentes phases du chantier comprend les opérations suivantes:

1- Travaux préparatoires :

Installation du chantier, implantation des axes des Murs et mise en place éventuelle des déviations de circulation, reconnaissance complémentaires des ballastières.

Construction de la dérivation provisoire du cours d'eau (dans le cas de petits cours d'eau on peut utiliser la conduite de prise d'eau et de vidange de fond comme ouvrage de dérivation provisoire du

cours d'eau, dans ce cas cet ouvrage est exécuté en début de chantier. Décapage des fondations et creusement éventuel de la clé d'ancrage du barrage.
- Préparation des zones d'emprunt.
- Déboisement et défrichement de la cuvette, démolition éventuelle d'infrastructure noyée.

2- Exécution des travaux :
- Remblaiement de la clé d'ouvrage et des fondations jusqu'au terrain naturel
- Mise en place de la conduite de prise d'eau et de vidange de fond.
- Approvisionnement des matériaux filtrants.
- Mise en place du système de drainage horizontal.
- Exécution du remblai et exécution simultanée du dispositif de filtre vertical.
- Génie civil des ouvrages de prise d'eau et de restitutions.
- Génie civil de l'évacuateur de crues.
- Mise en place de revêtement de talus.
- Mise en place des équipements hydromécaniques.
- Travaux de finition, fermeture des zones d'emprunt, revêtement de crête et de route d'accès, équipement divers et aménagement des abords

VIII.6 Mode d'exécution des travaux :

VIII.6.1 Travaux préparatoires :

a) La préparation des terrains :

La mise en place d'importantes quantités de matériaux prélevés dans le site ou approvisionnés de l'extérieur nécessite de larges dégagements d'espace autour de l'emprise de la digue, afin de ménager des aires de stockages et des pistes de circulations d'engins.

Les décapages de l'emprise de la digue, ainsi que des zones d'emprunt entraînent la mise en dépôt provisoire d'importantes quantités de terres végétales qu'il importe de stocker au voisinage de leur lieu de réutilisation afin de minimiser les distances de transport. La préparation du terrain inclut également les décapages et dessouchages de l'emprise totale des installations de chantier, le nettoyage de la cuvette (enlèvement des arbres) peut s'étaler jusqu'a la mise en eau de l'ouvrage.

b)- L'implantation des ouvrages :

Lors de l'exécution des plans à grande échelle nécessaires pour l'étude de l'ouvrage, il est prévu la mise en place d'une infrastructure topographique de base, c'est à dire un canevas géodésique et une maille de nivellement, qui sera utilisée pour le déroulement des phases ultérieures telles que l'implantation des ouvrages, le contrôle des travaux, le recollement la surveillance.

L'implantation des ouvrages consiste à matérialiser par rapport aux points de base mentionnés ci-dessus les éléments suivants :
- L'axe de la Digue du petit barrage définie par les coupes en travers.
- L'axe de la conduite de prise d'eau et vidange de fond.
- L'axe de l'évacuateur de crues.

c)- Dérivation des eaux :

Nous avons vu que pour des ouvrages de moyenne importance, la concentration des opérations de chantier sur une seule saison estival permet parfois d'utiliser la conduite de prise d'eau et vidange de fond pour dériver les eaux du cours d'eau aménagé, combinant ainsi sur seul ouvrage plusieurs fonction .
- Utilisation des eaux de la retenue (débit nominal d'équipement)
- Vidange accidentelle du petit barrage.
- Protection du chantier.

Le faible risque de crue importante pendant la période de construction permet généralement de définir des débits de même ordre de grandeur pour ces trois fonctions.

Le programme d'exécution des travaux devra être rigoureusement respecté tout le long du chantier.

La faible capacité d'évacuation de la conduite ne permettant pas, en général, d'évacuer des crues hivernales, il importe absolument que les travaux soient exécutés dans les délais prévus et toutes dispositions doivent être prises pour qu'aucun retard ne soit toléré au cours des différentes phases des travaux.

VIII.6.2 Exécution des ouvrages:

a) Les fouilles - tranchées d'ancrage :

Le fond de la fouille sera soigneusement nettoyé et asséché de toute venue d'eau, les parties rocheuses seront décapées et nettoyées de tous débris de rocher altéré .

Si après décapage le substratum apparaît trop lisse, sa rugosité sera accrue par scarification ou piquage au marteau pneumatique. Dans le cas général, on arrosera le rocher en ayant soin de ne laisser se former aucune flaque d'eau avant la mise en place du remblai.

b) Le remblai en terre compactée :

L'exécution du remblai en terre compacté comprend les deux phases les plus importants du barrage en terre qui sont le prélèvement des matériaux en ballastières et le compactage du remblai.

Les matériaux argileux bruns collationneuses provenant des zones d'emprunt dans laquelle a eu lieu des prélèvements des échantillons de sols, seront réutilisés pour le remblaiement de la digue.

Le compactage du remblai peut être réalisé à l'aide de dameurs mécaniques, de l'équipement de transport, de rouleaux à pneus avec des dispositifs vibrant ou le plus souvent de rouleaux à pied de moutons parfois remplacés par des rouleaux à grilles .

Dans notre cas de réalisation on opte pour rouleau à pied de mouton. Théoriquement ces rouleaux peuvent être calculés d'après les considérations sur l'énergie de compactage.

Le dispositif de nettoyage prévu pour détacher la terre qui s'accumule entre les pieds de rouleaux doit fonctionner dans les deux sens de marche.

c) La confection des filtres et des drains :

La granulométrie des matériaux des filtres est en fonction de la nature du remblai.

Le compactage des filtres s'effectue à l'aide d'un compacteur à pneu vibrant. On note que la circulation des engins au dessus des collecteurs et des drains n'est autorisé qu'après la mise en place d'une couche suffisante de remblai.

Les matériaux sont disposés en couches de 20 cm d'épaisseur à partir de camions à bennes ou rétro chargeurs et sont compactés. Le mode de mise en oeuvre doit respecter l'homogénéité granulaire des matériaux des différentes couches de filtres.

d) Mise en œuvre de dispositifs d'étanchéité :

Lorsque la nature des terrains de la retenue ou celle des matériaux constitutifs de barrage ne permet pas d'obtenir une étanchéité suffisante, il y aura lieu de mettre en oeuvre des dispositifs de matériaux d'étanchéité dont les différents types ont été décrits. L'exécution d'un filtre drain sous-jacent au dispositif d'étanchéité est souvent nécessaire.

e) Protection des talus :

La crête est protégée par une couche des matériaux insensible à l'eau (un mélange gravier-bitume), bien compactés et résistant à la circulation des véhicules.

La mise en place des enrochements pour la protection des talus se fait à l'aide d'une pelle mécanique. Les enrochements seront posés sur des épaisseurs au moins égales à celle indiquées sur les plans d'exécution.

f) Compactage :

On compacte le sol dans le corps du barrage couche par couche par un rouleau. Pour atteindre la densité du projet, il faut faire de couche de sol de 30cm d'épaisseur avec 6 à 8 passes au rouleau pour obtenir un remblai bien compacté. Un contrôle journalier doit être fait durant toute la période de réalisation du remblai. Pendant la saison d'été il faut augmenter la quantité d'eau pour l'humidification et pour faciliter le compactage.

VIII.7. Le devis estimatif :

Tableau VIII.1: Le devis estimatif

Désignations	Prix (D.A)
I) Digue:	26 610 300,00
II) Evacuateur de crue :	21 750 000,00
III) Prise d'eau et Vidange de Fond :	11 670 000,00
IV) Travaux divers :	6 003 030,00
Prix Total de l'aménagement (DA)	**66.033.330,00**

VIII.8 La planification :

VIII.8.1 Définition de la planification :

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- installation des postes de travail
- observations instantanées
- analyse des tâches
- le chronométrage
- définition des objectifs et des attributions
- simplification des méthodes
- stabilisation des postes de travail

VIII.8.2 Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

VIII.8.2.1 méthodes basées sur le réseau :

VIII.8.2.1.1 Définition du réseau :

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

- Réseau à flèches
- Réseau à nœuds

VIII.8.2.1.2 Construction du réseau :

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

- **Etablissement d'une liste des tâches :**

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

- **détermination des tâches antérieures :**

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

- Construction des graphes partiels
- Regroupement des graphes partiels
- Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage
- Construction du réseau

VIII.8.2.2 Méthode C.P.M (méthode du chemin critique) :

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1ère phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;

2ème phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue

3ème phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

VIII.8.2.3 Les étapes de la planification :

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

VIII.8.2.3.1 Collection des informations :

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

VIII.8.2.3.2 Décomposition du projet :

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières ; nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

VIII.8.2.3.3 Relations entre les tâches :

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

VIII.8.3 Les paramètres de la méthode C.P.M :

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	*TR*
DFP	*DCPP*
DFPP	*MT*

Avec :

TR : temps de réalisation
DCP : date de commencement au plus tôt
DCPP : date de commencement au plus tard
DFP : date de finition au plus tôt
DFPP : date de finition au plus tard
MT : marge totale.

Et :

$$\begin{cases} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP - TR} \end{cases}$$

VIII.8.3.1 Chemin critique (C.C) :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante

$$\mathbf{C.C} \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.P \end{cases}$$

VIII.8.3.2 Attribution des durées de chaque opération :

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
- Dimensions du projet.

$$\mathbf{T = \frac{Q.N}{n}}$$

Avec :

$$\begin{cases} \mathbf{Q = Quantité\ \ de\ travail} \\ \mathbf{N = Rendement} \\ \mathbf{n = Nombre\ \ d'\ équipes} \end{cases}$$

VIII.8.4 Les plannings :

VIII.8.4.1 Plan de travail au plus tôt :

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

VIII.8.4.2 Plan de travail au plus tard : (PTPP)

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

VIII.8.4.3 Plan de travail intermédiaire :

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date u plus tôt et date au plus tard, l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

VIII.9 Délai de construction et programme des travaux :

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation à bonne science la main d'œuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer l'efficacité de l'action entreprise moyennant le respect de certaines exigences dont entre autres :

Le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations le respect des délais de réalisation pour chaque opération faire le travail le plus économiquement possible.

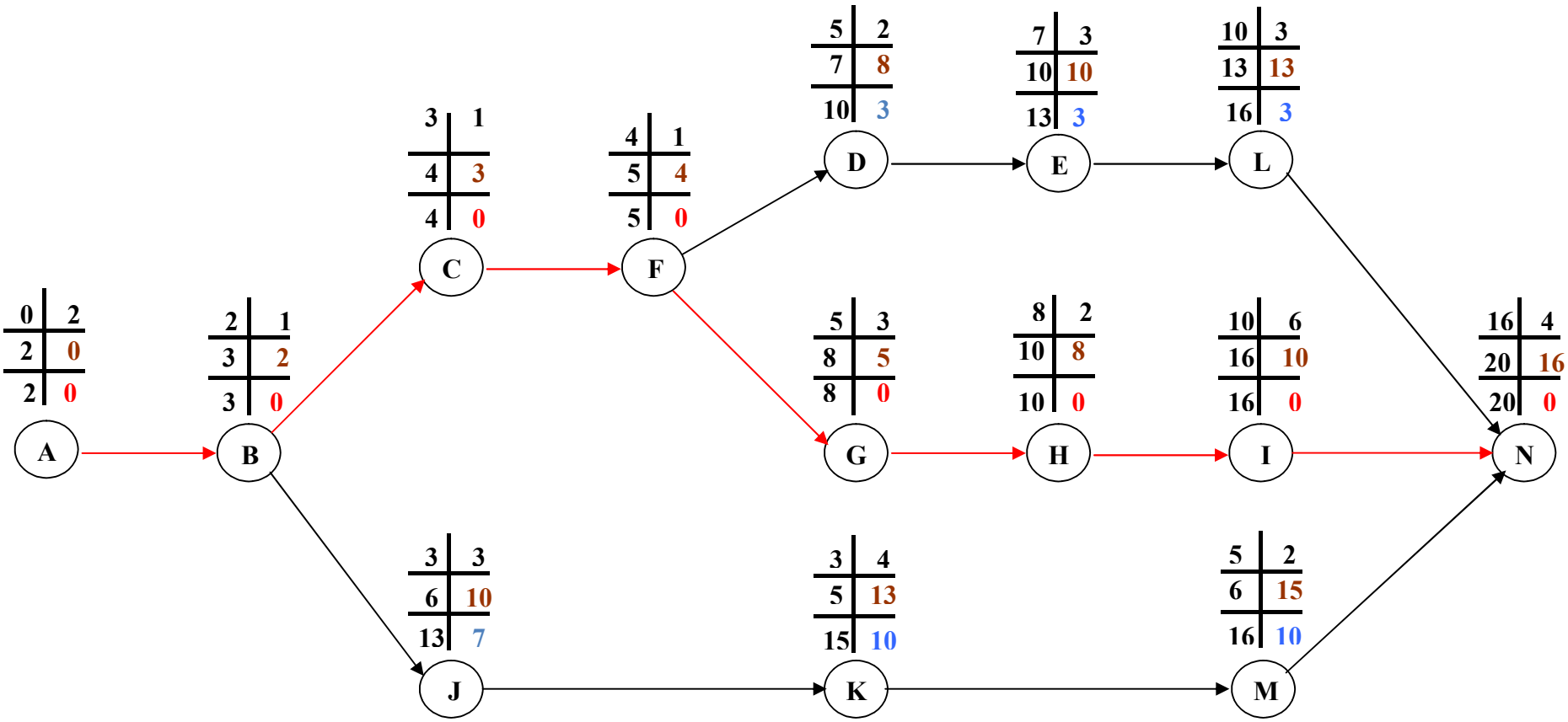
Ainsi, cette rationalisation des travaux est tributaire de certaines conditions à savoir la mécanisation maximale des travaux, disponibilité d'un matériel de construction de haut rendement asservie par du personnel qualifié, bon état du réseau routier servant à l'exécution des opérations de transport, la combinaison dans le temps de différents travaux sur plusieurs fronts sans en pénaliser leur bonne réalisation.

VIII.9.1 Symboles des différentes opérations :

Tableau VIII.02: Symboles des opérations.

Phases des Travaux	Opérations	Duré(mois)
Phase 01 : Travaux de préparation, installation de chantier, développement du réseau routier assurant l'accès au chantier	A	2
Phase 02 : décapage et réalisation de la portion de tranchée d'ancrage au droit de la conduite de vidange	B	1
Phase 03 : décapages généraux et ouverture de la tranchée d'ancrage	C	1
Phase 04 : préparation des zones d'emprunt	D	2
Phase 05 : déboisement de la cuvette	E	3
Phase 06 : remblai de la tranche d'ancrage et des fondations	F	1
Phase 07 : approvisionnement du filtre	G	3
Phase 08 : mise en place un système de drainage	H	2
Phase 09 : remblai compacté	I	6
Phase 10 : excavations de l'évacuateur de crues	J	3
Phase 11 : génie civil de l'évacuateur de crues	K	4
Phase 12 : revêtements de talus	L	3
Phase 13 : équipements hydraulique	M	2
Phase 14 : travaux des finitions	N	4

Fig. VIII.1 : Réseau nœuds



CONCLUSION:

D’après le chemin critique, le temps de réalisation de la retenue collinaire est égal à 20 mois.

Finalement on peut dire que les imprévus qui influent considérablement sur l’organisation d'un chantier et surtout les tâches critiques, et perturbent d’une certaine manière l’avancement des travaux, obligeant des révisions et des renforcements. Tout ceci est normalement pris en charge lors de l'étude d'organisation d'un chantier.

Introduction :

La protection du travail comprend tout un système de mesure d'ordre social, économique, technique, hygiénique, organisationnel et juridique. Ceux-ci garantissent l'assurance de la protection de la santé et de la capacité de travail des travailleurs. Les chantiers sont très dangereux et les accidents peuvent prendre naissance à tous moment, c'est pour cela qu'on doit chercher des solutions pour promouvoir contre ces derniers.

Les différents organismes intéressés par les sécurités lors du travail et les services d'inspection ont édicté un certain nombre de règlements applicables aux chantiers.

Ces règlements doivent être strictement appliqués. Ils contribuent à limiter au maximum les accidents de travail et dégageront la responsabilité des dirigeants du chantier qui pourrait être tenus comme responsable en cas que toutes dispositions n'avaient pas été prises pour l'application des règles du chantier.

IX .1. Causes des accidents de travail :

L'analyse des accidents les plus fréquents fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielle).

IX .1.1 : Causes humaines :

Ces causes peuvent sont :

- La négligence des travailleurs.
- La fatigue.
- La distraction.
- Les gestes néfastes.
- Inaptitude mentale ou physique.
- Adoption de la solution de facilité.

IX .1.2 : Causes techniques :

- Les mauvaises conditions de travail.
- Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.
- Le manque d'éclairage.

IX .2 : Conditions dangereuses dans le chantier :

1. Installation non protégée ou male protégée.
2. Outillages, engins et équipements en mauvais état.
3. Matière défectueuse, stockage irrationnel.
4. Protection individuelle inexistante.
5. Défauts dans la construction.

6. Eclairage défectueux.
7. Facteur d'ambiance impropre.
8. Conditions climatiques défavorables.

IX .3.Actions dangereuses :

1. Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, soue pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
2. Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
3. Agir sans prévenir ou sans autorisation.
4. Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
5. Imprudence durant le travail.
6. Suivre un rythme de travail inadapté.

IX .4. Mesures préventives :

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés.

- Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
- Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.
- Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tout danger.
- Les abris doivent être airés et chauffés.

Conclusion :

La prévention et la sécurité de travail doivent être prises très au sérieux, l'esprit de sécurité et protection doit être dans chaque employé, dans chaque ouvrier, dans chaque responsable……..pour que la perte de vie humaine inutilement cesse, et ne se préoccuper uniquement que du rendement du travail.

Conclusion générale

Dans le cadre de ce projet de fin d'études, nous avons essayé de traiter et d'étudier les principales variantes des digues et les ouvrages annexes de notre retenue collinaire LEMRIDJ sur l'oued Bouhaine (W.CONSTANTINE)

En effet, des compagnes de reconnaissance de terrain ont fait l'objet de plusieurs visites du terrain en guise de prospection. Aussi, comme le travail l'exige, les conditions géologiques, hydrogéologiques, hydrologiques et technico-économiques, ont été examinées et discutées minutieusement.

Nous sommes parvenus aux résultats suivants :

- ✓ La retenue collinaire de **15 m** de hauteur et une capacité de **0.1385** millions m^3.
- ✓ La largeur du déversoir optimal : **b=8m**.
- ✓ Débit de vidange : $\mathbf{Q_{vf} = 0.32\ m^3/s}$
- ✓ La digue en terre homogène en argile avec tapis et prisme de drainage
- ✓ La stabilité des talus de la digue est vérifiée pour tout les cas de sollicitation.
- ✓ Le temps de réalisation de la retenue collinaire est d'égal à **20 mois**.

Les résultats obtenus par le biais de ce travail sont satisfaisants. Donc, le site proposé pour la réalisation de cet ouvrage est favorable tant sur le plan technique que sur le plan économique.

Référence bibliographique

- **B-TOUAIBIA :** « manuel pratique d'hydrologie ». (E.N.S.H) Blida. Mars 2004 ; Page (1-10 ; 24-28 ; 61-91 ; 135-145).

- **B-TOUAIBIA** et **B.BENLAKLI** : «Introduction au dimensionnement des retenues collinaires». Octobre 2004 ; page(1-53).

- **CFGB :** Comité Française des grands barrages « Barrages et développement durable en France »MEDD.France.18 septembre 2003 ; Page (60).

- **CIGB :** « Evacuateurs de crue de barrage » Bulletin 58.1987 ; Page (40-50).

- **DJ.SARI :** « l'homme et l'érosion dans l'Ouarsenis (Algérie) » S.N.E.D. Alger .1977 ; Page (30-35).

- **GERARD DEGOUTTE :** « Petits barrages » Recommandation pour la conception, la réalisation et le suivi CFGB Edition Cemagref. France. 1997 ; Page (130-167).

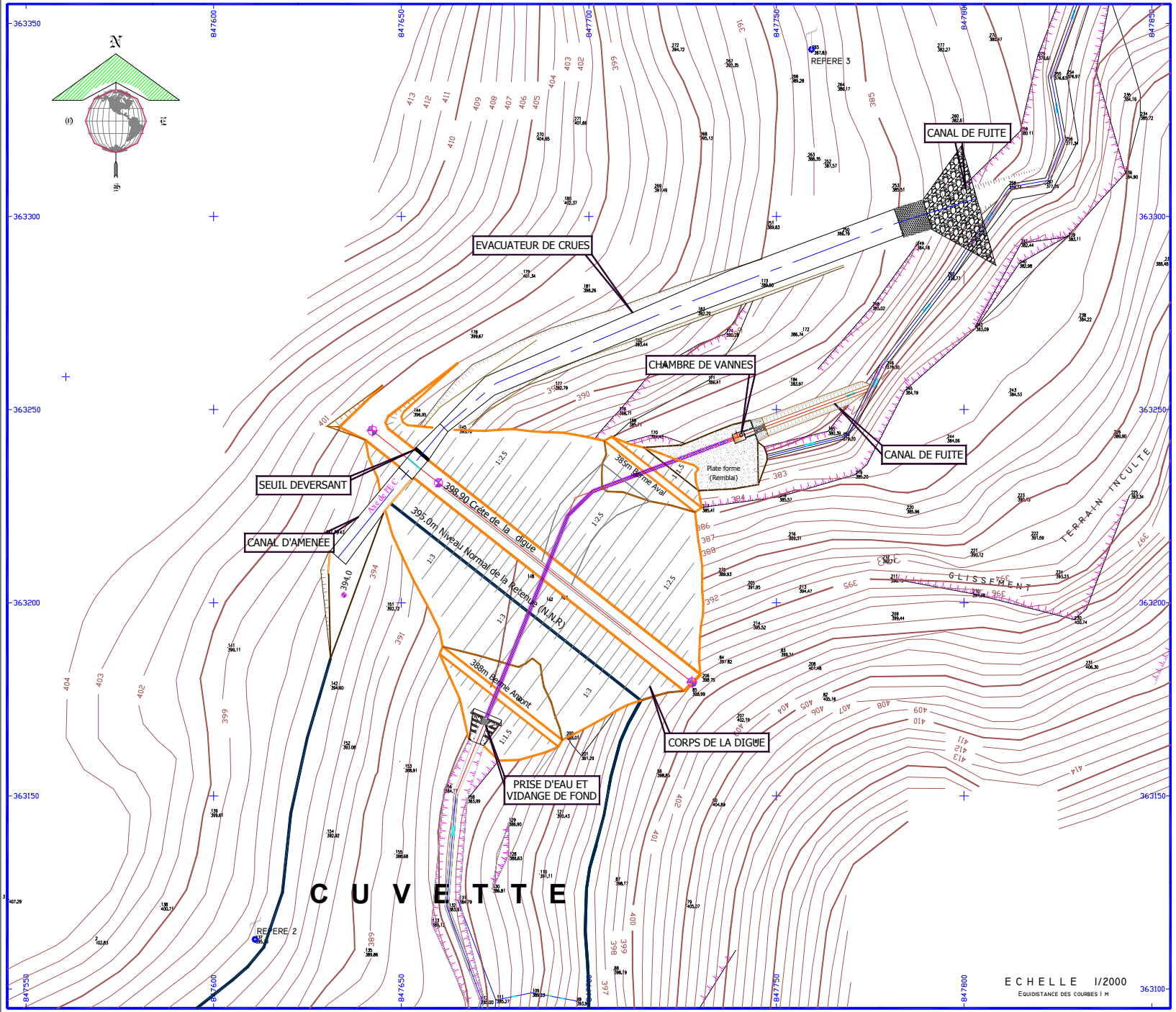
- **P.DUBREUIL :** «Initiation a l'analyse hydrologique».ISBN. Paris .1974 ; Page (90-135).

- **REMINI** .**B : «** la problématique de l'eau en Algérie du nord » édition Biskra , juin2010 ; Page (65-102).

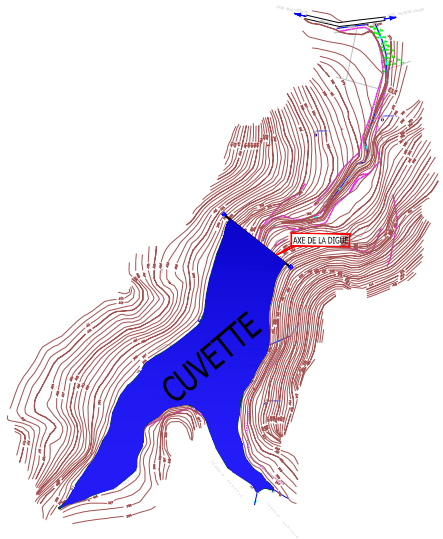
Liste des Planches

1. Plan d'aménagement
2. Profil en long de l'axe de la digue
3. Coupes en travers de la digue
4. Etude des infiltrations
5. Coupes types de la digue pour les deux variantes
6. Schémas de calcul de la stabilité
7. Profil en long de l'évacuateur des crues

PLAN D'AMENAGEMENT



IMPLANTATION D'AXE DE LA DIGUE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
Abdellah Arbaoui

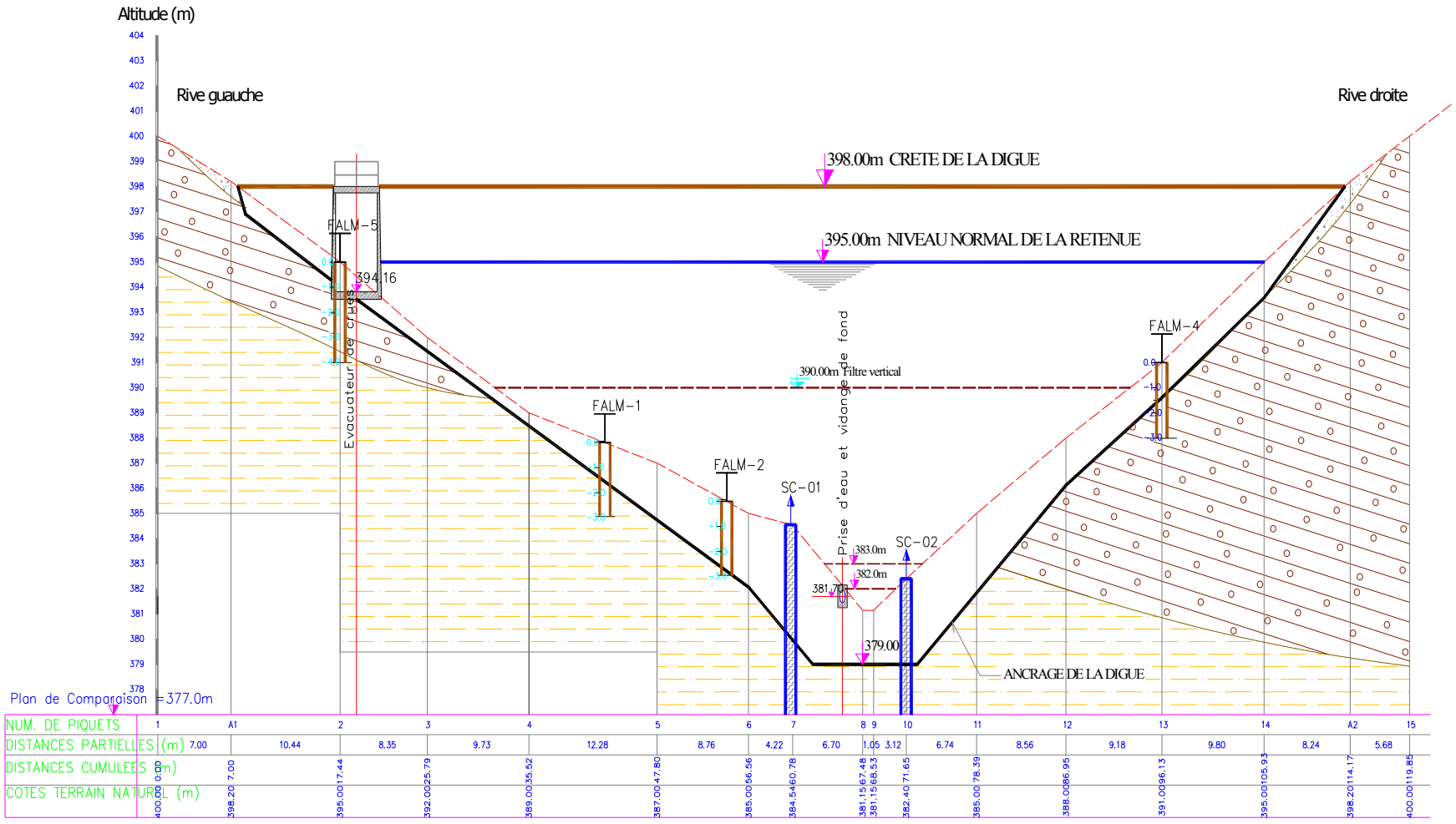
DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU
OPTION : Conception des ouvrages hydrotechniques
Mémoire de Fin d'Etudes

Thème:
ETUDE DE FAISABILITE D'UNE RETENUE COLLINAIRE LEMRIDJ SUR L'OUED BOUHAIANE COMMUNE DE BENI H'MIDENE (W.CONSTANTINE)

PLAN D'AMENAGEMENT

Chef de laboratoire : Mr HASSANE .M		N° de la planche : 01
Examinateur : Mr :BOUFEKANE .A		Nombre des planches : 07
Promoteur : Mr M. BACHIR CHERIF		Echelle :1/2000
Elève ingénieur : MERDJI Samir		Promotion: 2012
Observations :		

PROFIL EN LONG DE L'AXE DE LA DIGUE



LEGENDE

Terrains sédimentaires :

- Colluvions, cailloux et graviers
- Alluvions, limons sableux et graviers
- Conglomérats à intercalations de couches gréseuses
- Argiles sableux et sable à forte proportion d'argile

Signes conventionnelles :

- Limite de terrain
- Limite d'ancrage de la digue
- FAM-1 — Fouille
- SC-01 — Sondage carotté

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
OPTION : Conception des ouvrages hydrotechniques

Mémoire de Fin d'Etudes

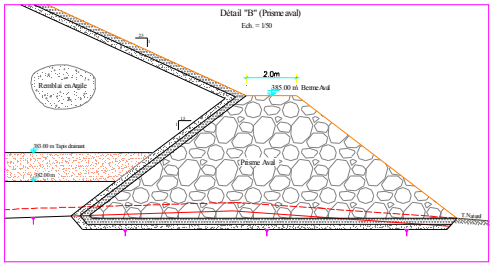
Thème:

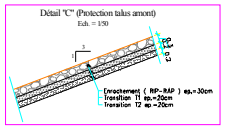
ETUDE DE FAISABILITE D'UNE RETENUE COLLINAIRE LEMRIDJ SUR L'OUED BOUHAIANE COMMUNE DE BENI H'MIDENE (W.CONSTANTINE)

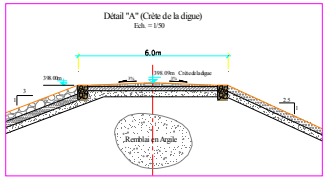
PROFIL EN LONG DE L'AXE DE LA DIGUE

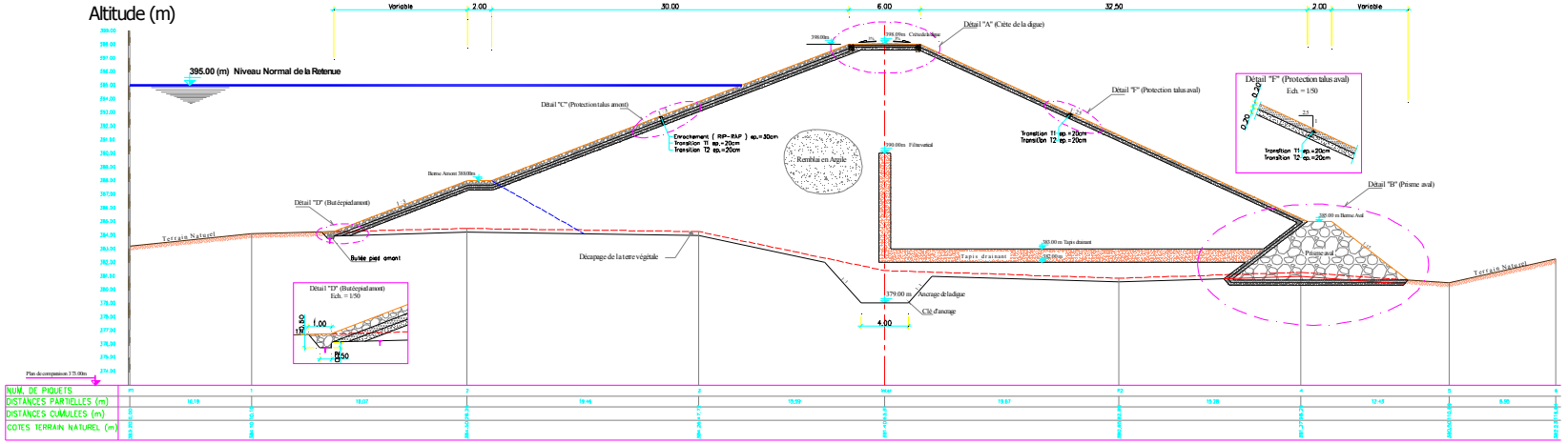
Chef de laboratoire : Mr HASSANE .M		N° de la planche : 02
Examinateur : Mr :BOUFEKANE .A		Nombre des planches : 07
Promoteur : Mr M. BACHIR CHERIF		Echelle :1/160
Elève ingénieur : MERDJI Samir		Promotion: 2012
Observations :		

COUPES EN TRAVERS DE LA DIGUE









REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
Abdellah Arbaoui

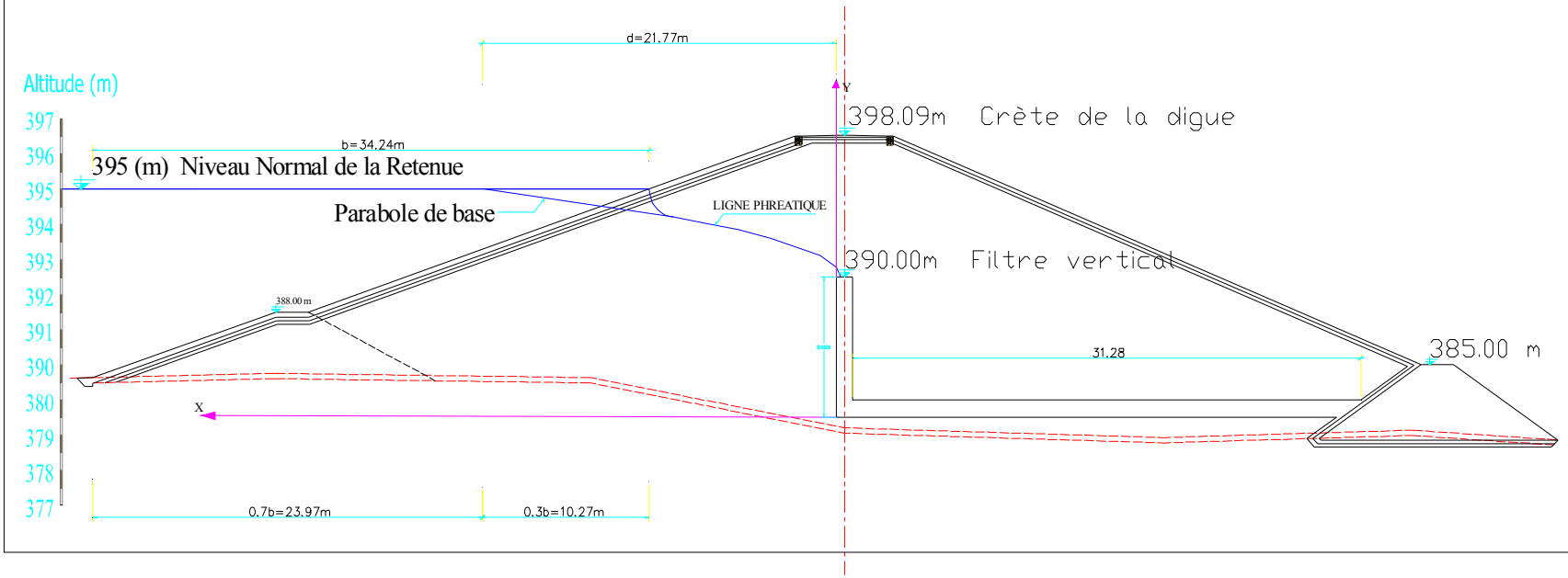
DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU
OPTION : Conception des ouvrages hydrotechniques
Mémoire de Fin d'Etudes

ETUDE DE FAISABILITE D'UNE RETENUE COLLINAIRE LEMRIDJ SUR L'OUED BOUHAIANE COMMUNE DE BENI H'MIDENE (W.CONSTANTINE)

COUPES EN TRAVERS DE LA DIGUE

Chef de laboratoire : **Mr HASSANE .M**		N° de la planche : 03
Examinateur : **Mr :BOUFEKANE .A**		Nombre des planches : 07
Promoteur : Mr M. BACHIR CHERIF		Echelle : **1/100**
Elève ingénieur : **MERDJI Samir**		Promotion: 2012
Observations :		

ETUDE DES INFILTRATIONS



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
OPTION : Conception des ouvrages hydrotechniques
Mémoire de Fin d'Etudes

Thème:
ETUDE DE FAISABILITE D'UNE RETENUE COLLINAIRE LEMRIDJ SUR L'OUED BOUHAIANE COMMUNE DE BENI H'MIDENE (W.CONSTANTINE)

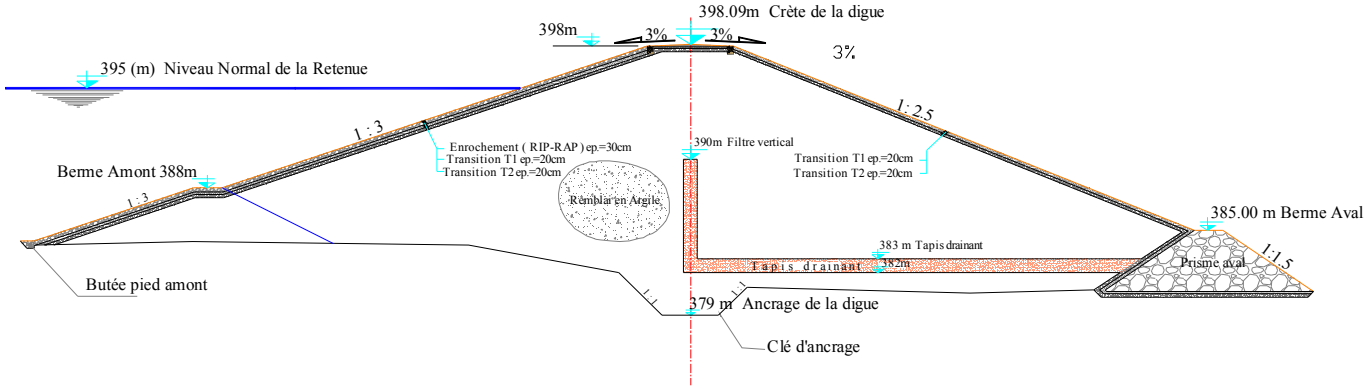
ETUDE DES INFILTRATIONS

Chef de laboratoire : Mr HASSANE .M		N° de la planche : 04
Examinateur : Mr :BOUFEKANE .A		Nombre des planches : 07
Promoteur : Mr M. BACHIR CHERIF		Echelle :1/100
Elève ingénieur : MERDJI Samir		Promotion: 2012

Observations :

COUPES TYPES DE LA DIGUE POUR LES DEUX VARIANTES

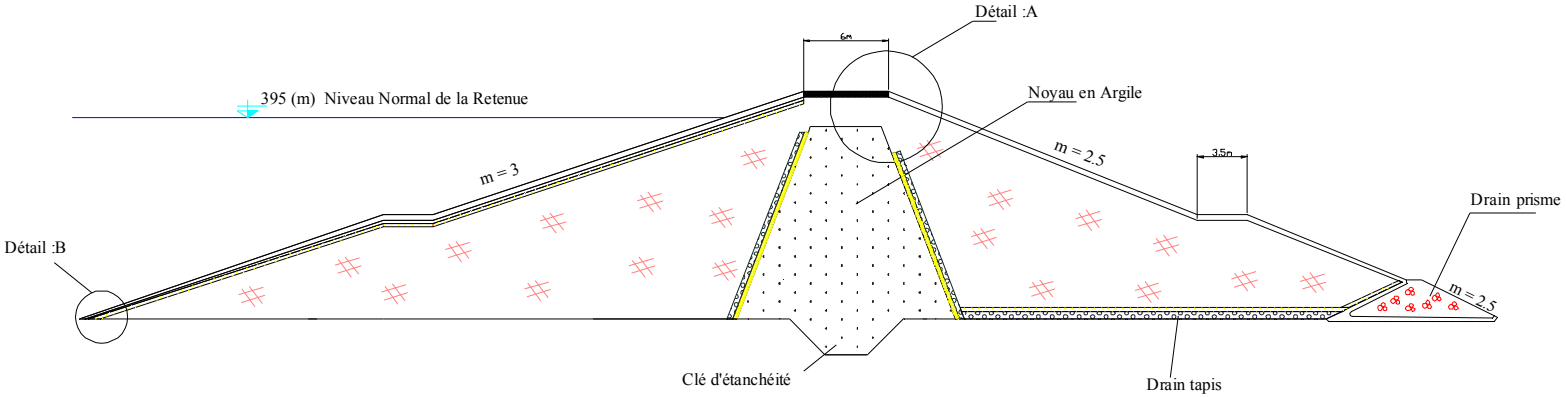
COUPE TYPE POUR UN BARRAGE HOMOGENE AVEC DRAIN CHEMINEE



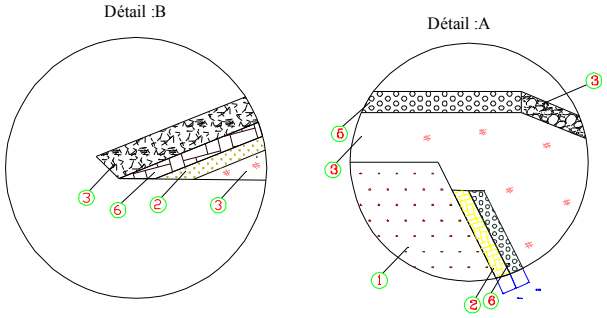
LEGENDE

1. Argile imperméable
2. Sable
3. Enrochement
4. Substratum
5. Produit asphaltique
6. Gravier
7. Materiaux synthétiques
8. Recharges en alluvions
9. Béton
10. Terrain naturel

COUPE TYPE POUR UN BARRAGE A NOYAU D'ARGILE



DETAILS POUR LES DIFFERENTES VARIANTES



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
OPTION : Conception des ouvrages hydrotechniques

Mémoire de Fin d'Etudes

Thème:
ETUDE DE FAISABILITE D'UNE RETENUE COLLINAIRE LEMRIDJ SUR L'OUED BOUHAIANE COMMUNE DE BENI H'MIDENE (W.CONSTANTINE)

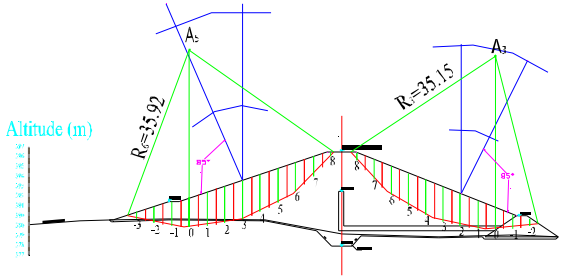
COUPES TYPES DE LA DIGUE POUR LES DEUX VARIANTES

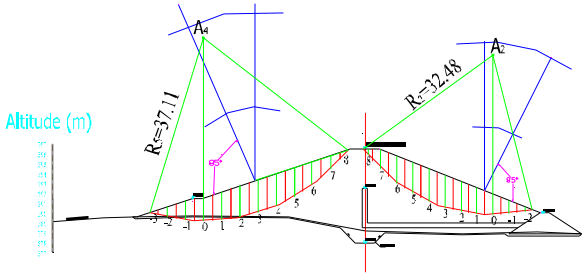
Chef de laboratoire : Mr HASSANE .M		N° de la planche : 05
Examinateur : Mr :BOUFEKANE .A		Nombre des planches : 07
Promoteur : Mr M. BACHIR CHERIF		Ech: 1/100
Elève ingénieur : MERDJI Samir		Promotion: 2012

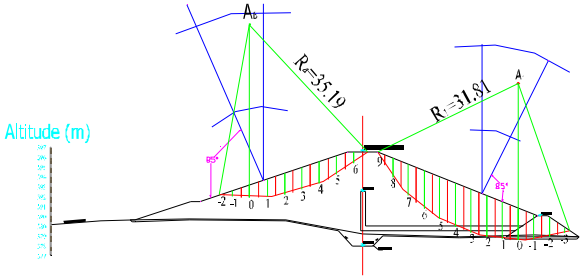
Observations :

SCHEMAS DE CALCUL DE LA STABILITE

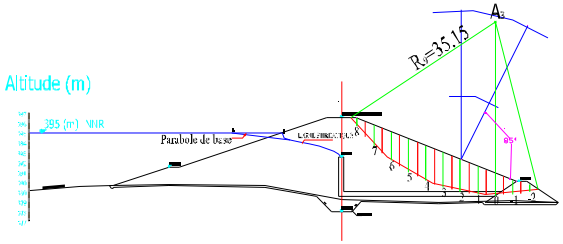
1. En fin de construction (Talus amont et talus aval)

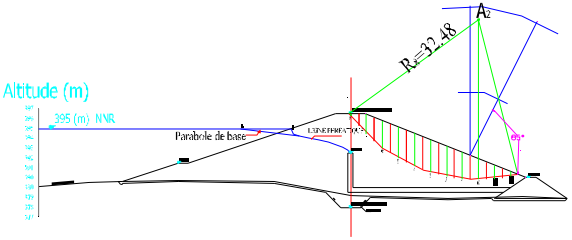


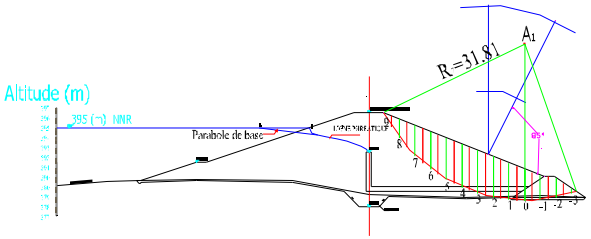




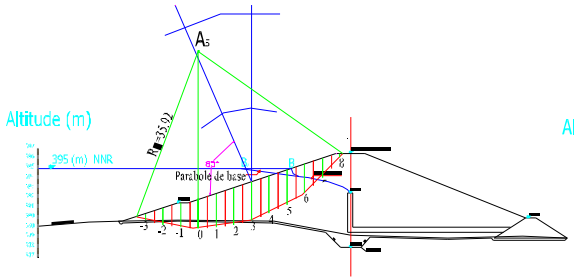
2. En fonctionnement normal (Talus aval)

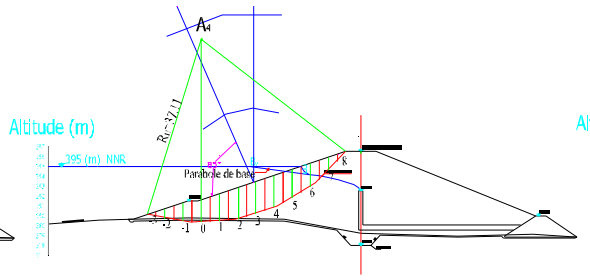


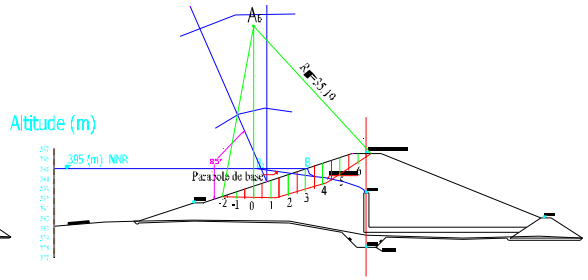




3. En vidange rapide (Talus amont)







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
OPTION : Conception des ouvrages hydrotechniques

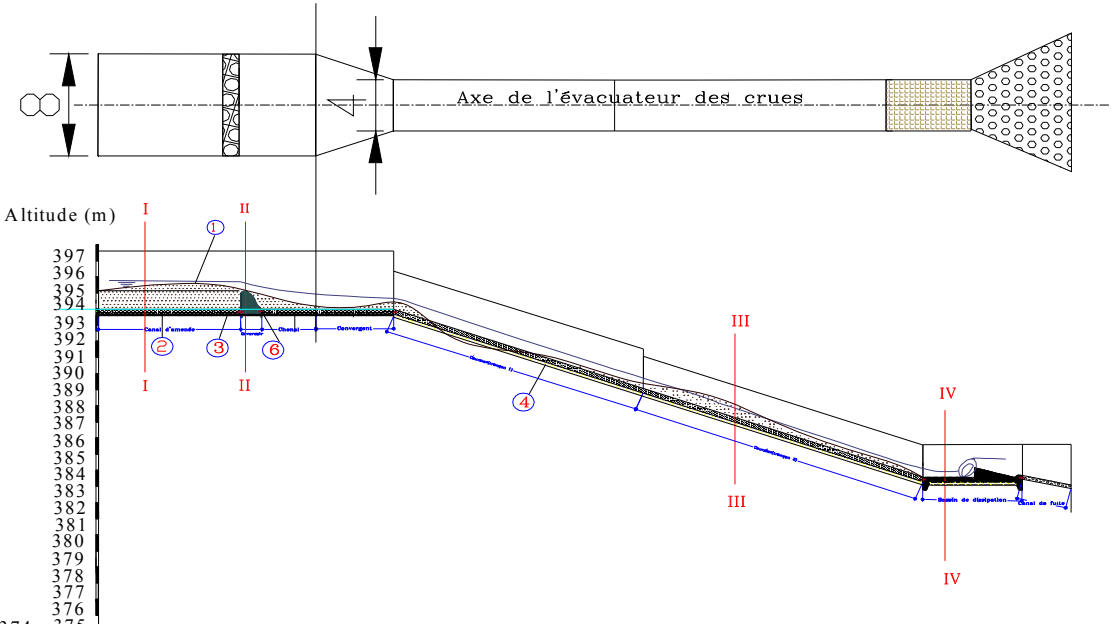
Mémoire de Fin d'Etudes

Thème
ETUDE DE FAISABILITE D'UNE RETENUE COLLINAIRE LEMRIDJ
SUR L'OUED BOUHAIANE COMMUNE DE BENI H'MIDENE
(W.CONSTANTINE)

SCHEMAS DE CACUL DE LA STABILITE

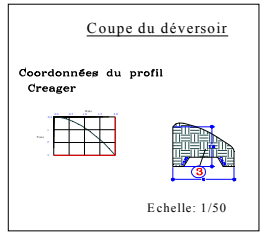
Chef de laboratoire : Mr HASSANE .M		N° de la planche : 06
Examinateur : Mr :BOUFEKANE .A		Nombre des planches : 07
Promoteur : Mr M. BACHIR CHERIF		Echelle :1/100
Elève ingénieur : MERDJI Samir		Promotion: 2012
Observations :		

PROFIL EN LONG DE L'EVACUATEUR DES CRUES



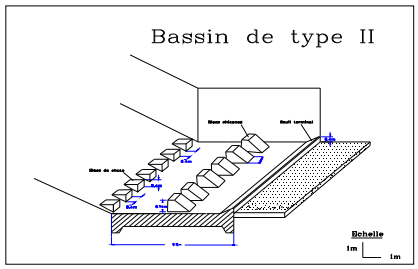
Plan de comparaison 374m

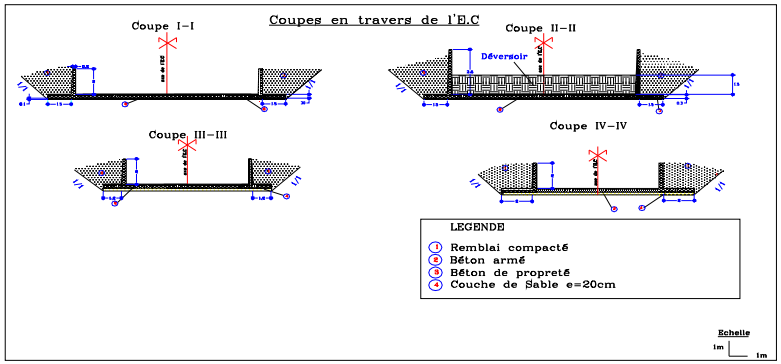
N° des points	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Distances partielles	8.88	9.54	14.9	14.2	10.22	9.92	11.26	6.26	30.28	11.66
Distances cumulées	8.88	18.42	33.32	47.52	57.74	67.66	78.92	85.18	115.46	127.12
Cotes terrain naturel	396.1	396.6	396.3	394.1	392.0	391.2	389.8	388.8	383.3	382.1
Cotes projet	396.9	396.9	396.9	393.9	392.7	391.1	389.6	387.9	383.0	382.1
Pente du radier(m/m)	0.00			0.18					0.00	0.08



LEGENDE

1. Terrain naturel
2. Béton de propreté e=10cm
3. Béton armé e=30cm
4. Couche de sable e=20cm
5. Enrochements
6. Joint WATERSTOP





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
OPTION : Conception des ouvrages hydrotechniques

Mémoire de Fin d'Etudes

Thème:
ETUDE DE FAISABILITE D'UNE RETENUE COLLINAIRE LEMRIDJ SUR L'OUED BOUHAIANE COMMUNE DE BENI H'MIDENE (W.CONSTANTINE)

PROFIL EN LONG DE L'EVACUATEUR DES CRUES

Chef de laboratoire : Mr HASSANE .M		N° de la planche : 07
Examinateur : Mr :BOUFEKANE .A		Nombre des planches : 07
Promoteur : Mr M. BACHIR CHERIF		Ech: V:1/100 H:1/200
Elève ingénieur : MERDJI Samir		Promotion: 2012
Observations :		

Retenue collinaire Lamridj
Image © 2009 DigitalGlobe
Google
Date des images satellite : 13 juin 2009
36°30'24.34" N 6°34'55.91" E elev 390 m
Altitude 1.62 km