

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

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'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 DE LA RETENUE COLLINAIRES
SUR L'OUED KHENG BOU ABDELLAH (W.M'SILA)**

Présenté par :

M^r : CHERAA Abdedim

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M^r B.BENLAOUKLI	M.C.B	Président
M^r A.ZEROUAL	M.A.A	Examineur
M^{me} N.SAIL	M.A.A	Examinatrice
M^{me} S.BERBACHE	M.A.B	Examinatrice
M^r M.BACHIR CHERIF	M.A.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 SOLTANA

Mon père SLIMANE

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

Je le dédie également à

Mes frères : Djamel, Allou, Yassou et Salamo

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

Remerciements

Ce mémoire termine mes études d'ingénieurs en hydraulique option "conception des ouvrages hydrotechniques".

Je tiens de remercier réellement tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce document et en particulier :

- M^r A. BACHIR CHERIF pour son encadrement et ses conseils précieux.
- Messieurs : le directeur, le chef de service des ouvrages hydrotechniques de la DRE de M'SILA de m'avoir aidé à collecter les données nécessaires pour réaliser ce travail.

Je tiens particulièrement à remercier M^r Mohamed Elaifa pour son aide précieux.

F.ZAKI et M.DJALOUL trouveront ici tous mes remerciements de leurs aides bien vaillantes et leurs encouragements constants.

Je remercie mes collègues et mes amis : Said, Saad et Raouf.

CHERAA ABDEDAIM

Liste des tableaux

II.1 Chronologique sismique de la zone d'étude	11
II.1 Présentation des résultats des essais physiques	16
II.2 Présentation des résultats des essais mécaniques	16
II.3 Caractéristiques de compactage et de portance	18
II.4 Caractéristiques de la marne.....	18
III.1 Répartition en % des surfaces partielles et cumulées	24
III.2 Longueur des courbes de niveau.....	26
III.3 Calcul de temps de concentration.....	28
III.4 Caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant	29
III.5 Variation annuelle de température	29
III.6 Répartition de l'ETP mensuelle de la ville d'Ain el Melh	30
III.7 Stations pluviométriques disponible	30
III.8 Répartition mensuelle de la pluie moyenne	31
III.9 Classification des sous -séries	(Annexe B.2)
III.10 Les paramètres statistiques de l'échantillon	32
III.11 Résultats de l'ajustement à la loi Log normale	33
III.12 Pluies maximales journalières pour les différentes fréquences	33
III.13 Précipitations et intensités des différentes fréquences	34
III.14 Calcul de l'apport moyen annuel	36
III.15 Les apports de différentes fréquences	38
III.16 Répartition des Apports mensuels de fréquence 80%	38

III.17	Valeur de α en fonction de la perméabilité	39
III.18	Valeures de Ptc et Itc des différentes fréquences	41
III.19	Débit de pointe des différentes fréquences	42
III.20	Construction de l'hydrogramme de crue	43
III.21	Surface et volume en fonction de l'altitude	(Annexe B.4)
III.22	Répartition mensuelle de la consommation	45
III.23	Régularisation saisonnière suivant la 1 ^{ère} consigne	(Annexe B.4)
III.24	Valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologique	46
III.25	Les volumes des pertes dans la retenue	(Annexe B.4)
III.26	Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)	(Annexe B.4)
III.27	Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes)	(Annexe B.4)
III.28	Calcul de la 1 ^{ère} étape	(Annexe B.5)
III.29	Calcul de la 2 ^{ème} étape	(Annexe B.5)
III.30	Calcul de la 3 ^{ème} étape	(Annexe B.5)
III.31	Tableau récapitulatif (méthode de Kotcherine).....	49
III.32	Calcul de la revanche par la formule de Davis	50
III.33	Calcul de la largeur en crête	51
III.34	Cout de la digue	52
III.35	Cout totale du barrage	53
III.36	Caractéristique de la retenue	54
IV.1	Valeur indicatives des fruits de talus	65
IV.2	Epaisseur de l'enrochement et D ₅₀ min des pierres en fonction de H _v	67
IV.3	Gradient hydraulique admissible en fonction du type d'ouvrage	68
IV.4	Volumes de travaux et coût de la variante I	71
IV.5	Volumes de travaux et coût de la variante II	72
IV.6	Volumes de travaux et coût de la variante III	72

.....	Liste des tableaux
V.1 Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids.....	78
V.2 Caractéristiques du filtre F1	80
V.3 Caractéristiques du filtre F2	80
V.4 Coordonnées de la parabole de KOZENY.....	83
V.5 Valeur de K en fonction de la pente du talus	86
V.6 Caractéristiques géotechniques des solos	86
V.7 Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement	90
VI.1 Calcul des coordonnées de profil du déversoir	94
VI.2 Calcul de la ligne d'eau	97
VI.3 Ligne d'eau a pas d'espace de 7,4 m	97
VI.4 Calcul du temps de vidange	106
VII.1 Symboles et durée des opérations	103

Liste des figures

I.1 Plan de situation général	3
I.2 Choix de l'axe du barrage	4
I.3 Plan de localisation du site sur la carte d'Etat-major (échelle 1/50000 ^{ème})	5
II.1 Extrait de la carte géologique (Echelle 1/200000 ^{ème})	10
II.2 Carte du zonage sismique du territoire national (RPA 99/ APRES ADDENDA).....	13
II.3 Coupe géologique au niveau de l'axe de la digue	15
III.1 Bassin versant.....	22
III.2 Répartition en % des surfaces partielles et courbe hypsométrique	24
III.3 Réseau hydrographique.....	27
III.4 Variation annuelle de la température	29
III.5 Répartition mensuelle de la pluie moyenne	31
III.6 Ajustement des pluies à la loi de Gumbel	(Annexe B.3)
III.7 Ajustement des pluies à la loi Log Normale	(Annexe B.3)
III.8 Ajustement des pluies à la loi Normale	(Annexe B.3)
III.9 Ajustement des pluies aux trois lois	33
III.10 Courbe intensité-durée-fréquence	35
III.11 Répartition mensuelle des apports	39

.....	Liste des figures	
III.12	Hydrogramme de crue pour différentes fréquences	43
III.13	Courbe capacité-hauteur, surface-hauteur	44
III.14	Courbe du débit en fonction de la hauteur	(Annexe B.5)
III.15	Courbe du débit en fonction du volume.....	(Annexe B.5)
III.16	Courbe d'optimisation	54
VI.1	profile du déversoir	84
VI.2	La ligne d'eau dans le coursier	88
VII.1	Réseau à nœud	104

Liste des planches

Planche N° 1 : Vue en plan de l'aménagement.

Planche N° 2 : Coupe type de la digue pour les trois variantes.

Planche N° 3 : Coupe en travers de la digue.

Planche N° 4 : Vue en plan et coupes de l'évacuateur de crue.

Planche N° 5 : Profil en long de la vidange de fond.

Planche N° 6 : Calcul de la stabilité et la ligne de saturation.

Liste des annexes

A : Courbe granulométrique des matériaux.

B.1 : Précipitations mensuelles de la station d'Ain el Melh (052003).

B.2 : Classification des sous-séries (test de Wilcoxon).

B.3 : Les graphes de l'ajustement.

B.4 : Les tableaux de régularisation.

B.5 : Méthode de kotcherine (tableaux et graphes).

C.1 : Abaque de CASAGRANDE.

C.2 : Résultat de calcul de stabilité.

D : Diagramme de GANTT.

E : Abaque de dimensionnement du Bassin d'amortissement type III.

ملخص

هذه الدراسة تدخل في إطار الحفاظ على المياه السطحية لمنطقة عين الملح بولاية المسيلة.

قمنا في هذا العمل بدراسة قابلية انجاز سد مائي على واد خنق بو عبد الله بولاية المسيلة ، تضمنت الدراسة مختلف الجوانب (الجيولوجية، الهيدرولوجية و الطبوغرافية)، والتي مكنتنا من اختيار النموذج المناسب لإنجاز هذه المنشأة ودراسة ثباتها.

أما فيما يتعلق بالإنجاز قمنا بشرح معمق يضم مختلف أطواره.

Résumé

La présente étude s'inscrit dans le cadre de la conservation des eaux superficielles en Ain el Melh à M'sila. L'étude que nous avons menée dans ce mémoire est consacrée à l'implantation d'une retenue collinaire sur Oued Kheng bou-Abdellah. L'étude approfondie des différentes phases (géologique, hydrologique et topographique) nous a permis de choisir la variante la plus adéquate à l'implantation de cet ouvrage et de vérifier sa stabilité.

Pour la réalisation nous avons élaboré une note explicative contenant les différentes étapes de calcul.

Abstract

Our study belongs to the general topic of the superficial water resources conservation in Ain el Melh, (M'sila). The study that we have carried out in this dissertation is devoted to the establishment of a dam on Oued Kheng bou-Abdellah. The choice of the most adequate alternative to the dam insertion and its stability verification were made after a deep study of the various phases (geologic, hydrologic and topographic). For the realization, we prepared an explanatory note containing the various stages of calculations.

Introduction générale

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

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

Dans cette optique, la wilaya de M'sila a bénéficié d'un nombre projets de réalisation d'aménagements hydrauliques, parmi lesquels la retenue collinaire sur l'oued Kheng bou-Abdellah , qui est destiné à l'approvisionnement en eau pour l'irrigation de la région.

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

Chapitre I

Etude topographique

Introduction

La construction d'un barrage nécessite une étude approfondie de la topographie, Cette étude permet de comprendre les phénomènes hydrauliques du lieu choisi. Il faut de bonnes conditions topographiques ; l'idéal, ce sont les gorges d'un cours d'eau, ou un resserrement en général.

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

I.1-Objectif de l'étude

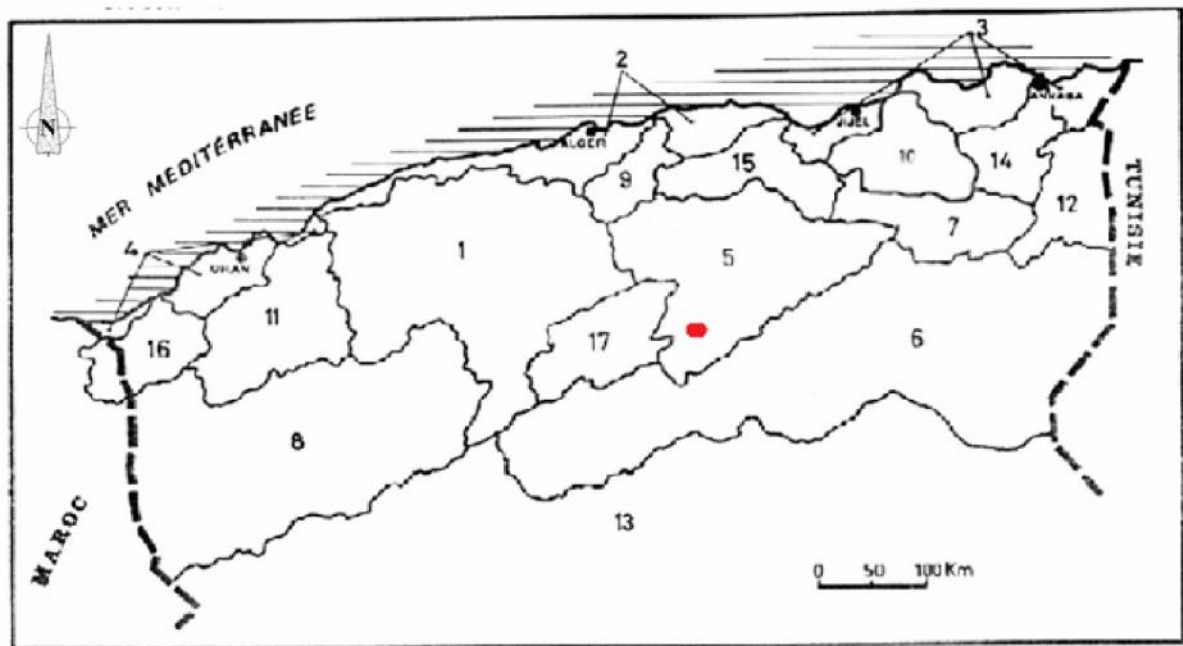
L'objectif spécifique de l'étude topographique consiste à déterminer le site le plus viable sur le plan technique, réalisable sur le plan économique et acceptable sur les plans environnemental et social.

I.2-Recherche et choix du site

Le site de la retenue est situé auprès du lieu dit Kheng bou-Abdallah à 5 km du village de M'guitaa Daïra de Ain el Melh, à moins de 65 km de Boussaâda et à moins de 250 km de la zone côtière méditerranéenne.

Le meilleur accès est assuré à partir d'une piste a partir de la route reliant Ain el Melh et Bir Fodda. Situé au Sud Ouest du chef-lieu de la wilaya de M'sila.

Le bassin versant étudié appartient au secteur du grand bassin du Chott El Hodna. Il est situé au Centre du territoire algérien (figure I.1), s'étend sur la totalité de la commune de Ain el Melh.



Noms des bassins-versants :

source: DHW (M'sila)

1 CHELTFF	7 HAUTS PLATEAUX CONSTANTINOIS	13 SAHARA
2 COTIERS ALGEROIS	8 HAUTS PLATEAUX ORANAIS	14 SEYBOUSE
3 COTIERS CONSTANTINOIS	9 KESER	15 SHUMAM
4 COTIERS ORANAIS	10 KENIR RHUMEL	16 TAFNA
5 CHOTT HODNA	11 MACTA	17 ZAHREZ
6 CHOTT MELRHIR	12 NEDJERDAH	

Figure I.1 : Plan de situation général

I.3 – Situation géographique

Le site peut être repéré sur la carte topographique d'État-major Slim. Carte N°315 dressée en 1947 à l'échelle 1/50.000^{ème} (figure I.2), selon le système de coordonnées Lambert Nord d'Algérie, par les coordonnées suivantes :

$$X = 621.00 \text{ km}$$

$$Y = 163.50 \text{ km}$$

$$Z = 1045 \text{ m NGA.}$$

I.4 – Choix de l'axe du barrage

Sur le site de la futur retenue, L'axe a été choisi, afin de retenir la meilleure solution de point de vue économique et technique, cette solution est celle résidu de l'étude comparative. La figure I.2 ci-après montre l'axe choisi :

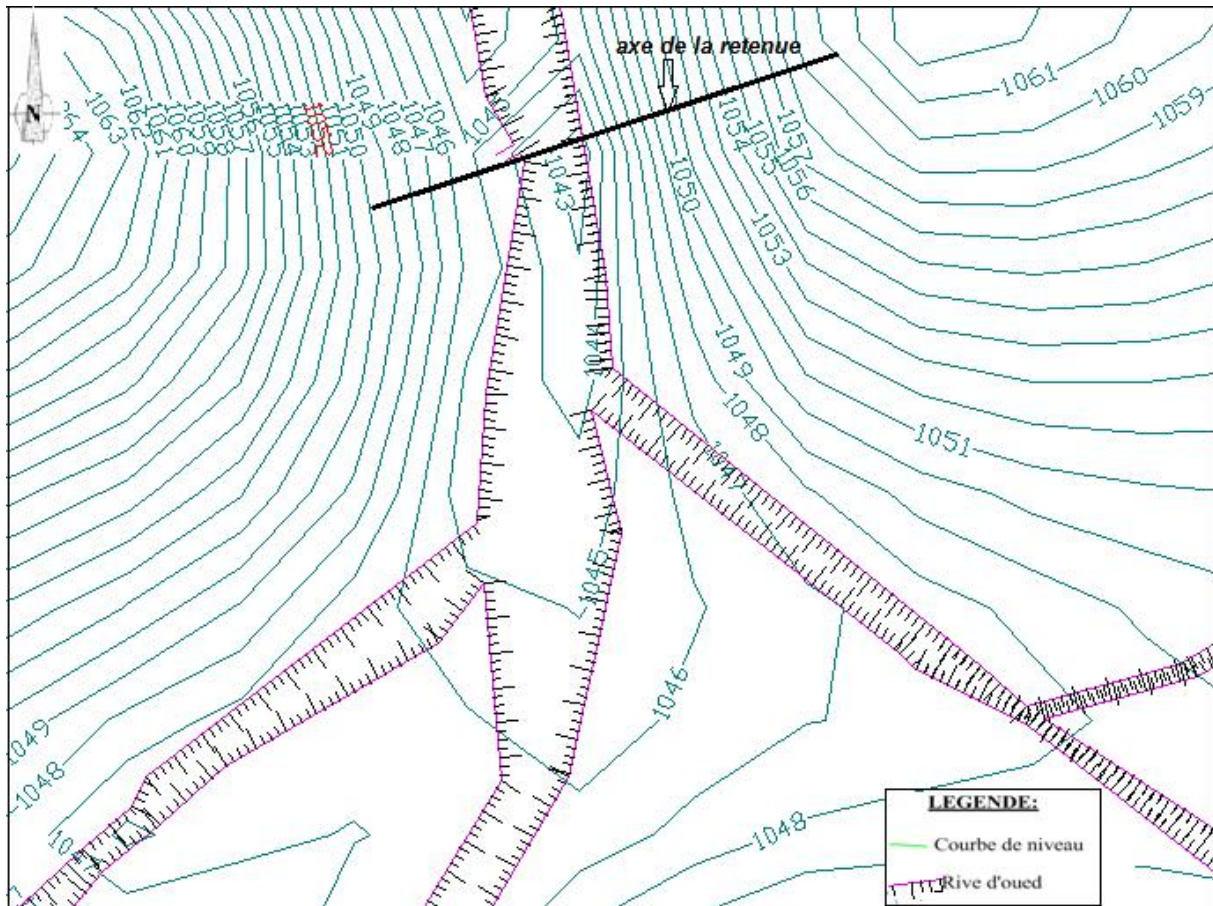


Figure I.2 : Choix de l'axe du barrage

On définit le paramètre R, tel que :

$$R = \frac{V_s}{V_r} \quad (I.1)$$

Où : V_s : volume stocké par le barrage ;

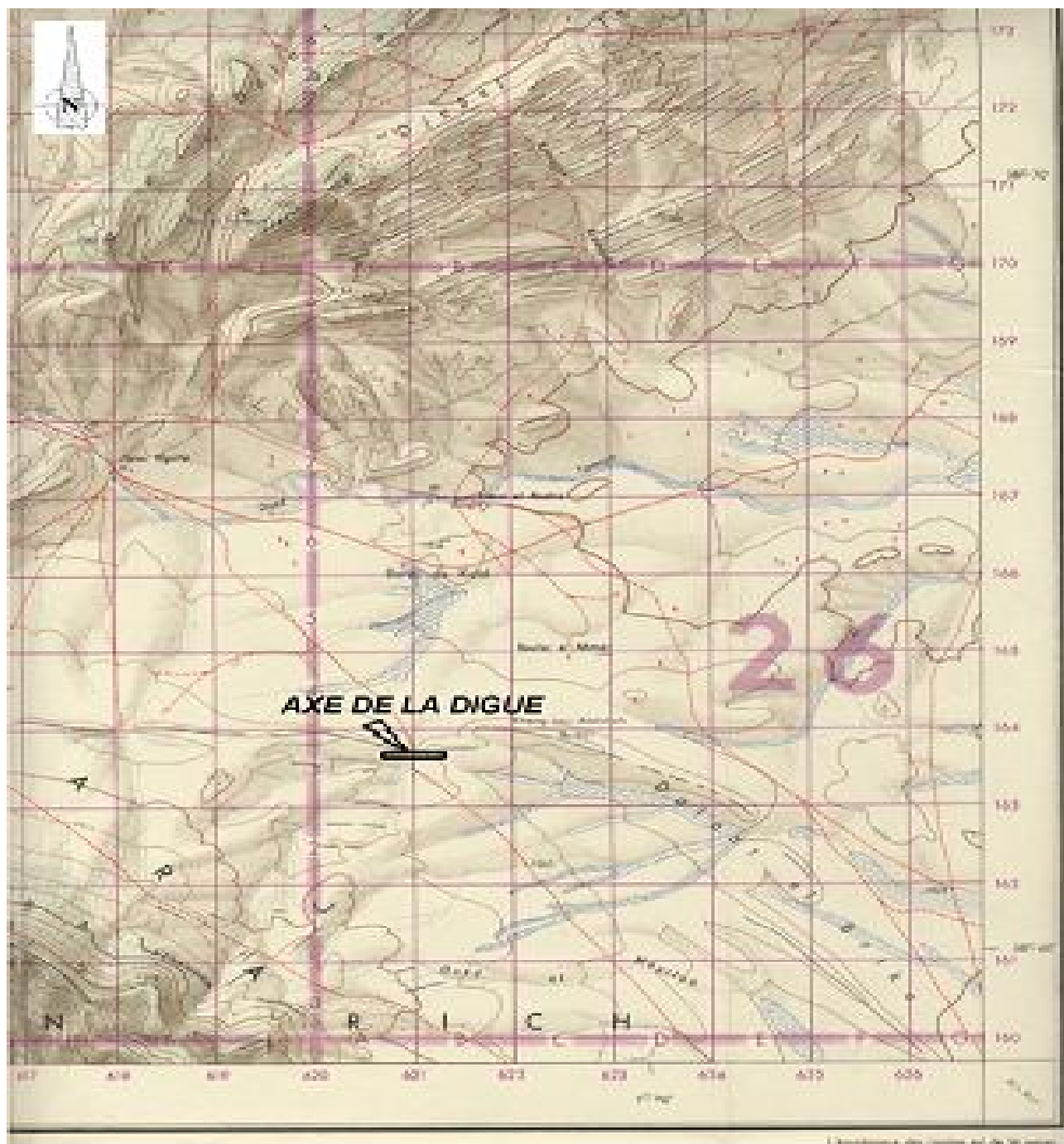
V_r : volume du remblai utilisé pour la construction de la digue.

Pour donner à la région les sources et les moyens indispensables de développement dans le domaine socio-économique, les responsables locaux ont pris la résolution de projeter une retenue collinaire afin de permettre une évolution dans les domaines de préoccupation de la population.

A- La visite sur le terrain nous a permis de faire les constatations suivantes :

1. La possibilité de projeter une retenue collinaire sur au moins deux sites situés sur l'Oued kheng bou-Abdellah et ses affluents.
2. Présence d'une quantité suffisante de terres irrigables aux alentours des sites présumées.
3. Les caractéristiques rurales de la population ainsi que leurs activités essentielles.

B- Après avoir prospecté les lieux d'implantations en présence des responsables locaux, un site a été prédestiné pour avoir donné un aspect favorable d'une éventuelle projection d'une retenue collinaire.



Source : DHW (M'sila)

Figure I.3 : Plan de localisation du site sur la carte d'Etat-major
(la carte topographique d'Etat-major Slim. N°315 dressée en 1947 à l'échelle 1/50.000^{ème})

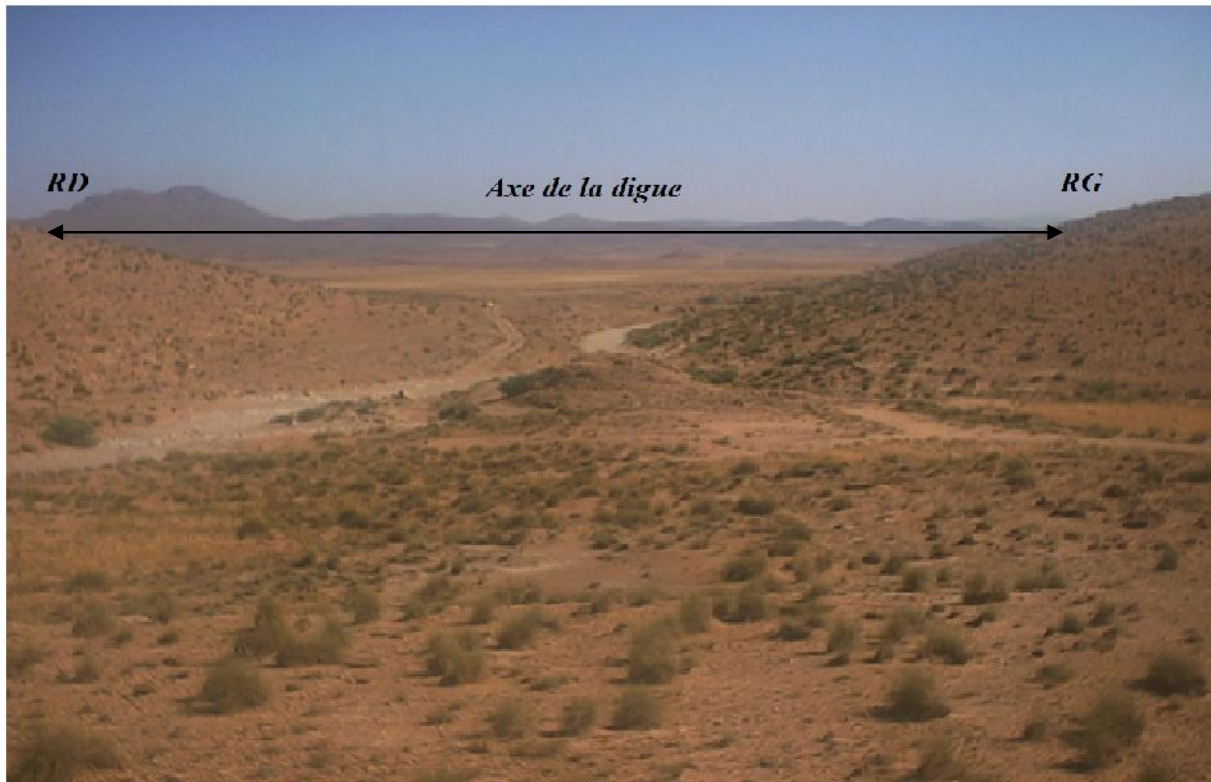


Photo I.1 : Site de futur barrage

Conclusion

D'après la morphologie du site et les paramètres topographiques, l'oued kheng bou-Abdellah peut dans son lit contenir un ouvrage de retenue collinaire.

Chapitre II

Etude géologique et géotechnique

Introduction

Il est nécessaire de bien connaître les conditions d'environnement dans lesquelles les travaux seront exécutés, Ainsi, il est essentiel de connaître les caractéristiques géologiques du site du barrage, du bassin, des carrières, des ballastières et des zones d'emprunt possibles.

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

II.1 – Etude géologique

II.1.1 – Objectifs de l'étude géologique

Pourquoi la géologie ?

- Un bon site est usuellement due aux bonnes conditions géologiques ;
- Le barrage et son réservoir influe la géologie régionale ;
- Les barrages en terre sont couramment construit par des matériaux locaux ;
- La performance du barrage est fortement influencée par sa fondation.

De ce fait, les objectifs de l'étude géologique sont comme suit :

- Analyse et documentation des cartes géologiques ;
- Etablir un zonage géologique ;
- Identifier la fondation et les zones d'emprunts.

II.1.2 – Géologie de l'aire d'étude

II.1.2.1 – Géologie régionale

Sur le plan structural, la zone étudiée s'inscrit dans le domaine atlasique proprement dit, à structures complexes et où s'observent une succession de plis typiques de l'Atlas

saharien : prédominance des synclinaux, à fonds parfois larges, encadrant des anticlinaux relativement allongés.

Ainsi, au plan stratigraphique, l'analyse détaillée de la carte géologique de *Ain Rich* (voir fig.II.1) montre toute la complexité de la structure géologique régionale ; on retiendra que la principale unité à laquelle appartient notre zone d'étude. Elle est constituée par les terrains suivants:

- **Trias:** Les formations triasiques n'occupent nulle part une position normale ; Ce sont des affleurements très localisés (Ain El Melh, Hassi M'Guitaa, Bir Mhamed ben Kias). Ces formations sont constituées de sédiments très diversifiés (marnes et argiles bariolées, gypses versicolores en bancs massifs ou épars, dolomies noires finement litées, des dolomies massives à aspect bréchoïde et des cargneules).
- **Jurassique:** Le Jurassique supérieur constitue les séries stratigraphiques normales les plus anciennes de la région. Il affleure au cœur des principales rides anticlinales ou des monoclinaux faillés. Cet étage débute avec l'Oxfordien et se rencontre à Hassi M'Guitaa, au niveau de Djebel Tebag ; il est formé d'un terme basal marneux renfermant quelques bancs décimétriques de calcaires argileux. Deux barres de calcaire pré-récifal surmontent ce terme et constituent la limite entre Oxfordien et Kimméridgien. Ce dernier est largement représenté et apparaît à la base de tous les massifs jurassiques. Il est caractérisé litho logiquement par des alternances de marnes et de calcaires très variés dont l'épaisseur est irrégulière ; en outre, les calcaires argileux dominant. Dans la région de Aïn El Melh, aux djebels Tebag, Harraza et Ladjdar, le Portlandien et le Berriasien admettent un ensemble essentiellement marno-calcaires épais d'environ 450m et où les calcaires sont plus massifs au sommet
- **Crétacé inférieur :** Au début du Crétacé inférieur, les faciès continentaux ou fluviaux commencent à se développer et envahir toute la zone d'étude. Le Néocomien gréseux se développe largement autour des massifs jurassiques et forme des dépressions facilement identifiables dans le paysage. Cette série détritique peut se diviser litho logiquement en deux parties : une série inférieure comprenant des passées carbonatées et une série supérieure beaucoup plus épaisse, essentiellement argilo-gréseuse. Au dessus du Néocomien repose l'Aptien carbonaté et marneux dans son ensemble et qui se distingue morphologiquement par la « barre aptienne ». Vient ensuite l'Albien qui se rencontre sur l'ensemble de la région et qui est constitué de deux formations bien distinctes, l'une gréseuse à

la base (Albien inférieur), l'autre essentiellement carbonatée au sommet (Albien supérieur).

- **Crétacé supérieur :** Le Crétacé supérieur est largement représenté sur toute l'étendue de la zone étudiée. Il est caractérisé par ses dépôts entièrement marins, hormis quelques niveaux très locaux à characées. Le Cénomanien est essentiellement marno-calcaires très riche en organismes et dans lequel s'installent progressivement, surtout dans sa partie médiane, des épisodes évaporitiques. Il occupe une grande superficie, néanmoins les affleurements sont peu visibles par suite du recouvrement quaternaire et de la couverture végétale. Cet étage est surmonté par la barre calcaire du Turonien qui dessine une falaise bien visible dans le paysage et qui constitue un bon marqueur lithologique. Le Sénonien n'affleure que dans la partie nord, au niveau des cuvettes synclinales (Dj. Fernane, Dj. Messaad) et dans la partie sud et sud-sud est (au sein de la flexure sud atlasique) ;
- **Le Tertiaire continental:** La « série rouge » du Tertiaire continental ne représente que de très rares affleurements ; elle est souvent masquée par le Quaternaire et les alluvionnements récents. Ces séries continentales sont constituées d'une alternance d'argiles sableuses rouges, de grès, sables, graviers et de conglomérats à éléments polygéniques de taille très variable. La teinte générale de ces formations varie entre le rouge et l'ocre.
- **Le Quaternaire :** Les formations quaternaires couvrent des superficies très importantes. Elles sont principalement constituées par des dépôts alluviaux, parfois très épais (plusieurs dizaines de mètres) et dépendant d'un réseau hydrographique comparable au réseau actuel.

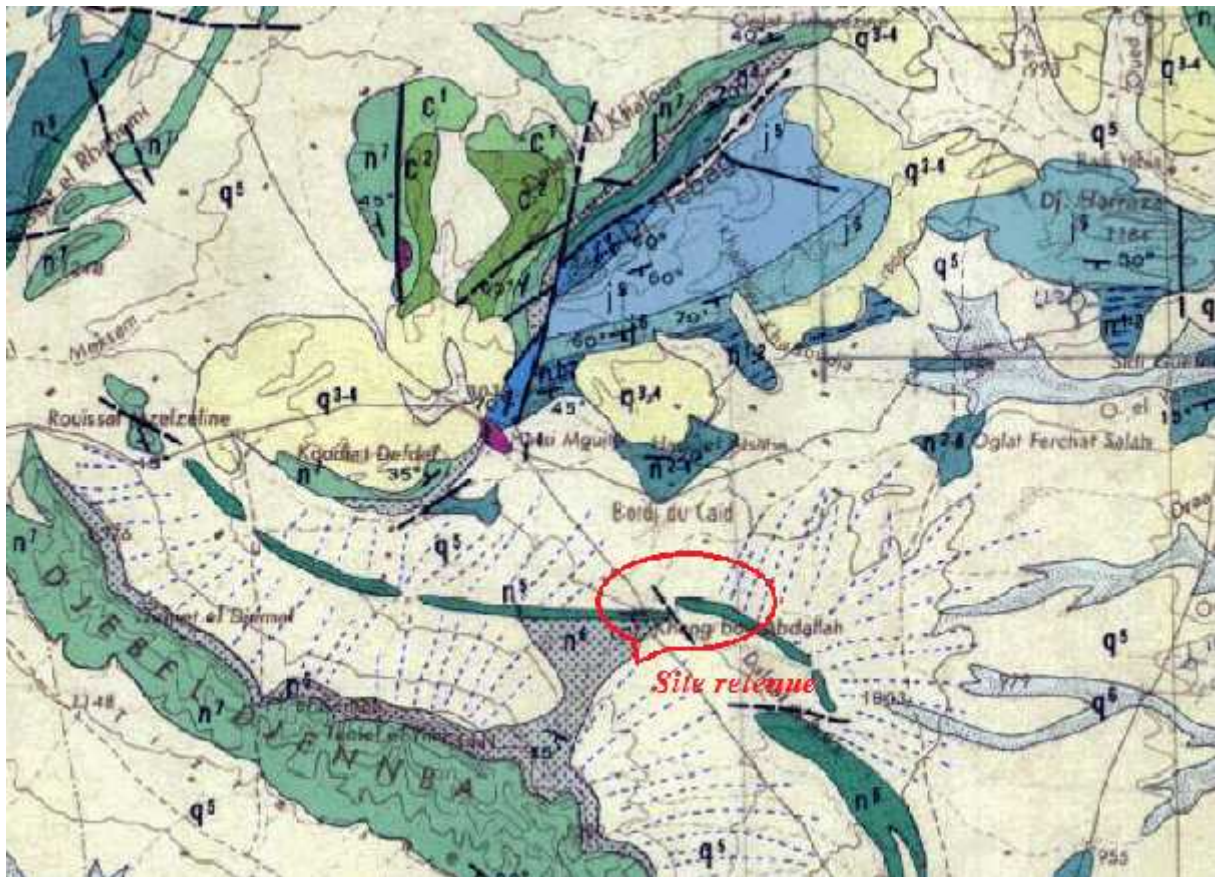


Figure II.1 : Extrait de la Carte géologique 'Ain Rich N°47' (Echelle 1/200000^{ème})

(Source : ANRH d'Alger).

La Legende :

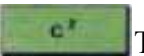
Quaternaire :

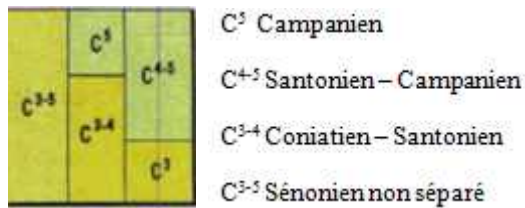
	Quaternaire récent (Soltanien)		Quaternaire récent (Rharb); D. Dunes
	Quaternaire moyen		Quaternaire ancien (Saletien)

Tertiaire :

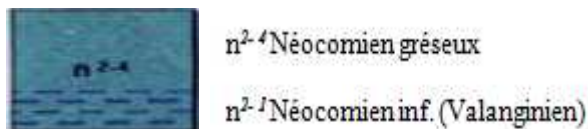
	Tertiaire continental		Éocène conglomératique
	Éocène inférieur marin	a) Cglt du Hameria	b) Éocène à gypse

Crétacé Moyen Supérieur :

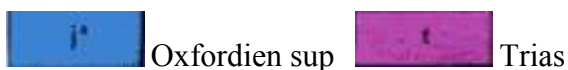
	Maestrichtien		Turonien		Cénomanien
---	---------------	---	----------	---	------------



Crétacé inférieur



Jurassique :



II.1.2.2 – Géologie de la cuvette

Sur une base documentaire (figure II.1) sont retenus les éléments descriptifs suivants : L'ensemble de la nappe de charriage repose sur la formation autochtone basale constituée par une série marneuse donc imperméable du Crétacé inférieur.

A l'échelle du bassin d'alimentation, au point de vue étanchéité, on relèvera, d'une les différentes formations mises en évidence, notamment les terrains Oligocène : ceci constitue un critère hydro-lithologique défavorable aux infiltrations, c'est à dire aux pertes manière générale, la présence quasi constante de la composante marneuse ou argileuse dans d'eau superficielles le long du chevelu hydrographique.

II.1.2.3 – Fondation de la digue

L'analyse des critères techniques de faisabilité d'une retenue sur Oued Kheng Bou-Abdallah appelle le respect des considérations géologiques et dispositions constructives suivantes :

- L'ouvrage sera fondé sur un substratum sain, à dénuder par l'élimination du recouvrement alluvial et colluvial des berges et du fond de l'oued. Tous les éboulis de proximité des rives devront être éliminés et éloignés.
- Le degré d'étanchéité de cette assise de base sera étudié avant de préconiser si nécessaire, une parafouille destinée au raccordement du corps de la digue.
- Les craintes sur la portance des sols ne semblent pas se poser compte tenu de la forte compacité des formations affleurant.
- D'un point de vue hydrogéologique, l'existence d'une nappe alluviale est plus que probable dans la cuvette de l'oued. Pour la nappe potentielle des grès les indications sur la profondeur du niveau statique, l'épaisseur d'eau et la géométrie du substratum devront être précisés par les investigations programmées.

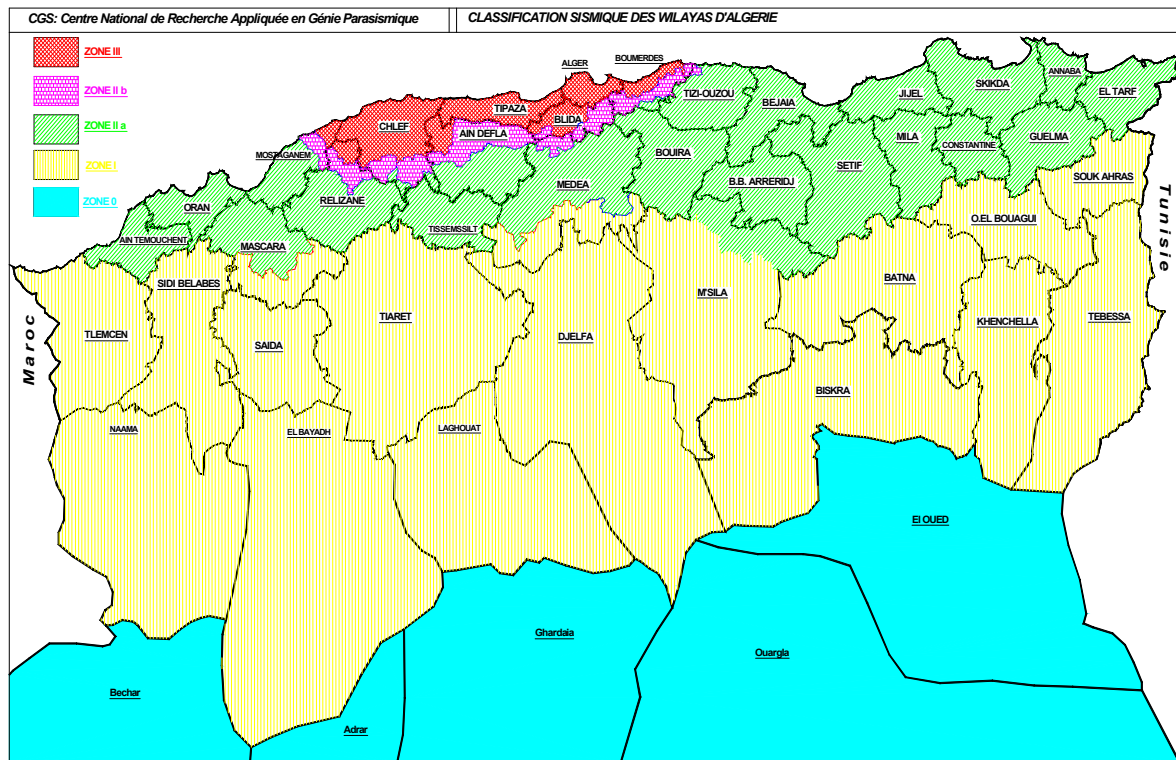
II.1.3 – Sismicité

D'après les règles parasismiques Algériennes (RPA99), le terrain en question est situé dans une zone de faible sismicité (zone I).

L'analyse des chroniques séismologiques recensées pour la région d'étude et ses environs, montre que quelques tremblements de terre s'y sont épisodiquement manifestés avec des épicentres plus ou moins proches de notre site. Le site en lui-même appartient à l'Atlas saharien, où plusieurs foyers, plus ou moins intenses ont été enregistrés, historiquement, on retiendra deux (02) événements sismiques majeurs: celui du 21 Février 1965, dont l'épicentre a été situé à M'sila au Nord Est de Ain El Melh et où elle a été fortement ressentie. Puis le séisme du 5 Mai 2010 d'intensité maximale de 5.2 à Béni Ilmane ville.

Sur la carte du zonage sismique du territoire national (RPA99 - Version 2003) (figure II.2), on définit les zones sismiques suivantes :

- 1)- Zone 0 : sismicité négligeable ;
- 2)- Zone I : sismicité faible ;
- 3)- Zone II a et II b : sismicité moyenne ;
- 4)- Zone III : sismicité élevée ;



(Source : ANRH d'Alger).

figure II.2 : carte du zonage sismique du territoire national (RPA 99/ APRES ADDENDA)

la zone d'étude est classée à faible sismicité.

II.1.4 – Matériaux de construction

Pour l'étude de variantes de barrage homogène ou hétérogène, avec usage des matériaux locaux, il est nécessaire de localiser ces matériaux, en vue de leurs exploitations pour les besoins de réalisation.

- **Enrochements**

Au voisinage du site on peut définir plusieurs zones potentielles d'extraction de pierres ou autre enrochement en quantité importante et selon les tailles souhaitées lors de la réalisation ; les grès des reliefs limitrophes peuvent constituer le matériau, les quantités disponibles peuvent répondre pour tous les besoins de construction d'une retenue. L'ouverture d'une ou de deux carrières d'extraction de ces matériaux, s'impose.

- **Alluvions d'oued**

La vallée alluvionnaire de l'oued Kheng et de ses deux affluents, pourra fournir toute la quantité de matériaux meubles. Il s'agit d'une zone potentielle pour l'extraction de granulats (sables et graviers) en quantité souhaitée.

- **Matériaux argileux**

L'aire d'étude, particulièrement le périmètre de la cuvette, recèle d'importantes quantités de matériaux à composante argileuse. Leurs extensions couvrent des grandes surfaces de l'espace inter-fleuve ; nous pouvons estimer quantitativement que les besoins du chantier pourront être satisfaits, avec l'avantage d'une proximité relative des zones d'emprunts.

- ***Gabions pour Rip-Rap :***

Le cours amont d'Oued Kheng constitue une des zones potentielles de ramassage de blocs roulés pluri décimétriques susceptibles d'être utilisés pour l'ouvrage ou ses annexes.

Dans une deuxième possibilité, ce matériau naturel peut être extrait par fragmentation selon les tailles souhaitées, des massifs calcaires ou gréseux de la cuvette. Dès lors, la quantité disponible de ces matériaux pourra garantir une couverture totale des besoins de chantier.

II.2 – Etude géotechnique

II.2.1 – Reconnaissance du sol

II.2.1.1 - Programme de reconnaissance

Initialement, le programme de reconnaissance devait comporter trois sondages carottés dans l'axe de l'ouvrage et 5 puits à ciel ouvert répartis entre les deux rives. Où les deux sondages (SC 1 de 10m et SC 2, SC 3 de 6.2m).

II.2.1.2 - Interprétation des travaux de la reconnaissance

Les trois sondages carottés (SC 1, SC 2 et SC3) ont été exécutés à une profondeur variable de 6 à 10 m :

- **Sondage carotté SC 1** (SC: Sondage carotté)

0.0 – 0.4m : Terre végétale

0.4 – 3.5m : limon sableux caillouteux

3.5 – 5.5 m : Sable limoneux

5.5 – 10m : Marne verdâtre

- **Sondage carotté SC 2** (SC: Sondage carotté)

0.0 – 0.4m : Terre végétale

0.4 – 3.4m : Sable limono graveleux

3.4 – 6 m : Marno calcaires grisâtre à blanchâtre avec des traces de gypse

- **Sondage carotté SC 3** (SC: Sondage carotté)

0.0 – 0.3m : Terre végétale

0.3 – 1.8m : Sable limono graveleux

1.8 – 6 m : Marno calcaires grisâtre

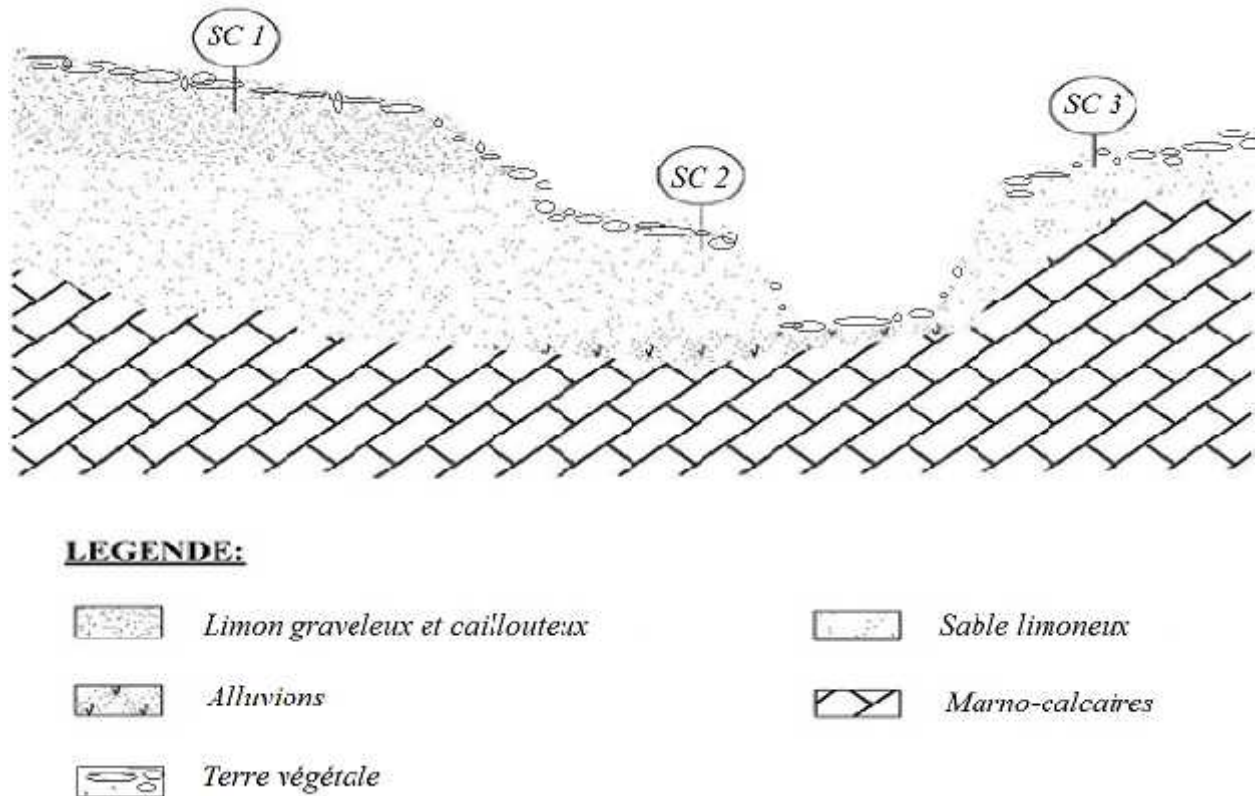


Figure II.3 : Coupe géologique au niveau de l'axe de la digue

II.2.2 – Essais en laboratoire

II.2.2.1 - Programme d'essais

Parmi les échantillons soumis aux essais, on distingue du limon sableux, du sable limoneux et de la marne.

▪ Essais physiques

1. Teneur en eau ;
1. Densité humide et sèche ;
2. Granulométrie ;
3. Plasticité ;
4. Degré de saturation ;
5. Indice de consistance.

▪ Essais mécaniques

1. Cisaillement direct ;
2. Compressibilité ;
3. Résistance à la compression simple ;

4. Essai de perméabilité ;
5. Los Angeles.

II.2.2.2 - Présentation des résultats des essais physiques

Les essais physiques sont présentés dans le tableau II.1.

Tableau II.1 : présentation des résultats des essais physiques.

Désignation			Identification						Granularité				
Nature	N°	Pro f	W %	γ t/m^3	γ_d t/m^3	S_r %	LL %	IP %	20 mm	10 Mm	2 mm	0.4 mm	0.08 mm
L. Sableux	SC 1	5m	8	1.71	1.58	27	30	11	100	95	80	70	50
S. Limoneux	SC 2	5m	6	1.68	1.58	27	Nm	Nm					
	SC 3	3m	7	1.69	1.58	27	Nm	Nm	97	94	75	62	45

II.2.2.3 - Interprétation des résultats

Teneur en eau : Les mesures de teneur en eau ont été effectuées sur les terrains de couverture, à savoir le limon sableux et sable limoneux. D'après les valeurs obtenues. L'humidité qui règne entre 6 et 8 de profondeur est faible. Ce qui correspond à un degré d'humidité de 27% de la saturation totale. Les sols étaient donc dans un état hydrique nature peu humide. Tandis qu'en grande profondeur où se tiennent la marne, l'humidité est nulle en raison de l'état très compact de ce dernier.

La densité sèche : Pour les formations d'apport: limon sableux et sable limoneux, les densités humides et sèches sont très proches sinon identiques. Elles sont respectivement, en moyenne, de $1,69 t/m^3$ et de $1,58 t/m^3$. Selon la norme géotechnique prenant en compte la densité sèche, le limon sableux et le sable limoneux peuvent être qualifiés de sols peu denses.

Plasticité : La plasticité d'un sol est appréhendée par la mesure des limites d'Atterberg. Mesurée uniquement sur le limon sableux, la plasticité a donné une valeur de liquidité de 30 et un indice de plasticité de 30. D'après l'abaque de Casagrande de classification, le sol testé se situe dans la catégorie de sol peu plastique.

Granulométrie : Deux analyses ont été effectuée sur les deux sols d'apport limon sableux et sable limoneux, les deux courbes (voir annexe A.1) indiquent une proportion de fines ($<0.08mm$) $\leq 50\%$ qui indique la frontière entre les sols grenus et fins, ce qui est significatif des sols analysés.

II.2.2.4 - Présentation des résultats des essais mécaniques

Les résultats des essais mécaniques sont présentés dans le tableau II.2.

Tableau II.2 : présentation des résultats des essais mécaniques.

Désignation			Cisaillement		Compressibilité		
Nature	N° S	Prof	C_u Bars	Φ Degré	Φ Bars	C_c %	C_g %
L.Sableux	SC 1	5m	0.32	12	1.8	14.95	1.95
S.Limoneux	SC 2	5m	0.23	16	1.77	14.28	1.52
S.Limoneux	SC 3	3m	0.24	15	1.81	14.95	1.57

II.2.2.5 - Interprétation des résultats

Cisaillement : Cet essai a été exécuté uniquement sur les deux formations : Limon sableux et sable limoneux dont la valeur du couple est très rapprochée avec un écart très faible. Il apparaît d'ailleurs que l'angle de frottement l'emporte toujours sur la cohésion, ce qui est dû à la dominance des sables dans la composition granulaire des dites formations. Néanmoins nous pouvons considérer les seuils de valeurs du couple comme étant moyenne.

Par contre la marne, de par sa forte compacité, ne se prête pas à l'essai de cisaillement pour connaître la valeur du couple : cohésion et l'angle de frottement non drainé. C'est pourquoi il lui a été substitué l'essai de résistance à la compression simple. Dans ce cas, la valeur de la cohésion est prise égale à la valeur $R_c/2$. D'où $\Phi=0$.

Compressibilité : Exécuté seulement sur le Limon sableux et le sable limoneux, l'essai œdométrique a fait ressortir pour les trois paramètres les valeurs ayant un écart très faible. Ce qui dénote une compressibilité homogène. D'après la norme géotechnique, le limon sableux et le sable limoneux sont considérés comme étant des sols normalement consolidés, moyennement compressibles et non gonflant.

Caractéristiques de compactage et de portance :

Sur les deux matériaux d'apport : limon sableux et sable limoneux ont été étudiées également les modalités de compactage et la portance CBR immédiat avec l'humidité naturelle, les caractéristiques figurant au tableau II.4 dénotent que les deux matériaux sont homogènes tant du point de vue compactibilité que de comportement mécanique (portance), D'où leur aptitude à constituer des massifs stables par des moyens classiques de stabilisation mécanique.

Tableau II.3 : Caractéristiques de compactage et de portance.

Désignation			OPN CBR		
<i>Nature</i>	<i>N° Sg</i>	<i>Prof</i>	γ_d (t/m ³)	<i>W</i> (%)	<i>IPi</i>
L.Sableux	S1	5m	1.97	9	19
S.Limoneux	S1	5m	2	7	24
S.Limoneux	S2	3m			

II.2.2.6 - Présentation et interprétation des caractéristiques de la marne

En complément, des essais ci-dessus, ont été effectués un essai de perméabilité en laboratoire, un essai de résistance à la compression simple, un essai de porosité à partir de laquelle découlé l'indice des vides; l'ensemble des résultats est donné dans le tableau ci-après :

Tableau II.4 : caractéristiques de la marne.

Désignation			Identification						
<i>Nature</i>	<i>N° Sg</i>	<i>Prof</i>	γ_h t/m ³	γ_s t/m ³	<i>Rc</i> Bars	<i>LA</i>	<i>K</i> cm/s	<i>n</i>	<i>e</i>
Marne	S1	10m	2.32	2.70	20	24	2.9 10 ⁻¹³	13	15
	S2	6m	2.38	2.67	18	26			

L'examen des résultats du tableau permet de porter sur la marne l'appréciation suivante :

Une densité en place de 2.35 t/m³ et celle des grains de 2.72 t/m³ permet d'affirmer que nous sommes en présence d'une roche courante très dense. Ce qui justifie la valeur Rc obtenue selon laquelle la roche peut être qualifiée de dure.

La valeur de K obtenue de la perméabilité mesurée en laboratoire indique que la roche testée est pratiquement imperméable.

II.2.3 – Stabilité et classification du site

Le site du futur barrage paraît naturellement stable dans la mesure où aucun indice de mouvement du sol n'y a été observé, tel qu'un glissement, arrachement, bourrelet etc... ; Ce qui dénote que la topographie est relativement calme. D'autant plus que la roche mère constitutive du site est constituée d'une marne en faveur d'un état d'équilibre potentiel de ce

dernier. Le seul risque naturel et d'ailleurs imprévisible demeure le séisme dont il convient, dans tous les cas de prendre en compte les mesures parasismiques.

II.2.4 – Etude de la fondation

Etant donné que le sous sol du site du futur barrage est constitué des formations d'apport comme couverture (limon, sable) ayant une épaisseur variable (3 à 6m) sous lesquelles se tient une couche de marne. Et quand il s'agit de fonder un ouvrage sur une telle roche très compacte, la capacité portante de cette dernière est évaluée à partir des caractéristiques intrinsèques : cohésion et l'angle de frottement interne déduit de l'épreuve de la résistance à la compression simple.

La contrainte admissible de la marne sous la base de la fondation de l'ouvrage est estimée par la relation de Terzaghi suivante :

$$Q_{adm} = \frac{\gamma_h L + \left(1 + \frac{0.2L}{B}\right) \gamma_h B + \gamma_h D (N_c - 1) + \left(1 + \frac{0.2L}{L_c}\right) C N_c}{F} \quad (II.1)$$

A partir des caractéristiques géotechniques de la marne qui se résument ainsi :

- $\gamma_h = 2.35 \text{ t/m}^3$
- $\varphi = 0$
- $B = 5\text{m}$ et $L = 20\text{m}$
- $D = 1.8 \text{ m}$
- $N_c = 5.18$; $N_y = 0$; $N_q = 1$; (ces sont des paramètres sans dimension, dépendant de la valeur de l'angle de frottement interne du sol).

Ainsi en prenant une valeur R_c moyenne obtenue de 20 bars et en incluant un coefficient de sécurité de l'ordre de 4 pour tenir compte de l'influence des agents atmosphériques alternés sur une roche à faible profondeur, tel que la marne qui se tient à faible profondeur sous le lit de l'oued, la valeur de la cohésion sera de 2.5 bars. Donc la contrainte admissible sous la base de l'ouvrage sera de 4,47 bars.

La contrainte qu'exerce la digue sur le sol est calculée comme suite :

$$Q = \gamma_h H \quad (II.2)$$

Avec : H : hauteur de la digue, soit $H = 13.85\text{m}$;

γ_h : poids volumique des matériaux de construction, $\gamma_{h \text{ moy}} = 1,7 \text{ t/m}^3$.

D'où : $Q = 2,4 \text{ bars}$

Au vu de ces résultats, la contrainte qu'exerce la digue sur le sol est inférieure à celle requis pour ce dernier, d'où le risque de tassement est évité.

Conclusion

La reconnaissance menée par trois sondages carottés: SC 1 de 10m de profondeur et SC 2 de 6.2m de profondeur sur la rive gauche, et un troisième sondage (SC 3) de 6 m sur la rive droite, a permis de mettre en évidence les couches suivantes :

Des matériaux de couverture composés de limon sableux et de sable limoneux ayant une épaisseur de 1.5 à 5.5m sous lesquels se tient le substratum à partir de :

- 5.5m au SC 1
- 3.4m au SC 2
- Environ 1.5m dans le lit d'oued.

Compte tenu de ce que les matériaux d'apport de couverture : limon sableux et sable limoneux présentent des caractéristiques géotechniques moyennes qui sont moyennement compressibles, d'où leur inaptitude à supporter un ouvrage d'une aussi grande importance, par conséquent, il est recommandé d'ancrer la digue dans le substratum marneux après excavation des terrains d'apports sus cites, dans ce cas :

- La contrainte admissible sous la base de l'ouvrage sera ≥ 4 bars.
- En raison de l'incompressibilité de la marne, les tassements seront négligeable sinon nuls.

Chapitre III

Etude hydrologique

Introduction

L'étude hydrologique est nécessaire pour la détermination des caractéristiques des crues exceptionnelles et les apports volumétriques annuels. Grâce à un traitement exhaustif de l'information disponible sur le bassin versant, dans une étude de faisabilité l'étude hydrologique comporte essentiellement deux phases :

- *Les caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant* : la taille du bassin (sa surface), sa forme, son élévation, sa pente et son orientation et les caractéristiques du réseau hydrographique. Ces facteurs, d'ordre purement géométrique ou physique, s'estiment aisément à partir de cartes adéquates.
- *L'étude de précipitation* : Pour un bassin versant donné ou une région donnée, les stations pluviométriques forment un réseau d'observations. Elles fournissent des mesures ponctuelles. Ces mesures relatives aux stations sont d'une haute importance pour les statistiques climatiques, la planification et la gestion des ressources et les projets de construction.
- *L'étude des apports* : les apports liquides sont la quantité d'eau dispensée par le réseau hydrographique qui alimente le bassin versant.

III.1 - Description du bassin versant

III.1.1 - Définition du bassin versant

Le bassin versant peut être défini comme le secteur géographique qui collecte les eaux d'un plan d'eau ou d'un cours d'eau, soit par écoulement de surface (ruissellement), soit par écoulement souterrain (infiltration, percolation et résurgence de la nappe phréatique), il est délimité par une ligne de crête, appelée aussi ligne de partage des eaux, au-delà de laquelle celles-ci sont drainées vers d'autres milieux aquatiques (Pourriot & Meybeck, 1995).

Le bassin versant concerner par l'étude se situe en amont de l'oued Kheng bou - Abdellah, il est représenté par la figure III.1.

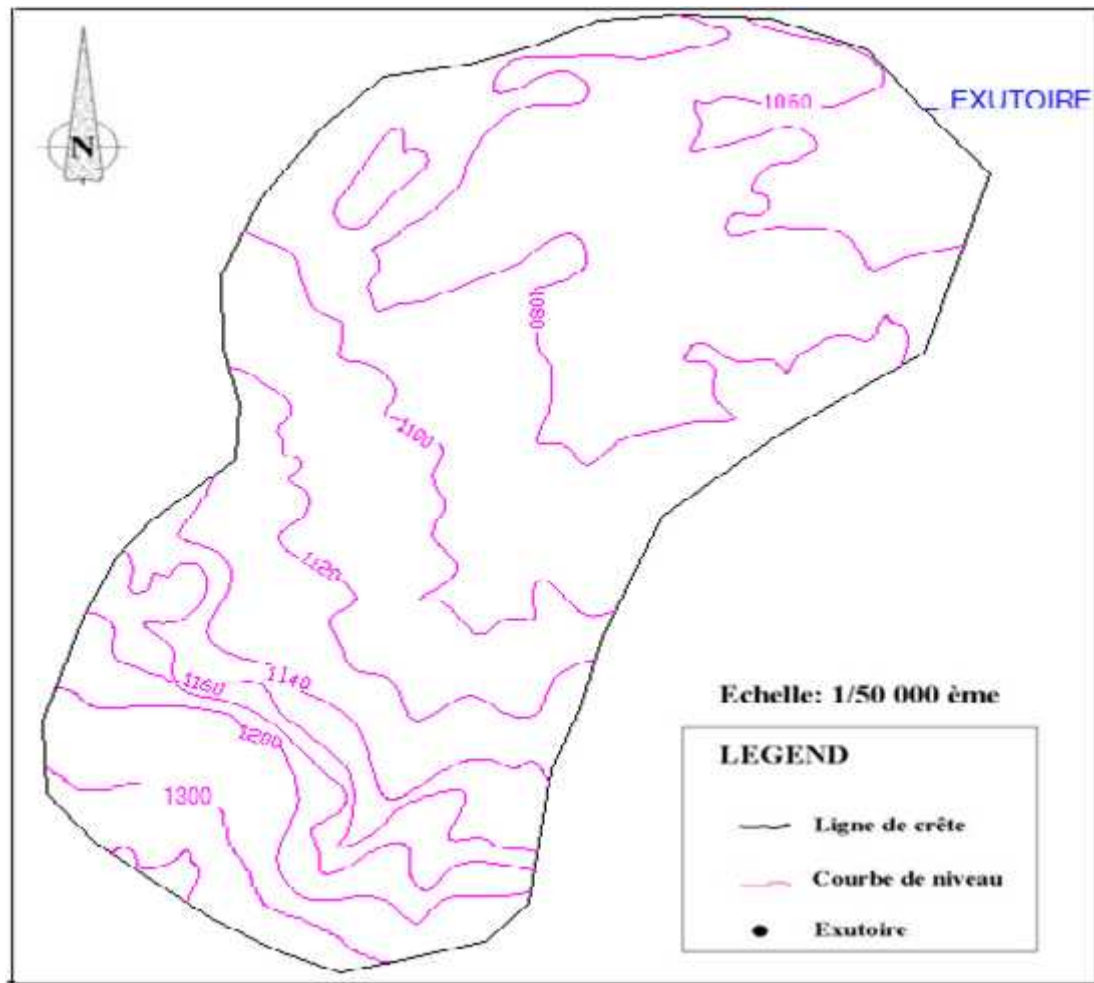


Figure III.1 : Bassin versant

III.1.2 - Caractéristiques géométriques

La détermination des caractéristiques du bassin versant consiste à calculer, ou évaluer, les paramètres explicatifs, indispensables à la mise en œuvre des méthodes du calcul proposée :

1. **La surface** : la superficie du bassin versant est la portion du plan délimitée par la ligne de crête. Sa mesure est faite par l'utilisation du logiciel Auto-CAD sur la carte d'État-major Slim N°315 à l'échelle 1/50.000^{ème}, soit :

$$S = 8.5 \text{ Km}^2$$

2. **Périmètre** : Le périmètre représente toutes les irrégularités du contour de la limite du bassin versant, exprimé en km.

Le périmètre du B.V étudié mesuré par *Auto-CAD 2004* est de **13.06 Km**.

3. **Longueur du cours d'eau principale** : elle est mesurée à partir du profil de l'oued, soit : $L_p = 4.5 \text{ km}$

- 4. La forme :** L'indice admis par les hydrologues pour caractériser la forme d'un bassin versant est l'indice de compacité de GRAVELIUS qui est le rapport du périmètre du bassin à celui d'un cercle de même surface.

$$K_c = \frac{0.28 P}{\sqrt{S}} \quad (\text{III.1})$$

AN : $K_c = 1.25$

Le coefficient K_c est supérieur à 1 et d'autant plus voisin de cette valeur que le bassin est compact.

- 5. Rectangle équivalent :** Cette notion a été introduite pour pouvoir comparer des bassins entre eux du point de vue de l'influence de leurs caractéristiques géométriques sur l'écoulement. Soit L et I la longueur et la largeur du rectangle, et P et S le périmètre et l'aire du bassin versant.

Les dimensions du rectangle équivalent sont déterminées par les formules suivantes :

La longueur L :

$$L = \frac{K_c \sqrt{S}}{1.12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_c} \right)^2} \right] \quad (\text{III.2})$$

La largeur I :

$$I = \frac{K_c \sqrt{S}}{1.12} \left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_c} \right)^2} \right] \quad (\text{III.3})$$

Nous aurons : $L = 4.62 \text{ Km}$

$I = 1.84 \text{ Km}$

- 6. Coefficient d'allongement :**

$$Ca = \frac{L^2}{S} \quad (\text{III.4})$$

Où, L : la longueur du thalweg principal, $L = 4.5 \text{ Km}$

AN : $Ca = 2.38$

III.1.3 – Le relief

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

III.1.3.1 – Courbe hypsométrique

Le relief d'un bassin est souvent caractérisé par la courbe de sa répartition hypsométrique.

Elle est tracée, sur la figure III.2, en reportant en ordonnée l'altitude Y , et, en abscisse le pourcentage de la surface du bassin dont l'altitude est à supérieure ou égale à Y , rapportée à la surface totale du bassin.

Tableau III.1 : Répartition en % des surfaces partielles et cumulées.

Altitudes m	Surfaces partielles Km ²	Surfaces partielles %	Surfaces cumulées %
1041 – 1060	0,45	5,29	100
1060 – 1080	1,91	22,47	94,70
1080 – 1100	1,92	22,58	72,23
1100 – 1120	1,04	12,23	49,64
1120 – 1140	0,75	8,82	37,41
1140 – 1160	0,49	5,76	28,58
1160 - 1180	0,30	3,52	22,82
1180 - 1200	0,34	4	19,29
1200 - 1220	0,29	3,41	15,29
1220 - 1240	0,2	2,35	11,88
1240 - 1260	0,16	1,88	9,53
1260 - 1280	0,14	1,64	7,65
1280 - 1300	0,11	1,29	6
1300 – 1400	0,4	4,71	4,71

La figure III.2 représente la Répartition en pourcentage des surfaces élémentaires et la courbe hypsométrique du bassin

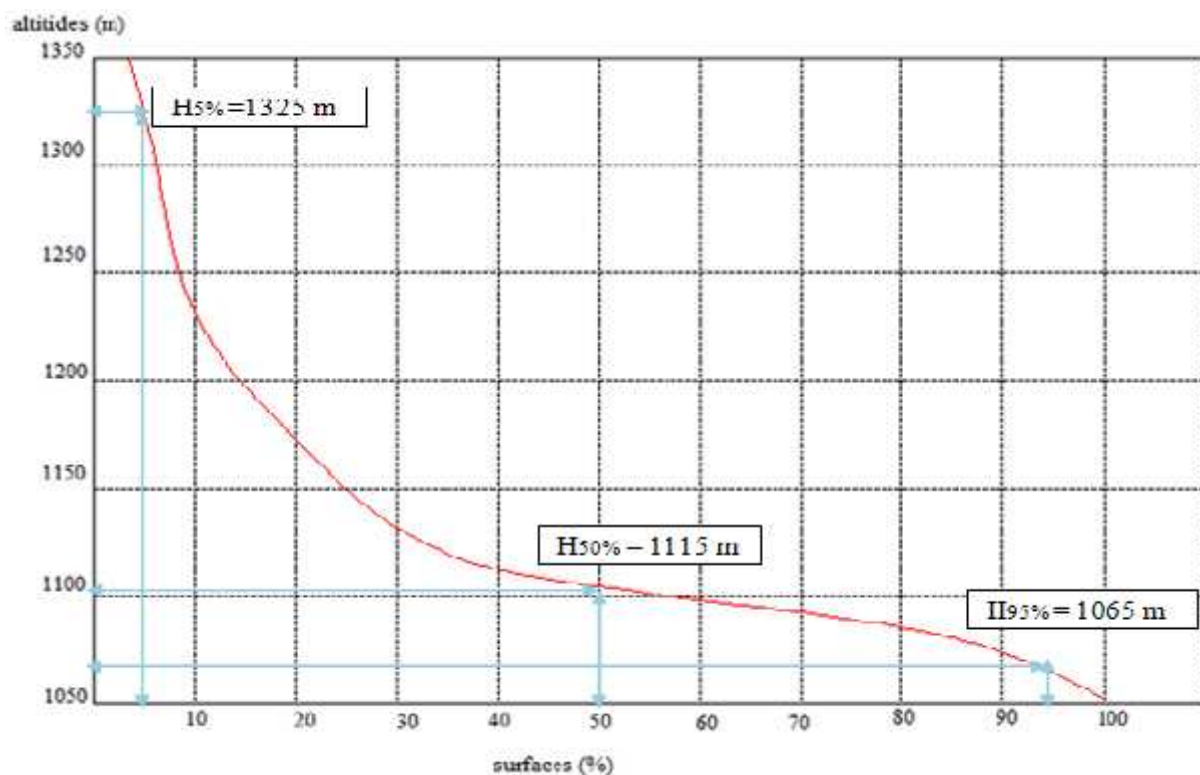


Figure III.2 : courbe hypsométrique

La courbe hypsométrique et les diagrammes des fréquences altimétriques représentées en figure III.2 montre que **66,10 %** de la surface totale du B.V est comprise entre les altitudes **1080 et 1140 m**. Ce qui explique que le bassin versant étudié est situé sur la zone des hauts plateaux.

III.1.3.2 – Les altitudes caractéristiques

▪ L'altitude moyenne

L'altitude moyenne est donnée par la formule suivante :

$$H_{moy} = \frac{\sum_{i=1}^n S_i H_i}{S} \quad (III.5)$$

Où, 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) ;

D'où : $H_{moy} = 1127,86 \text{ m NGA}$

▪ L'altitude maximale et minimale

Elles sont obtenues directement à partir de cartes topographiques. L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considère le point le plus bas, généralement à l'exutoire. Ces deux données deviennent surtout importantes lors du développement de certaines relations faisant intervenir des variables climatologiques telles que la température, la précipitation et le couvert neigeux. Elles déterminent l'amplitude altimétrique du bassin versant et interviennent aussi dans le calcul de la pente, donc d'après la carte topographique (Figure I.3) on a :

$$H_{max} = 1400 \text{ m NGA}$$

$$H_{min} = 1041 \text{ m NGA}$$

▪ L'altitude médiane

L'altitude médiane correspond à l'altitude lue au point d'abscisse 50% de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique, d'après la courbe hypsométrique (Figure III.2) on a :

$$H_{50\%} = 1115 \text{ m NGA}$$

$$\text{De même ; } H_{5\%} = 1325 \text{ m NGA et } H_{95\%} = 1065 \text{ m NGA}$$

III.1.3.3 – Les pentes

▪ Pente moyenne du bassin versant

La pente moyenne est une caractéristique importante qui renseigne sur la topographie du bassin. Elle est considérée comme une variable indépendante. Elle donne une bonne indication sur le temps de parcours **du** ruissellement direct c'est-à-dire le temps de concentration T_c et influence directement **le débit de pointe** lors d'une averse.

$$i_{moy} = \frac{p.L}{S} \quad (III.6)$$

Où : i_{moy} : pente moyenne (%);

L : longueur totale de courbes de niveau (km);

D : équidistance entre deux courbes de niveau (m);

Tableau III.2 : Longueur des courbes de niveau.

Altitudes	Longueur de courbe de niveau
1060	2,93
1080	5,23
1100	3,08
1120	3,01
1040	2,36
1160	3,43
1180	2,68
1200	2,49
1220	2,41
1240	2,33
1260	2,15
1280	2,02
1300	1,35
1400	0,55

$AN : i_{\text{moy}} = 8,46 \%$

▪ **Indice de pente global I_g**

L'indice de pente globale. Sur la courbe hypsométrique, on prend les points tels que la surface supérieure ou inférieure soit égale à 5% de S . On en déduit les altitudes $H_{5\%}$ et $H_{95\%}$ entre lesquelles s'inscrit 90% de l'aire du bassin et la dénivelée $D = H_{5\%} - H_{95\%}$, l'indice global est égal à:

$$I_g = \frac{D}{L} \quad (\text{III.7})$$

Où, D : dénivelée = $H_{5\%} - H_{95\%}$ (m)

L : longueur du rectangle équivalent (km)

$AN : I_g = 56,27 \text{ m/km} \Rightarrow I_g = 5,627 \%$

▪ **Indice de pente I_p**

L'indice de pente I_p est la moyenne de la racine des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondérés par les surfaces comprises entre deux courbes de niveau H_i et H_{i-1} . Il est donné par la formule :

$$I_p = \frac{1}{L} \sum_i^n \sqrt{S_i (H_i - H_{i-1})} \quad (\text{III.8})$$

Où, L : longueur du rectangle [m];

S_i : surface partielle (%) comprise entre 2 courbes de niveau consécutives H_i et H_{i-1}

D'où : $I_p = 7,60 \%$

III.1.4 – Caractéristiques du réseau hydrographique

III.1.4.1 - Densité de drainage

C'est le quotient de la somme des longueurs de tous les cours d'eau $\sum L$ à la superficie du bassin drainé, la densité de drainage ~~est~~ exprimée en km/km^2 ou en km^{-1} , elle est donnée par la formule suivante :

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \quad (\text{III.9})$$

Où, D_d : Densité de drainage ;

$$D_d = 2,82 \text{ Km}^{-1}$$

Pour classer le cours d'eau, chaque ramification du réseau reçoit un numéro fonction de son importance. Cette numérotation, appelée ordre du cours d'eau ; Selon Schumm il est d'ordre $x+1$, tout tronçon de cours d'eau formé par la réunion de deux cours d'eau d'ordre x La figure III.3 ci-après montre la classification de Schumm du bassin versant étudié :

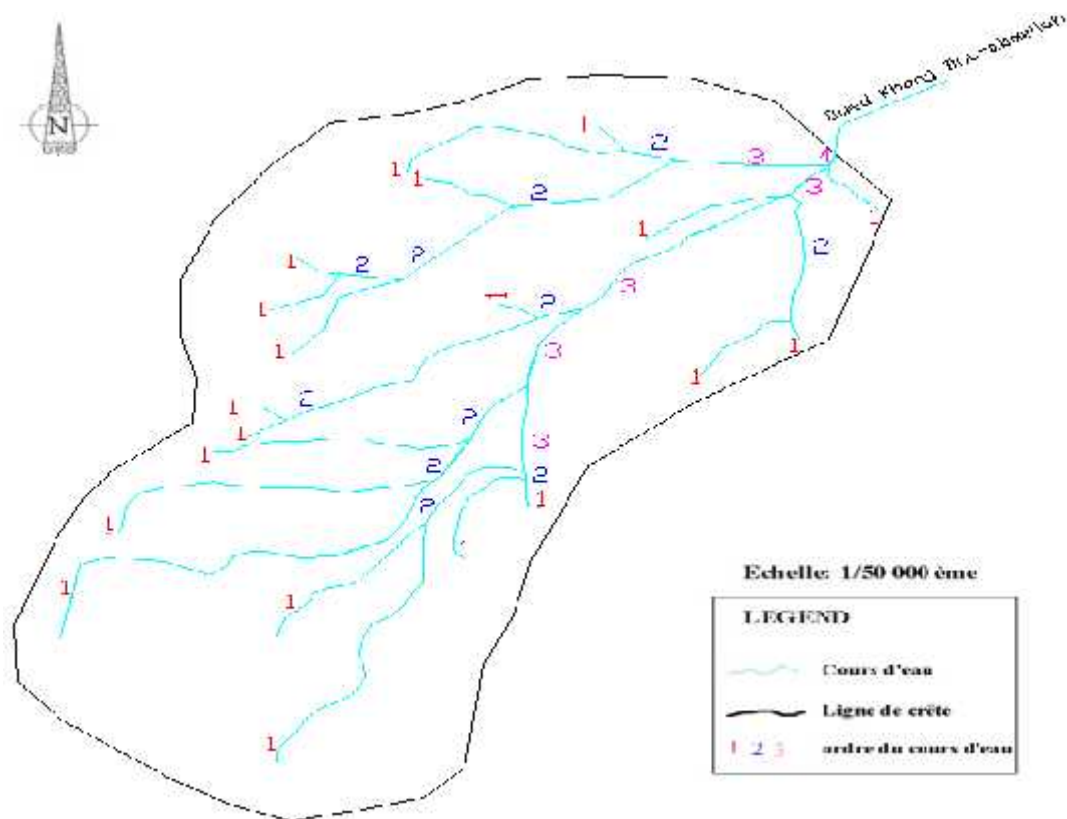


Figure III.3 : Réseau hydrographique

III.1.4.2 - Le temps de concentration

Le temps de concentration t_c c'est le temps que met la particule d'eau la plus éloignée pour arriver à l'exutoire. Il peut être calculé par plusieurs formules :

■ Formule de Giandotti

$$t_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5 L_{cp}}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \quad (III.10)$$

Où, S : Surface du bassin versant en (Km²) ;

L_{cp} : longueur du cours d'eau principale en (Km);

H_{moy}/ H_{min} : Altitude moyenne/minimale du B.V (m)

■ Formule de California

$$t_c = \left(\frac{0.87 L^3}{H_{max} - H_{min}} \right)^{0.386} \quad (III.11)$$

Où, L_{cp} : longueur du cours d'eau principal, L_{cp} = 4,72 Km ;

H_{max} : altitude max du bassin versant (m) ;

H_{min} : altitude min du bassin versant (m).

■ Formule de Kirpich

$$t_c = 0.6615 L_{cp}^{0.77} i_{moy}^{0.385} \quad (III.12)$$

Où, L_{cp} : Longueur du cours d'eau principal (km) ;

i_{moy} : Pente moyenne du bassin versant.

Les résultats de calcul pour toutes les formules sont récapitulés

Tableau III.3 : Calcul de temps de concentration.

Formule	Valeur (heure)
Giandotti	0,7
California	0,59
Kirpich	0,84

La longueur du cours d'eau principal est de 4,72 km, l'altitude maximal et de 1400 m NGA et l'altitude minimal est de 1041 m NGA ; Alors la valeur reteint est de Giandotti.

D'où, T_c = 0,7 heures

III.1.4.3 - Vitesse moyenne de ruissellement

Cette vitesse est donnée par la formule suivante :

$$V_r = \frac{L_{cp}}{t_c} \quad (III.13)$$

L_{cp} : Longueur du cours d'eau principal (Km);

t_c : temps de concentration (heure).

A.N : V_r = 6,74 Km/h

Les caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant concerné par l'étude peuvent être récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau III.4 : caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant.

Caractéristiques	Valeur
Surface (Km ²)	8,5
Périmètre (m)	13,06
Longueur km	4,5
Altitude maximale m	1400
Altitude moyenne m	1127,86
Altitude médiane m	1115
Altitude minimale m	1041
Altitude 5% m	1325
Altitude 95% m	1065
Indice de compacité /	1,25
Indice de pente globale m/km	5,62
Pente moyenne du bassin versant %	8,46
Longueur du cours d'eau principal km	4,72
Densité de drainage Km/Km ²	2,82
Temps de concentration h	0,7

III.2 - Caractéristiques climatologiques

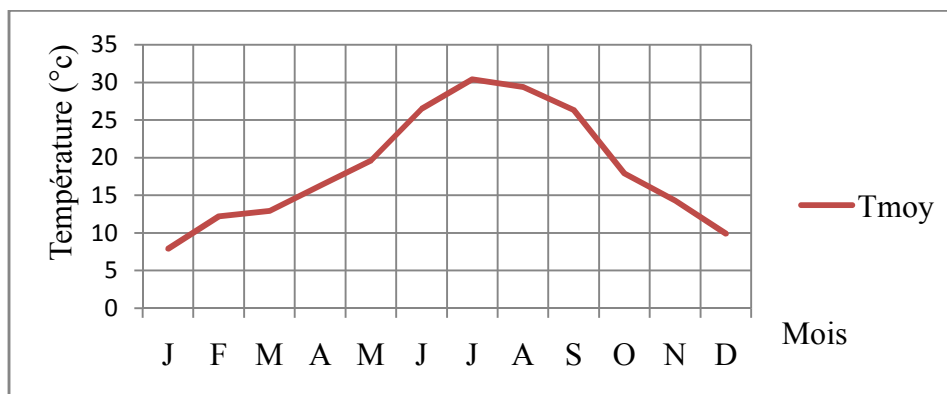
III.2.1 – Données de la température

Le site du futur barrage est situé dans une région de climat semi-aride, le tableau III.5 donne la variation de la température durant l'année de la région d'étude:

Tableau III.5 : Variation annuelle de température.

Mois	jan	fév	mar	avr	mai	juin	juill	août	sep	oct	nov	déc
T _{moy} (°C)	7.9	12.2	12.9	16.3	19.6	26.5	30.4	29.4	26.3	17.9	14.3	9.9

La figure III.4 représente la variation annuelle de la température :

**Figure III.4 : Variation annuelle de la température**

La figure III.4 montre que les températures moyennes mensuelles maximales sont atteintes en juillet et août, elles varient entre 30,4°C et 29,4°C. Alors que les températures moyennes mensuelles minimales s'observent en décembre et janvier atteignant parfois 7,9 °C.

III.2.2 – L'évaporation

L'évaporation est le processus physique au cours duquel un liquide se transforme en vapeur.

Parmi les facteurs influençant l'évaporation et son intensité, on peut citer: les facteurs climatiques ; la radiation solaire; la température de l'air; l'humidité de l'air; la pression atmosphérique; la vitesse des vents; les facteurs du milieu ; la température de l'eau; les caractéristiques du bassin; la qualité de l'eau etc.

Tableau III.6 : Répartition de l'ETP mensuelle de la ville de Ain el Melh.

Mois	sept	oct	nov	déc	jan	fév	mar	avr	mai	juin	juill	août	Total
ETP (mm)	135	90	58	38	33	38	62	89	124	150	207	193	1216

La ville de Ain el Melh enregistre une évaporation moyenne annuelle atteindra 1216 mm.

III.2.3 - Données pluviométriques

Les données d'observations dans la région n'est disponible au niveau du bassin versant de futur retenue, nous avons les données des deux station de cela on est mené à considérer les stations pluviométriques voisines ayant les similitudes altimétriques et pourvues d'un nombre satisfaisant des années d'observation.

Les stations disponibles au voisinage du bassin et les plus proches du site avec son code sont données au tableau III.7.

Tableau III.7 : Stations pluviométriques disponible.

N° de la station	Nom	Code	Cordonnées		Altitude m
			X	Y	
01	AIN EL MELH	052003	634,05	173,05	956
02	AIN RICH	052002	628,1	154,25	944

ANRH

Les stations sont situées dans les mêmes conditions physico-géographiques et climatiques.

La répartition mensuelle des pluies moyennes interannuelle a été établie sur la base de la série des précipitations de la station d'AIN EL MELH sur la période (1967-2007), elle est donnée par le tableau III.8 et le graphe (figure III.5) ci-dessous :

Tableau III.8 : Répartition mensuelle de la pluie moyenne.

Mois	sept	oct	nov	déc	jan	fév	mar	avr	mai	juin	juill	août
Pluviométrie mm	30,46	31,60	35,52	43,34	37,80	31,19	33,48	43,19	33,87	17,02	5,86	9,18
Pluviométrie %	8,64	8,96	10,08	12,30	10,72	8,85	9,50	12,25	9,61	4,83	1,66	2,61

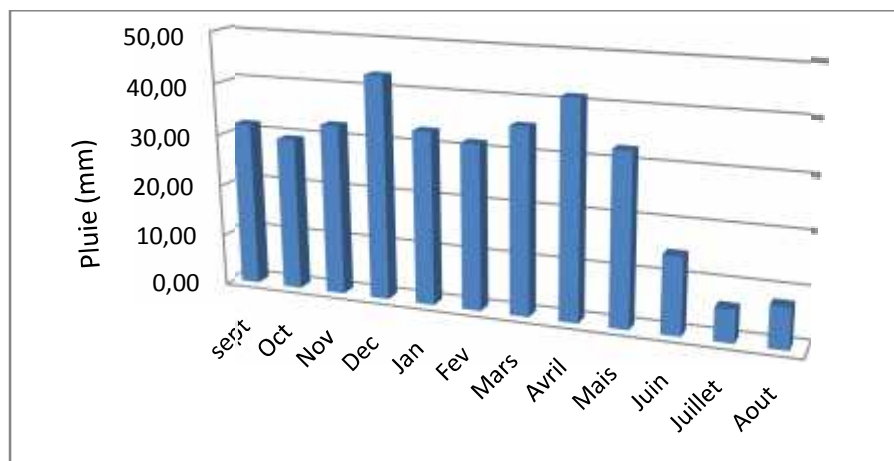


Figure III.5 : Répartition mensuelle de la pluie moyenne

III.3 - Pluies maximales journalières

L'absence de pluies génère des périodes de sécheresse. Leur excès provoque de fortes crues destructrices d'ouvrages hydrotechniques parfois catastrophiques. L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des pluies maximales journalières par une loi théorique afin de déterminer une intensité de pluie et de période de retour pour le calcul des crues.

III.3.1 - Homogénéité des séries pluviométriques :

Avant de procéder au comblement de lacunes et extension des séries pluviométriques, nous avons testé l'homogénéité des séries de pluies moyennes annuelles des différentes stations par l'utilisation du test de Wilcoxon afin de pouvoir détecter et corriger les anomalies ou les valeurs erronées. Le procédé est le suivant:

Nous divisons la série des pluies d'origine en deux sous- séries x et y telles que n et m représentent les tailles de ces deux sous- séries, généralement n est supérieur à m.

Nous constituons la série $x \cup y$ après avoir classer la série d'origine par ordre croissant, Nous attribuons à chaque valeur son rang en précisant à quelle sous- série elle appartient. Wilcoxon a montré que la série est homogène avec une probabilité de 95% pour une variable de GAUSS $u = 1,96$ si:

$$W_{\min} < W_x < W_{\max}$$

Avec $W_x = \sum |rang|_x$ Somme des rangs de sous- série x

W_n = la somme Rang Xi dans l'interclassement des deux Sous Série

$$\text{Espérance : } E(W_n) = \frac{n.(n+m+1)}{2} = 441$$

$$\text{Variance : } V(W_n) = \frac{n.m(n+m+1)}{12} = 1470$$

$$W_{\min} = E(W_n) - \sqrt{V(W_n)} . u = 365,852$$

$$W_{\max} = E(W_n) + \sqrt{V(W_n)} . u = 516,148$$

Les résultats de calcul ont montré que la série pluviométrique de AIN EL MELH est homogène.

Sous série X ; n=21 et Y ; m=20 (voir le tableau III.9 dans l'Annexe B.2).

Les paramètres statistiques de l'échantillon sont donnés dans le tableau ci-après :

Tableau III.10 : Les paramètres statistiques de l'échantillon.

Caractéristiques	Valeur
Nombre d'observation	41
Ecart-type	13.70
Médiane	30.60
Coefficient de variation C_v	0.424
Coefficient d'asymétrie C_s	0.018

Remarque : L'exposant climatique pour la région de Ain el Melh en voisinant est $b=0,25$, donné par l'ARNH.

III.3.2 - Ajustement des pluies maximales journalières

Le traitement des données a été fait à l'aide du logiciel « HYFRAN », On a effectué l'ajustement de la série des pluies maximales journalières à la loi de Gumbel (doublement exponentielle), Galton (log normale), Gauss (normale).

Les figures (III.7 - III.8 - III.9) représentent les graphes des droites de régression obtenues par les ajustements aux trois lois sont apportées dans l'Annexe B.3.

Comparaison des résultats

D'après les résultats obtenus on remarque qu'à partir les différentes méthodes que la méthode de Log normal est la méthode la plus précise.

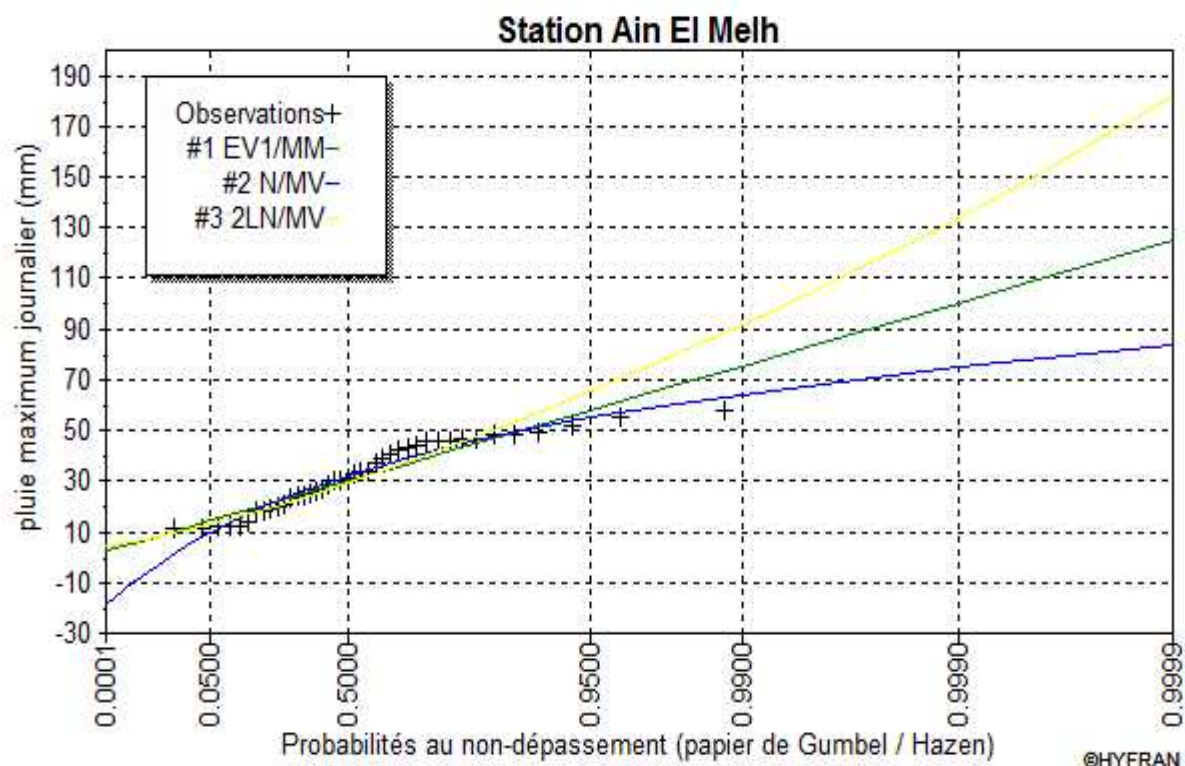


Figure III.9 : Comparaison entre les trois lois

Les résultats de l'ajustement à la loi de Log normal sont représentés dans le tableau III.11 :

Tableau III.11 : résultats de l'ajustement à la loi de Log normal

Période de retour ans	Probabilité	X_t mm	Ecart type	Intervalle de confiance	
1000.0	0.9990	133	24.9	84.5	182
200.0	0.9950	104	16.7	70.8	136
100.0	0.9900	91.5	13.7	64.7	118
50.0	0.9800	80.0	11.0	58.6	102
20.0	0.9500	65.4	7.78	50.2	80.7
10.0	0.9000	54.7	5.71	43.5	65.9
5.0	0.8000	44.0	3.96	36.3	51.8

Les pluies de différentes fréquences sont données au tableau III.12 :

Tableau III.12 : pluies maximales journalières pour les différentes fréquences.

Fréquence (%)	0.1	1	2	5	10	20	50
Période de retour (ans)	1000	100	50	20	10	5	2
Precipitations (mm)	133	91,5	80,0	65,4	54,7	44,0	29,1

III.3.3 - Pluies de courte durée

Pour une période donnée (24 h) et une fréquence donnée, on peut estimer les pluies de courtes durées par la formule de **Montanami**.

$$P_{\max t, P\%} = P_{\max j, P\%} \left(\frac{t}{24} \right)^b \quad (\text{III.14})$$

Où, $P_{\max t, P\%}$: Pluie de courte durée de même fréquence que $P_{\max j, P\%}$ mm ;

$P_{\max j, P\%}$: Pluie maximale journalière pour une fréquence donnée mm ;

t : Temps heure.

b : Exposant climatique ($b = 0,25$).

L'intensité des pluies est donnée par la formule suivante: $I_0 = \frac{P_{ct}}{t}$

Ainsi, les précipitations et les intensités pour les différentes fréquences sont regroupées dans le tableau III.13 ci-dessous :

Tableau III.13 : Précipitations et intensités des différentes fréquences.

Période de retour	10		20		50		100		1000	
T (H)	P _{ct} mm	I _t mm/h	P _{ct} mm	I _t mm/h	P _{ct} mm	I _t mm/h	P _{ct} mm	I _t mm/h	P _{ct} mm	I _t mm/h
0,50	23,34	46,68	27,91	55,81	34,14	68,27	39,04	78,09	56,75	113,50
1,00	27,19	27,19	32,50	32,50	39,76	39,76	45,48	45,48	66,10	66,10
2,00	31,66	15,83	37,86	18,93	46,31	23,15	52,97	26,48	76,99	38,49
3,00	34,62	11,54	41,39	13,80	50,63	16,88	57,91	19,30	84,17	28,06
6,00	40,32	6,72	48,21	8,03	58,97	9,83	67,45	11,24	98,04	16,34
9,00	44,08	4,90	52,71	5,86	64,47	7,16	73,74	8,19	107,19	11,91
12,00	46,96	3,91	56,15	4,68	68,69	5,72	78,56	6,55	114,19	9,52
15,00	49,33	3,29	58,98	3,93	72,14	4,81	82,51	5,50	119,93	8,00
18,00	51,35	2,85	61,39	3,41	75,09	4,17	85,89	4,77	124,84	6,94
21,00	53,12	2,53	63,51	3,02	77,68	3,70	88,85	4,23	129,15	6,15
24,00	54,70	2,28	65,40	2,73	80,00	3,33	91,50	3,81	133,00	5,54

La figure III.10 représente la courbe IDF :

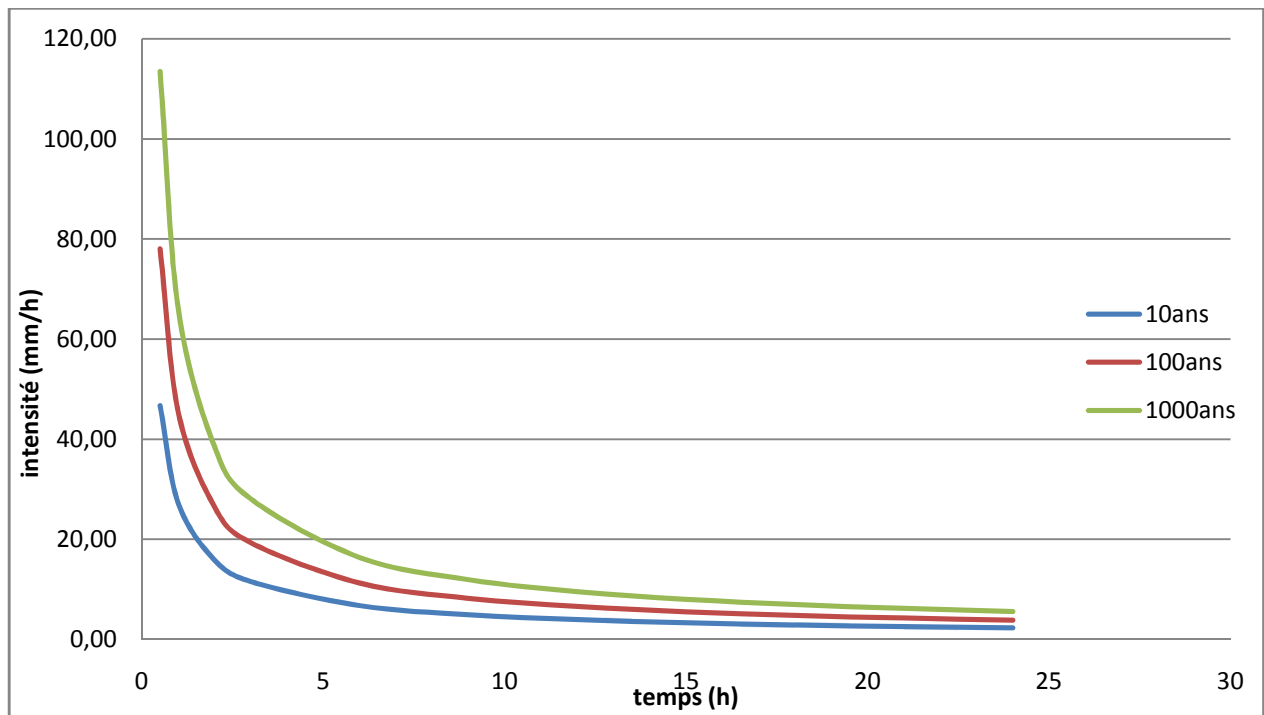


Figure III.10 : courbe intensité-durée-fréquence

III.4 Etudes des apports

III.4.1 - Apports liquides

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

Apports annuels: Ensemble des écoulements superficiels passant par l'exutoire d'un bassin versant durant une année.

De nombreuses estimations des apports, existent en Algérie, quelques-unes entre elles sont employées pour approcher au mieux la valeur de l'apport moyen annuel.

On a :
$$A_0 = L_e * S \quad (III.15)$$

Où, A_0 : apport moyen annuel ;

L_e : lame d'eau écoulée (mm);

▪ Formule de Samie

$$L_e = (P_{moy})^2 (293 - 2.2\sqrt{S}) \quad (III.16)$$

Avec : P_{moy} : précipitation moyenne interannuelle (mm), $P_{moy} = 352,5$ mm.

▪ Formule de Turc

Cette formule a été établie à partir des observations faites sur des bassins versants situés dans des climats différents du globe, elle donne le déficit d'écoulement D.

$$L_e = P_{moy} - D \quad (III.17)$$

D : Déficit de l'écoulement (mm). Tel que :

$$D = \left(\frac{P_{moy}}{0,9 + \left(\frac{P_{moy}}{L} \right)^2} \right)^2 \quad (III.18)$$

L : Variable théorique tel que :

$$L = 300 + 25t_o + 0,05 t_o^3 \quad (III.19)$$

T_o : Température moyenne annuelle = 18,82 °C

▪ Formule de Deri II

On a :

$$A_0 = 0,5131 * P_{moy}^{2,683} * D_d^{0,5} * S^{0,842} (10^6 m^3) \quad (III.20)$$

Où, P_{moy} : Pluie moyenne annuelle (m) ;

D_d : Densité de drainage (km/km²).

▪ Formule de l'A.N.R.H

$$A_0 = 0,915 P_{moy}^{2,648} S^{0,842} (10^6 m^3) \quad (III.21)$$

Où, A₀ : Apport moyen annuel (Hm³) ;

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

Le tableau III.14 ci-après regroupe les résultats de toutes les formules :

Tableau III.14 : Calcul de l'apport moyen annuel.

Formule	Lame d'eau écoulée (mm)	Apport moyen annuel (Hm ³)
Samie	35,6	0,30
Turc	33,27	0,28
l'A.N.R.H	41,25	0,35
Deri II	37,45	0,32

Après l'analyse des résultats obtenus par les différentes méthodes on a jugé utile les valeurs sont à peu près égaux. La valeur retenue est celle de SAMIE ; car elle est proche la valeur moyenne.

D'où, $A_0 = 0,30 \text{ Hm}^3$

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

III.4.1.2 - Caractéristiques de l'écoulement

a. Module de l'écoulement

Il est donné par la formule :

$$M_e = \frac{A_0}{T} \quad (\text{III.22})$$

A_0 : apport moyen annuel (litres).

T : Temps, année en secondes $T = 31\,536\,000 \text{ s}$

Soit : **$M_e = 9,51 \text{ l/s}$**

b. Module de l'écoulement relatif (M_0)

$$M_0 = \frac{M_e}{S} \quad (\text{III.23})$$

M_0 : Module de l'écoulement (l/s) ;

S : Superficie du bassin (Km^2).

$A.N : M_0 = 1,12 \text{ l/s/km}^2$

c. Lamme d'eau écoulée

$$L_e = \frac{A_0}{S} \quad (\text{III.24})$$

Soit : **$L_e = 35,6 \text{ mm}$**

d. Coefficient de l'écoulement

$$C_e = \frac{L_e}{P_{moj}} \quad (\text{III.25})$$

Soit : **$C_e = 0,101$**

e. Coefficient de variation

Pour le calcul du coefficient de variation C_v , et en absence d'une série d'observations, on doit utiliser les formules empiriques, à savoir :

1. Formule de SOKOLOVSKY

$$C_v = 0,78 - 0,29 \log_{10}(M_0) - 0,063 \log_{10}(S + 1) \quad (\text{III.26})$$

Soit : **$C_v = 0,70$**

2. Formule d'OURKGUIPROVODIHOZ

$$C_v = \frac{0,7}{M_0^{-0,127}} \quad (\text{III.27})$$

Soit : **$C_v = 0,71$**

3. Formule de L'ANTONOV

$$C_v = \frac{0,7}{S+1000}^{0,097} \quad (\text{III.28})$$

AN: $C_v=0.36$

Donc, Le coefficient de variation moyen calculé à base des formules empiriques sera donc égal à 0,59. On prend le coefficient le plus proche de la moyenne : $C_v=0,70$

III.4.1.3 – Estimation fréquentielle des apports

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

$$A_{\%} = \frac{A_0}{\sqrt{C_v^2+1}} e^{\mu \sqrt{\ln(C_v^2+1)}} \quad (\text{III.29})$$

Où, $A_{\%}$: apport d'une fréquence donnée,

μ : variable réduite de Gauss ;

A_0 : Apport moyen annuel (Hm^3) ;

C_v : Coefficient de variation.

Les résultats de calcul sont donnés dans le Tableau III.15

Tableau III.15 : Les apports de différentes fréquences.

Période de retour	4/5	10	100	1000
Fréquence (%)	80	10	1	0.1
La variable de Gauss	-0.841	1.282	2.327	3.091
Apport (Hm^3)	0,169	0,64	1,36	2,38

III.4.1.4 - Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel

La répartition mensuelle de l'apport moyen annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations, le tableau III.16 donne la Répartition des Apports mensuels de 80% :

Tableau III.16 : Répartition des Apports mensuels de fréquence 80%.

Mois	sep	oct	nov	déc	jan	fév	mars	avr	mai	juin	juill	août
$A_{80\%}$ (Hm^3)	0,013	0,014	0,0177	0,0264	0,0200	0,0136	0,0157	0,0262	0,0161	0,0041	0,0005	0,0012

Le graphe ci-dessous (Figure III.11) représente la répartition mensuelle des apports :

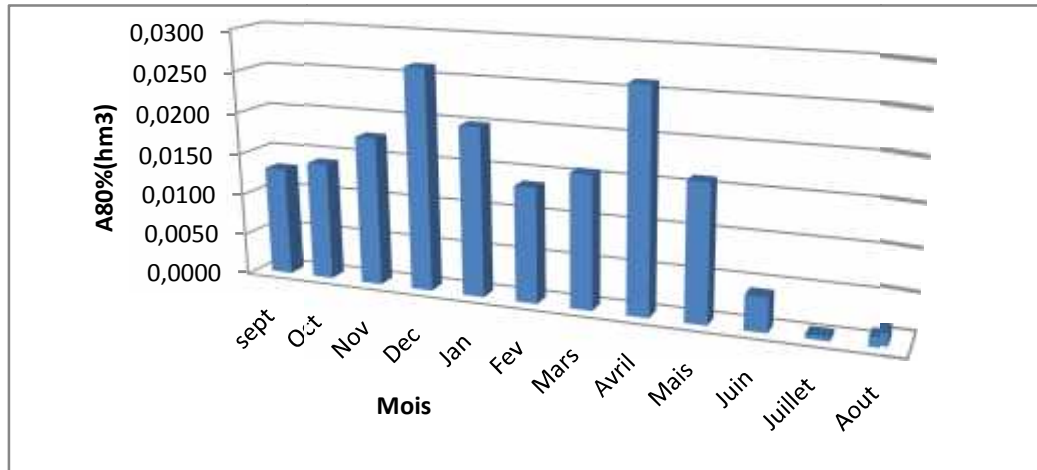


Figure III.11 : Répartition mensuelle des apports

III.4.2 - Apport solide

Toutes les retenues créées par des barrages sur des cours d'eau naturels sont plus ou moins exposées à des *apports solides* et à leur dépôt. Les dommages causés à l'environnement et à l'économie du projet par ces dépôts peuvent être importants et il peut s'avérer extrêmement difficile, voire même impossible, d'y remédier, particulièrement dans les régions arides et semi-arides.

III.4.2.1 – Estimation des apports solides

L'absence des mesures sur les apports solides oblige leur estimation par l'utilisation des méthodes empiriques, à savoir :

- *Formule de TIXERONT*

Elle est exprimée par :
$$E_s = \alpha \cdot L_e^{015} \quad (III.30)$$

Avec : E_s : Erosion spécifique (t/Km²/an) ;

L_e : lame d'eau écoulée (mm), $L_e = 35,6$ mm ;

α : paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant, $\alpha = 350$ (tableau III.17).

Tableau III.17 : valeur de α en fonction de la perméabilité.

Perméabilité	α
Elevée	8,5
Moyenne	75
Faible à moyenne	350
Faible	1400
Imperméable	3200

A.N : $E_s = 598,12$ t/Km²/an

▪ *Formule de SOGREAH*

$$E_s = \alpha \cdot P_{moy}^{0.15} \quad (III.31)$$

P_{moy} : pluie moyenne annuelle (mm), $P_{moy} = 352,5$ mm.

A.N : $E_s = 843,61$ t/Km²/an

▪ *Formule de Fournier*

$$E_s = \frac{1}{36} \left(\frac{P_a^2}{P_{moy}} \right)^{2.65} \left(\frac{H^2}{S} \right)^{0.46} \quad (III.32)$$

Avec : E_s : Erosion spécifique (t/Km²/an) ;

P_m : pluie moyenne mensuelle du mois le plus pluvial;

P_a : pluie moyenne annuelle ;

H : Dénivelée moyenne, $H = 45\%$ ($H_{max} - H_{min}$) (m) ;

A.N : $E_s = 559,59$ t/Km²/an

III.4.2.2 – Estimation du volume mort

On a le volume mort en m³ :

$$V_m = \frac{Q_s \cdot T}{\delta_s} \quad (III.33)$$

Q_s : Débit solide (m³/s) ;

δ_s : Poids spécifique de la vase humide ($\delta_s = 1,6$ t/m³) ;

T : Temps de service, 10 ans.

$$Q_s = E_s \cdot S \quad (III.34)$$

E_s : érosion spécifique (t/Km²/an) ;

▪ *Formule de TIXERONT*

$Q_s = 5084,02$ t/an

Selon Tixeront : **$V_m = 31775,125$ m³**

▪ *Formule de SOGREAH*

$Q_s = 7170,685$ t/an

$V_m = 44816,78$ m³

▪ *Formule de Fournier*

$Q_s = 4756,515$ t/an

$V_m = 29728,22$ m³

III.5 - Etude des crues

Les crues sont des événements hydrologiques exceptionnels, elles représentent une période de hautes eaux consécutive à une averse, dont la quantification est requise pour le dimensionnement des projets d'aménagement hydraulique. La bonne connaissance des

Chapitre III Etude hydrologique

caractéristiques des crues exceptionnelles, est un des préalables fondamentaux pour prévenir les risques de destruction de ces aménagements hydrauliques.

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

Les crues sont difficiles à estimer en l'absence de réseaux de mesures hydrologiques. Pour cela, plusieurs formules et méthodes ont été mises au point pour l'estimation des crues, à savoir :

▪ *Formule de SOKOLOVSKY*

$$Q_{max} = \frac{0.28 \cdot P_t \cdot S^{0.7} \cdot C_r}{T_c} \quad (III.35)$$

Où, Q_{max} : débit de pointe (m^3/s) ;

P_t : pluie pour une durée égale au T_c (mm) ;

F : coefficient de forme qui dépend de l'hydrogramme de crue ($F=1,2$ selon l'ANRH) ;

C_r : coefficient de ruissellement pour la crue probable.

▪ *Formule Turraza*

$$Q_{max} = \frac{C_r \cdot S \cdot I_{T_c}}{3.6} \quad (III.36)$$

Où, C_r : coefficient de ruissellement ;

I_{T_c} : intensité moyenne maximale de précipitation par apport au T_c .

▪ *Formule de Malte-Gauthier*

$$Q_{max p\%} = \frac{2K \cdot \log(1+20P_{moy}) \cdot S \cdot \sqrt{1+4\log T - \log S}}{\sqrt{L_{cp}}} \quad (III.37)$$

Où, K : coefficient dépendant des caractéristiques du bassin versant ($K = 2$) ;

T : période de retour (ans) ;

P_{moy} : Pluie moyenne interannuelle ($P_{moy}=352,5$ mm) ;

L_{cp} : longueur du cours d'eau principal ($L_{cp}=4,72$ Km).

Les tableaux III.18 et III.19 regroupent les résultats pour toutes les formules :

Tableau III.18 : valeurs de P_{Tc} et I_{Tc} des différentes fréquences

Période de retour (an)	5	10	20	50	100	1000
I_{Tc}	28,56	35,54	42,5	51,97	59,46	86,41
C_r	0,53	0,55	0,57	0,59	0,61	0,63
P_t	20,01	24,88	29,75	36,38	41,62	60,49

Tableau III.19 : débit de pointe des différentes fréquences.

Période de retour (ans)	Débits de points (m ³ /s)			
	Sokolovsky	Turraza	Mallet-Gauthier	moyenne
5	43,27	35,74	101,96	60,32
10	55,83	46,15	121,51	74,50
20	69,18	57,19	138,31	88,23
50	72,39	72,39	157,81	100,86
100	120,1	85,64	171,09	125,61
1000	155,48	128,53	209,23	164,41

Après analyse comparatif des résultats (voir tableau III.19), on constate que les valeurs des débits des formules de Turraza et Sokolovsky sont approche pour les fréquences centennales, Alors $Q_{1\%} = 120,1 \text{ m}^3/\text{s}$.

III.5.2 – Hydrogramme de crue

Hydrogramme de crue : Graphique de variation du débit en fonction du temps durant une crue.

L'hydrogramme de crue est généralement caractérisé par un temps de montée comparativement court par rapport au temps de décrue. Parmi les modèles courants, on utilise celui de *SOKOLOVSKY* qui considère l'hydrogramme comme un triangle parabolique formé par deux branches.

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

$$Q_m = Q_{\max, p\%} \left(\frac{t}{t_m} \right)^m \quad (\text{III.38})$$

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

$$Q_d = Q_{\max, p\%} \left(\frac{t_d - t}{t_d} \right)^n \quad (\text{III.39})$$

Où, $Q_{\max, p\%}$: Débit de pointe de fréquence P% (m³/s);

m et n : Coefficients de courbure (m=2 ; n=3) ;

t_m : Temps de montée de la crue, $t_m = t_c = 0,7$ heure ;

t_d : Temps de d'écru, $t_d = \delta * t_m$.

Avec : δ : Coefficient qui dépend de la capacité de régularisation.

Temps de montée T_m : Temps qui s'écoule entre le début du ruissellement et le maximum de la crue. Il correspond à la branche ascendante de l'hydrogramme.

Temps de décrue T_d : Temps compris entre le maximum de la crue et la fin du ruissellement rapide.

Dans notre cas, on prend $\delta = 2$

D'où : $t_m = 0,7 \text{ heure}$ $t_d = 1,4 \text{ heure}$

$$Q_m = Q_{\max p\%} \left(\frac{t}{0,7} \right)^2 \quad \text{Et :} \quad Q_d = Q_{\max p\%} \left(\frac{1,4-t}{1,4} \right)^3$$

Les résultats sont représentés dans le tableau III.20 suivant :

Tableau III.20 : Construction de l'hydrogramme de crue.

Temps (h)	Débits fréquentiels (m^3/s)				
	$Q_{10\%}$	$Q_{5\%}$	$Q_{2\%}$	$Q_{1\%}$	$Q_{0,1\%}$
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,25	9,50	11,25	12,86	15,32	20,97
0,50	38,01	45,02	51,46	61,28	83,88
0,70	74,50	88,23	100,86	120,10	164,41
0,75	7,46	8,83	10,09	12,02	16,45
1,00	1,74	2,06	2,35	2,80	3,83
1,25	0,09	0,11	0,12	0,15	0,20
1,40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

L'hydrogramme de crue pour des différentes fréquences est donné au-dessous :

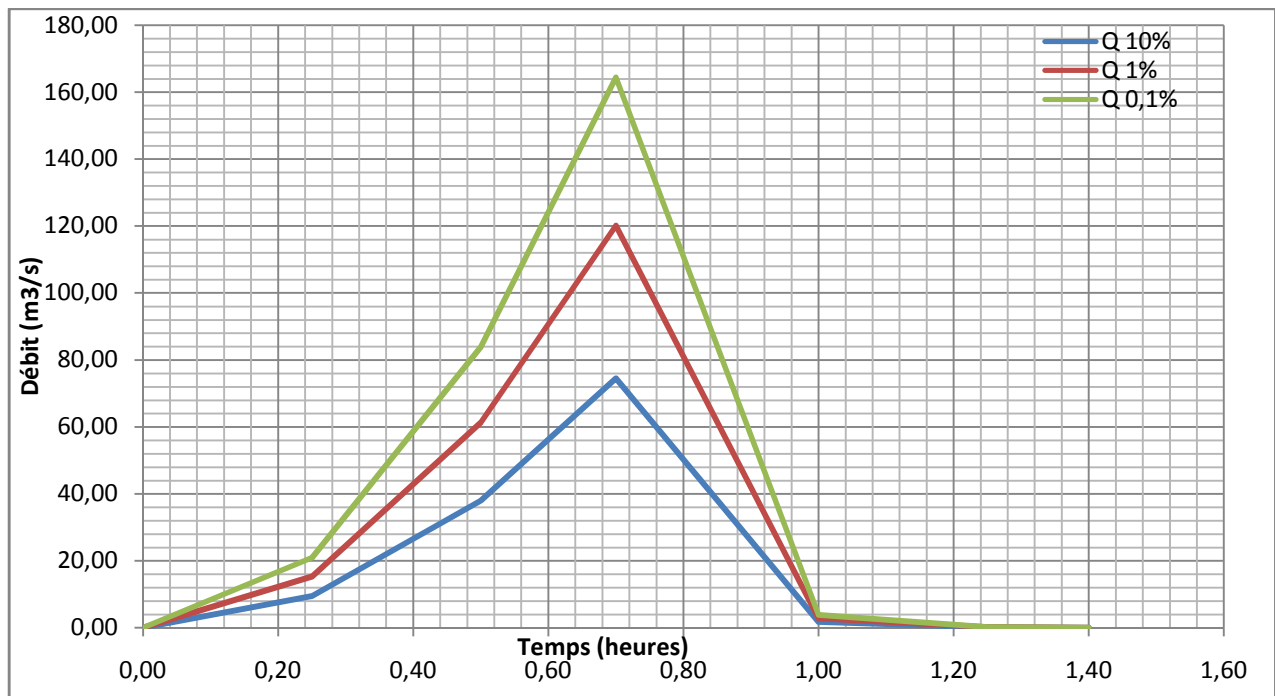


Figure III.12 : hydrogramme de crue pour différentes fréquences

III.5.3 – Choix de la crue de projet

La crue de projet d'un barrage est la crue dont l'importance et la probabilité sont choisies de manière à assurer la sécurité du barrage vis-à-vis d'une rupture par submersion et de ses conséquences. Elle est considérée comme la crue de plus faible fréquence entrant dans la retenue. Elle est prise en compte pour déterminer le niveau des plus hautes eaux (PHE).

Donc la hauteur du barrage, et pour le dimensionnement de l'évacuateur de crues, en intégrant les possibilités du laminage.

Au niveau de cette étude le projet de l'évacuateur a été effectué en admettant la pointe de crue suivante : $Q_{\text{crue de projet}} = 120,1 \text{ m}^3/\text{s}$

III.6 - Courbe capacité-hauteur et surface-hauteur

C'est un paramètre très important dans l'étude d'un barrage, elle permet par simple lecture de la courbe de connaître non seulement la valeur du volume d'eau en fonction de l'altitude, mais aussi celle de la surface inondée.

$$\Delta V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \Delta H \quad (\text{III.40})$$

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

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'altitudes entre les deux courbes de niveau successives.

Le tableau III.21 dans l'Annexe B.4 donne les caractéristiques topographiques de la retenue.

Les courbes capacité-hauteur et surface-hauteur sont présentées par la figure III.13

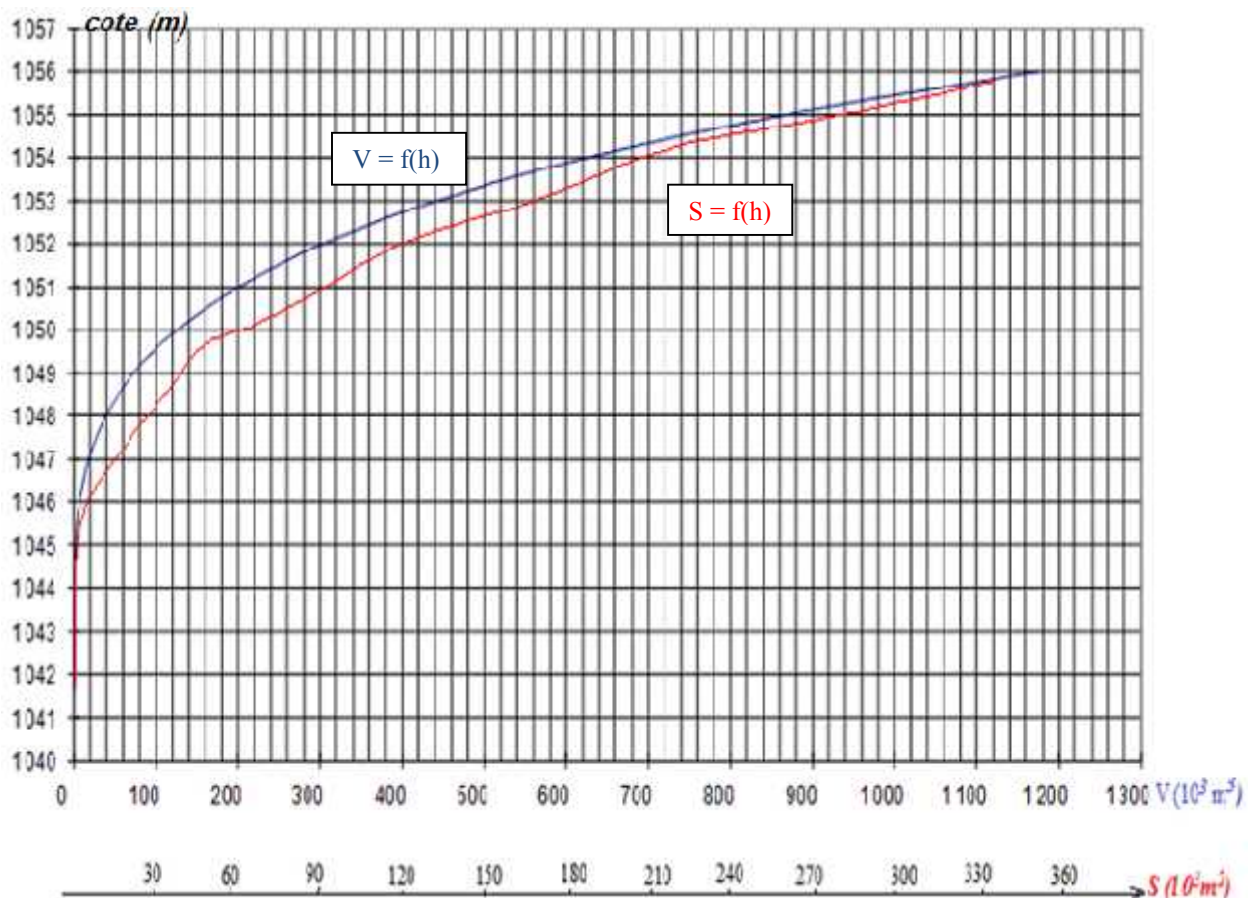


Figure III.13 : courbe capacité-hauteur, surface-hauteur

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

III.7 - Régularisation des débits

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

Les paramètres générant le calcul de la régularisation sont :

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

On opte une régularisation saisonnière lorsque les apports sont supérieurs à la demande.

Tableau III.22 : Répartition mensuelle de la consommation.

Mois	sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Jua	Juill	août
U (Hm^3)	0	0	0	0	0	0	0	0,0004	0,0367	0,0515	0,0441	0,0239

DHW-service d'hydraulique agricole (w.M'sila)

La répartition mensuelle des apports est donnée dans le tableau III.16.

III.7.1 - Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes

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

- L'apport annuel A80%.
- La consommation totale.
- Le volume mort de la retenue.

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

- Détermination de la période à bonne hydraulité.
- Détermination des périodes excédentaires et déficitaires sur un cycle hydrologique.
- Calcul des volumes excédentaires et déficitaires " V_s " et " V_d ".
- Détermination du type de fonctionnement de la retenue et calcul du volume utile.

La période à bonne hydraulité est celle du mois de septembre jusqu'au mois d'avril.

Les résultats de calcul de la régularisation saisonnière sont donnés dans le tableau III.23

Ainsi :

$$V_s = 122 \cdot 10^3 m^3$$

$$V_d = 109 \cdot 10^3 m^3$$

{ La retenue fonctionne à un temps $V_s > V_d \implies V_u = V_d$

Donc : $V_u = 0,109 \text{ Hm}^3$

Avec : $V_{NNR} = V_M + V_u$

D'où : $V_{NNR} = 0,141 \text{ Hm}^3$

$\nabla NNR = 1050,3 \text{ m NGA}$

III.7.2 - Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes

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

D'autre part pénètre dans les couches superficielles du sol, il s'agit de l'infiltration. Sous l'action de la gravité et des effets de pression, l'écoulement de cette eau dans le sous-sol peut aller plus loin dans les couches profondes du sol, il s'agit de la percolation.

Alors, les pertes dans la retenue sont à deux sortes :

- Pertes par évaporation.
- Pertes par infiltration.

a. Pertes par évaporation :

$$P_{\text{évap}} = E_s \cdot S_{\text{moy}} \quad (\text{III.41})$$

Où, $P_{\text{évap}}$: pertes par évaporation ;

E_s : Evaporation mensuelle (m) ;

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

b. Pertes par infiltration:

Le volume mensuel des pertes par infiltration est donné par :

$$P_{\text{inf}} = \frac{\delta \cdot V_{\text{moy}}}{1000} \quad (\text{III.42})$$

Où, P_{inf} : Pertes par infiltration ;

δ : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette déterminer soit $\delta = 0,5$ (tableau III.24) ;

V_{moy} : volume moyenne.

Tableau III.24 : valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologique.

Nature	Hauteur d'infiltration pendant une année (cm)	δ	
		année	mois
Sol à faible perméabilité	0 à 50	5 à 10	0,5 à 1
Sol à perméabilité moyenne	50 à 100	10 à 20	1 à 1,5
Sol à forte perméabilité	>100 à 200	>20 à 40	>1,5 à 3

Le volume moyen est calculé par la formule suivant :

$$V_{moy} = \frac{V_{rfi} + V_{rfi+8}}{2}$$

Le calcul des pertes et les résultats de calcul de la régularisation sont apportées dans les tableaux (III.25 ; III.26 ; III.27) de l'Annexe B.4.

Ainsi :

$$V'_s = 0,117 \text{ Mm}^3$$

$$V'_d = 0,1126 \text{ Mm}^3$$

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

Donc : $V'_{NNR} = 0,1446 \text{ Mm}^3$

III.7.2.1 - Estimation de l'erreur

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

$$\varepsilon = \frac{V'_{u1} - V_u}{V_u} \cdot 100 \quad (\text{III.43})$$

Où : V_u : volume utile sans tenir compte des pertes.

V'_{u1} : volume utile en tenant compte des pertes.

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

Donc : $\varepsilon = 3,30$

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

Le tableau III.27 donne les résultats du calcul de régularisation

Donc :

$$V_s = 0,117 \text{ Mm}^3$$

$$V_d = 0,111 \text{ Mm}^3$$

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

Donc : $V_u = 0,111 \text{ Mm}^3$

Et $V_{NNR} = 0,143 \text{ Mm}^3$

▼NNR = 1050, 5 m NGA

III.8 - Laminage des crues

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

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

$$\frac{dV(z)}{dt} = Q_e(t) - Q_s(z,t) \quad (\text{III.44})$$

Où : $V(z)$ est la capacité de la retenue en fonction du niveau du réservoir ;

$Q_e(t)$ représente l'évolution du débit entrant dans la retenue en fonction du temps ;

$Q_s(z,t)$ est le débit sortant fonction de la cote de la retenue.

Il existe plusieurs procédés de laminage (Méthode de Kotcherine, la Méthode Step by step, les méthodes graphiques, méthode de Eier-Cieh et la méthode de Hidenblat), nous retenons la méthode de KOTCHERINE car elle donne des résultats précis et fiables.

III.8.1 - Estimation du débit de crue laminée

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

$$V_{ch} = V_{cr} \left(1 - \frac{q_{lam}}{Q\%} \right) \quad (\text{III.45})$$

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

V_{cr} et $Q\%$: le volume et débit de la crue ;

q_{lam} : le débit laminé.

De cette relation se déduit le débit de crue laminée :

$$q_{lam} = Q\% \left(1 - \frac{V_{ch}}{V_{cr}} \right) \quad (\text{III.46})$$

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

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

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

$$q = m \cdot L \sqrt{2g} H^{3/2} \quad (\text{III.47})$$

Où : m : le coefficient de débit, dépendant notamment de l'épaisseur du déversoir par rapport à la charge H , et de la forme de la crête du déversoir, en prendre $m=0.49$;

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

L : la longueur déversant ;

H : la charge sur le déversoir (ici on fait varier de 0,5 à 2 m).

$$\text{Avec : } q = S \cdot V_{moy}$$

$$\text{Et : } S = L(H - P)$$

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

$$\text{Et : } H_0 = H - \frac{\alpha V_{moy}^2}{2g}$$

Où : H_0 : est la charge globale ;

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

On calcule le débit (par formule III.47), en faisant varier la longueur déversant ($4 < L < 28$)

Les calculs ont été réalisés à l'aide du programme Kotch.xls, leurs résultats sont donnés par l'annexe B.5.

La détermination de la largeur de déversoir ainsi que le débit correspondant se fait graphiquement après la réalisation du graphe $q = f(h)$ comme montre la figure III.14 et III.15. (Voir l'annexe B.5)

Les caractéristiques de chaque largeur du déversoir proposé comme le débit évacuer, le volume forcé et la lame déversée sont représentés dans le Tableau III.31 :

Tableau III.31 : tableau récapitulatif.

Largeur (m)	q_{lam} (m ³ /s)	V_{ch} (Hm ³)	H (m)	Côte (m NGA)
8	56,120	0,0815	2	1052,5
12	62,200	0,0774	1,624	1052,124
16	65,300	0,07	1,42	1051,92
20	68,110	0,065	1,27	1051,77
24	69,800	0,0616	1,18	1051,68
28	71,900	0,0594	1,07	1051,57

III.9 - Construction de la section transversale du barrage

III.9.1 - Hauteur de barrage

$$H_b = \nabla Cr - \nabla Cf \quad (III.48)$$

Où : H_b : hauteur du barrage (m) ;

∇Cr : côte de la crête (m NGA) ;

∇Cf : côte de la fondation (m NGA).

III.9.1.1 - Calcul de la revanche

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

Formule de Davis (reprise par Post et Lond)

La revanche est mesurée au-dessus du niveau des plus hautes eaux correspondant à la crue maximum. Elle est donnée par la formule III.48:

$$R = 0,75 H_v + \frac{v^2}{2g} \quad (\text{III.49})$$

Où : R : la revanche (m) ;

H_v : hauteur des vagues (m) ;

v : vitesse des vagues (m/s).

La hauteur des vagues est estimée par des formules empiriques :

a. Formule de Stevenson

Pour $F < 18$ Km :

$$H_v = 0,75 + 0,34 \sqrt{VF} - 0,26 \sqrt[4]{F} \quad (\text{III.50})$$

Où : F : longueur du fetch (Km), $F = 1$ km ;

V : vitesse de vent (km/h), $V = 80$ km/h.

b. Formule de Molitor

Pour $F < 30$ km :

$$H_v = 0,75 + 0,032 \sqrt{VF} - 0,27 \sqrt[4]{F} \quad (\text{III.51})$$

c. Formule de Mallet et Paquant

$$H_v = 0,50 + 0,13 \sqrt{F} \quad (\text{III.52})$$

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

$$v = 1,5 + 2 H_v \quad (\text{III.53})$$

Où : v : vitesse des vagues (m/s) ;

H_v : hauteur du vague (m).

Après remplacement de chaque valeur dans les formules citées au-dessus, on trouve les résultats représentés dans le tableau III.32 :

Tableau III.32: Calcul de la revanche par la formule de Davis.

formule	a	b	c
H_v (m)	0.83	0.766	0.83
v (m/s)	3.16	3.032	3.16
R (m)	1.131	1.043	1.338

1. Formule simplifiée

$$R = 1 + 0,3 \sqrt{F} \quad (\text{III.54})$$

A.N : $R = 1,3$ m

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

D'où : $R = 1,13$ m

III.9.1.2 – Calcul de la largeur en crête

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

1. Formule de Knappen

$$b_{cr} = 1,65 \sqrt{H_b} \quad (\text{III.55})$$

2. Formule de E-F-Preece

$$b_{cr} \approx 1,1 \sqrt{H_b} + 1 \quad (\text{III.56})$$

3. Formule simplifiée

$$b_{cr} \approx 3,6 \sqrt[3]{H_b} - 3 \quad (\text{III.57})$$

Où : b_{cr} : largeur en crête (m) ;

H_b : hauteur du barrage (m).

Le tableau III.33 ci-après, nous donne les résultats de calcul :

Tableau III.33: Calcul de la largeur en crête.

Largeur en crête du barrage (m)						
Largeurs déversantes (m)	Lames déversantes (m)	Tassements (m)	Hauteur du barrage (m)	Formules utilisées		
				KNAPPEN	PREECE	SIMPLIFIEE
8	2	0.1	14,23	6,22	5,15	5,65
12	1,624	0.1	13,85	6,14	5,09	5,57
16	1,42	0.1	13,65	6,10	5,06	5,53
20	1,27	0.1	13,5	6,06	5,04	5,50
24	1,18	0.1	13,41	6,04	5,03	5,48
28	1,07	0.1	13,3	6,02	5,01	5,46

Donc, On opte une largeur en crête de 05,5 m.

La longueur en crête par rapport à l'axe définie de la digue est : $l_{cr} = 105,9$ m.

III.9.1.3 – Estimation des volumes de travaux et du coût de différentes variantes

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

$$V_b = \sum_{i=1}^n V_i \quad (\text{III.58})$$

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

V_i : volumes partiels des sections (m^3).

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} d \quad (III.59)$$

Où : S_i et S_{i+1} : section transversale du barrage pour la coupe i/i+1.

$$S_i = \frac{b_{cr} + B_{pi}}{2} H_{E_i} \quad (III.60)$$

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

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

Les caractéristiques du barrage sont les suivantes :

Longueur de crête : 105,9 m

Largeur en crête : 5,5 m

Tableau III.34: coût de la digue.

Largeur déversant (m)	volume de la digue (m^3)	Coût de la digue (millions de DA)
8	48529,3841	30,84
12	47578,9201	30,41
16	49715,5585	31,37
20	44913,1305	33,71
24	60471,6097	36,21
28	65655,6265	38,55

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

III.9.2.1 : Coût du déversoir :

Le déversoir sera construit en béton armé, de type profile Creager, celui-ci s'adapte mieux à l'écoulement puisque la lame déversant épouse toujours le profil, donc on aura une diminution des phénomènes hydrauliques dangereux (cavitation, dépression...), pouvant engendrer des dégâts importants et provoquant à la suite l'instabilité de l'ouvrage. Le coefficient de débit est $m = 0.49$, Le volume du déversoir sera donc :

$$V_{dév} = S \cdot L \quad (III.61)$$

S : Section transversale (m^2).

L : Largeur déversant (m).

III.9.2.2 : Calcul du coût du coursier :

On opte pour un coursier de section rectangulaire pour assurer les bonnes conditions de l'écoulement.

La longueur approximative du coursier est 50 mètre (selon le plan topographique).

Le volume du béton de coursier est donné par :

$$V_{\text{béton}} = S_{\text{béton}} \times L_{\text{cou}} \quad \dots\dots\dots(\text{III.62})$$

La largeur du coursier est donnée par :

$$b_{\text{cou}} = (Q_{e, \max})^{0,4} \quad \dots\dots\dots(\text{III.63})$$

Le volume du déblai est donné par :

$$V_{\text{déblai}} = \sum \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot d \quad \dots\dots\dots(\text{III.64})$$

S_i, S_{i+1} : les section des coupes déterminer après la carte topographique.

d : la distance entre deux coupes.

II.9.2.3 : le coût total du barrage :

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

Tableau III.35: coût Totale du barrage.

largeurs déversantes (m)	coût de la digue (millions de DA)	coût de l'évacuateur de crue (millions de DA)		coût total (millions de DA)
		déversoir	coursier	
8	23,99	1,47	7,8	40,11
12	23,65	1,53	7,9	39,84
16	24,40	1,607	8	40,98
20	26,22	1,73	8,06	43,50
24	28,17	1,75	8,1	46,06
28	29,98	1,77	8,12	48,44

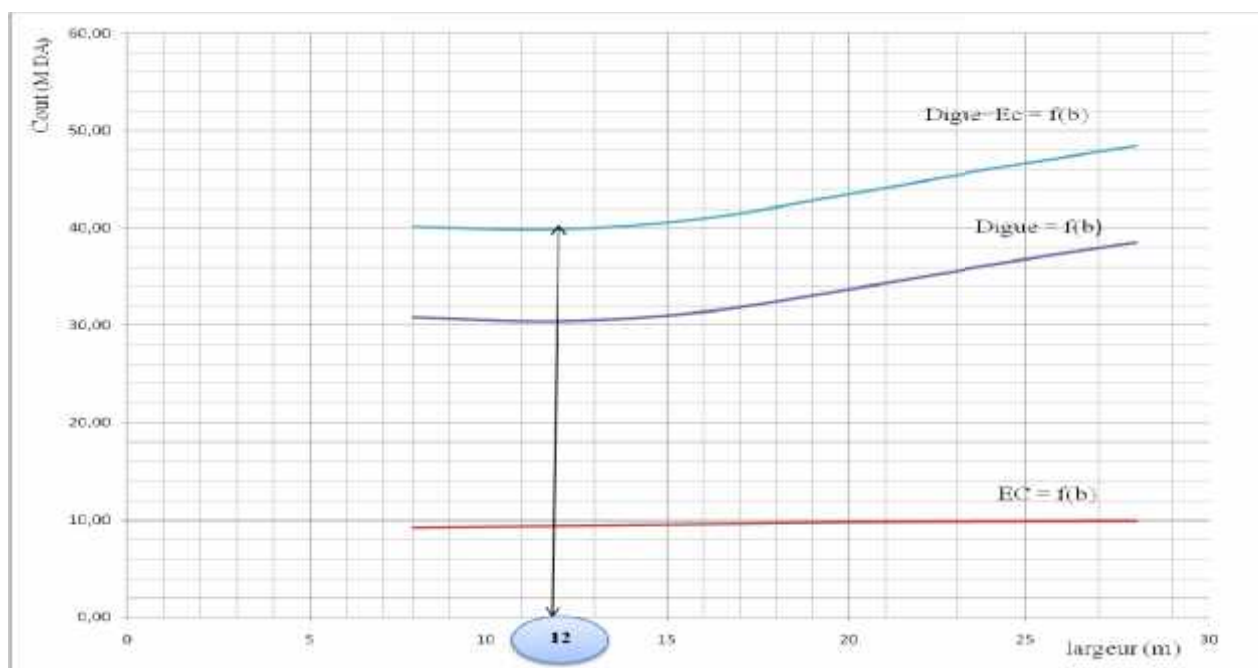


Figure III.16 : Courbe d'optimisation.

D'après la courbe d'optimisation représentée par la Figure (III.16), la largeur déversante donnant le coût minimum est **12.00 m**.

Donc la hauteur du barrage est : **$H_b = 13,85$ mètre**

Et le niveau de crête est : **$\nabla \text{Crête} = 1053,35$ mètre**

Tableau III.36 : tableau récapitulatif.

Dénomination	Unité	Quantité
Volume mort	M.m ³	0.032
Volume utile	M.m ³	0.111
Volume au niveau normal de la retenue	M.m ³	0.143
Cote de fond (▼fond)	m	1039,5
Cote au niveau mort (▼NVM)	m	1047,5
Cote au niveau normal de retenue (▼NNR)	m	1050,5
Cote de plus hautes eaux (▼NPHE)	m	1052,22
Cote de la crête (▼Crête)	m	1053,35
Largeur de déversoir	m	12
La hauteur de charge déverser.	m	1.624
Le débit évacué	m ³ /s	62,2

Chapitre IV

Etude des variantes

Introduction

Les barrages peuvent être classés en deux catégories, selon le matériau de construction :

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

Les barrages rigides font l'objet de nombreuses méthodes de calcul basées sur la résistance des matériaux et la théorie de l'élasticité notamment. Les barrages en béton se regroupent principalement en trois types :

➤ **Barrages voûtes**

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

➤ **Barrages à contreforts**

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

➤ **Barrages poids**

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

Les barrages souples peuvent être constitués par des matériaux de caractéristique très diverses, ils sont des principaux champs d'application de la mécanique des sols. On peut distinguer plusieurs types, à savoir :

➤ **Barrages en terre homogène**

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

➤ **Barrages en remblai zonés**

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

➤ **Barrage en enrochement**

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

Le massif d'enrochement de grande section trapézoïdale. C'est un ouvrage poids qui résiste à la poussée de l'eau par le poids de massif. De facteur rustique, il supporte assez bien les tassements et ne soumet sa fondation qu'à des pressions modérées. Il existe essentiellement deux types de variantes :

- a) Une digue avec un amont à masque en béton bitumineux, en béton, en béton armé ou en géomembrane, variantes employées pour des petits barrages.
- b) Le second scénario un barrage à noyau interne, une sorte de diaphragme est en béton, béton bitumineux, ou bien en matériaux dérivés de polymères.

IV.1 - Choix des variantes de la digue

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

- forme de la vallée
- risque sismique
- géologie et géotechnique
- matériaux de construction
- crues à maîtriser

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

La disponibilité des matériaux enrochements aux environs du site et à l'intérieur même de la cuvette nous conduit à retenir trois types de digue pour faire l'objet d'une étude comparative technico-économique, il s'agit de :

- Variante I : Barrage en terre homogène ;
- Variante II : Barrage à noyau d'argile ;
- Variante III : Digue en enrochements avec noyau central en argile ;

IV.1.1 – Calcul des fruits de talus

La pente des talus doit assurer la stabilité statique de ces talus, c'est-à-dire que les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et de ses fondations. Les fruits de talus varient suivant la hauteur du barrage, mais aussi en fonction de son type (matériau de construction), le tableau IV.1 ci-après donne des valeurs indicatives des fruits de talus :

Tableau IV.1 : Valeur indicatives des fruits de talus.

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

Donc, Hauteur du barrage : $H_b = 13,85$ m, on choisit pour les calculs les pentes:

- Parement amont $m_1 = 2$.
- Parement aval $m_2 = 3$.

Ces valeurs devront être vérifiées par calcul de stabilité.

IV.1.2 - Les bermes

Elles permettent la réalisation et la réparation des revêtements de talus. En outre, elles donnent la stabilité aux digues et réduisent la vitesse des eaux qui glissent sur les surfaces de talus aval, en contribuant à éviter l'érosion. Ils servent aussi d'appui aux revêtements des talus en amont.

Les bermes sont exécutées pour des hauteurs de 10-15 m, leur largeur varie de 2 - 3,5m, avec des pentes de l'ordre de 3%.

Les cotes du berme amont et aval sont :

$$\nabla C_{\text{Bam}} = 1043,5 \text{ m NGA.}$$

$$\nabla C_{\text{Bav}} = 1043,5 \text{ m NGA.}$$

La largeur des bermes aval et amont sont de 3m.

IV.1.3 - Revêtements des talus

La protection des talus dans les barrages en terre est utilisée pour éviter l'érosion par l'action des vagues d'une part et par les pluies d'une autre part. Alors, les facteurs qui influencent sur le choix et sur la conception du type de revêtement sont :

1. Hauteur de la montée subite.
2. Fluctuations du niveau du barrage.
3. Matériaux des barrages.
4. Conditions climatiques.
5. Importance de l'ouvrage.

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

- Enrochement sur les couches de filtre.
- Couche de terre végétale.

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

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

Talus aval

On doit concevoir le revêtement pour éviter la possible érosion à cause des pluies et s'il existe un niveau permanent d'eau. Pour sa protection, les barrages en terre homogène, l'utilisation d'une terre végétale avec des épaisseurs entre 0,20 et 0,3 m est très commune.

Pour les digues zonées, on utilise l'enrochement (avec des épaisseurs semblables à celles de la terre végétale) qui peut être placé à la main ou mécaniquement.

Talus amont

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

Cette méthode consiste à déterminer l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement et les dimensions minimales du bloc en fonction de la hauteur de la vague, en prenant les valeurs directement du tableau IV.2.

Tableau IV.2 : Epaisseur de l'enrochement et D_{50} minimal des pierres en fonction de la hauteur de la vague.

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

Dans ce tableau : H_v : hauteur de la vague (m) ;
 e : épaisseur de la couche d'enrochement (m) ;
 D_{50} : diamètre minimal du 50 % de la pierre.

D'où : pour $H_v = 0,83$ m ;

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

IV.1.4 - Noyau

Les barrages avec noyau sont construits quand il n'existe pas suffisamment de sols argileux peu perméables. Dans ce cas, le barrage sera composé d'une digue en remblai zonée

avec noyau peu perméable qui fait diminuer significativement la courbe de filtration. L'épaisseur du noyau peut aussi être déterminée à partir de l'analyse de la fissuration. La largeur de la partie supérieure du noyau d'un barrage est déterminée en tenant compte les conditions de construction de l'ouvrage et varie entre 3 et 7 m.

La largeur en crête du noyau est de 3,5 m.

Les pentes des talus du noyau préalable :

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

La largeur du noyau dans la base de la digue est définie tout en sachant que les gradients du flux de filtration ne soient pas supérieurs à dix (10) ni inférieurs à quatre (4). Le gradient hydraulique pour le noyau est déterminé comme suivant :

$$I = \frac{\Delta H}{b_{moy}} \leq I_{adm} \quad (IV.12)$$

Où : I : gradient hydraulique ;

I_{adm} : gradient hydraulique admissible, tableau IV.3 ;

ΔH : charge hydraulique dans le noyau (m) ;

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

Tableau IV.3 : gradient hydraulique admissible en fonction du type d'ouvrage.

Type de sol	Classes de l'ouvrage			
	I	II	III	IV
Argile compactée	1.5	1.5	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.7	0.5	0.9	1.00
Limon sableux	0.51	0.65	0.75	0.85
Sable fin	0.45	0.55	0.65	0.75

Notre barrage a une durée d'exploitation de dix ans (ouvrage permanent) avec une importance moyenne, il appartient à la IVème classe alors on prend $I_{adm}=1,35$.

La hauteur du noyau peut être déterminée comme suivant:

$$H_n = H_b - I$$

Où : H_n : hauteur du noyau (m) ;

H_b : hauteur du barrage (m).

$$H_n = 13,85 - 1 = 12,85 \text{ m}$$

La largeur de la base est déterminée comme suit:

$$b_{base} = 2m * H_n + b$$

Où : m : talus du noyau (m) ;

b : largeur de la partie supérieure (m) ;

H_n : hauteur du noyau (m).

$$b_{base} = 16,35 \text{ m.}$$

Cette largeur de la base doit remplir la condition suivante :

$$b_{base} > \frac{\Delta H}{I_{adm}} \quad (IV.13)$$

Où : ΔH : Charge Hydraulique dans le noyau (m) ;

I_{adm} : Gradient hydraulique admissible.

A.N: $b_{base} = 16,35 \text{ m} > \Delta H / I_{adm} = 8,15 \text{ m}$, Condition vérifiée.

D'où : **$b_{base} = 16,35 \text{ m}$.**

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

IV.1.5 – Drainages

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

Les conditions des drainages:

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

○ **Drain cheminé (pour la Variante I)**

Un drain cheminé de fruit $m=0.35$ (pour protéger au maximum le talus aval contre les pressions interstitielles), pouvant être incorporé au centre de la digue homogène, se compose de graviers d'une largeur égale à 2.0 m et une transition de filtre. Le rôle du filtre est assuré par le géotextile de type tissu non tissé. Ce drain cheminé est relié au caniveau du situé au pied du talus aval par un drain horizontal (tapis drainant) identique au drain vertical de tous points de vue. Le caniveau est relié à la restitution par un drain prisme qui va participer à la stabilité de l'ouvrage.

○ **Prisme de drainage**

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

On peut calculer sa hauteur selon :

$$H_p = (0.15 \div 0.2) H_b$$

H_b : Hauteur du barrage (m) ;

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

D'où : **$H_p = 2 \text{ m}$**

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

Les fruits des talus vont :

Soit : **$m_1 = 2$** (talus amont)

Soit : **$m_2 = 2.5$** (talus aval)

○ **Tapis de drainage**

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

IV.1.6 - Protection de la Crête

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

La planche n°02 montre les coupes type des trois variantes choisies.

IV.2 - Etude Technico-économique

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

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

IV.2.1 – Estimation des volumes de travaux et du coût de différentes variantes

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

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

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

V_i : volumes partiels des sections (m^3).

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

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

Et :

$$S_i = \frac{b_{cr} + B_{Pi}}{2} H_{Li} \quad (\text{IV.16})$$

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

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

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

Les caractéristiques du barrage sont les suivantes :

Longueur de crête : 105,9 m

Largeur en crête : 5,5 m

Hauteur au-dessus du terrain naturel : 13,85 m.

D'après les calculs effectués, les volumes de travaux, ainsi que les devis estimatifs des trois variantes proposées sont présentés respectivement dans les tableaux IV.4, IV.5 et IV.6 :

Tableau IV.4 : volumes de travaux et coût de la variante I.

Variante	matériaux	Prix Unitaire (DA)	Quantité (m ³)	Montant (10 ⁶ DA)
Barrage en terre homogène	Argile	800	30161,11	24,128
	Enrochement	3500	5156,15	1,805
	Sable et gravier	1700	12025,6	20,443
			Total	46,376

Tableau IV.5 : volumes de travaux et coût de la variante II.

Variante	Matériaux	Prix Unitaire (DA)	Quantité (m ³)	Montant (10 ⁶ DA)
Barrage à noyau d'argile	Recharge	650	27910,56	18,142
	Argile	800	2450,55	1,961
	Enrochement	3500	5156,15	1,805
	Sable et gravier	1700	11614,20	19,740
			Total	41,648

Tableau IV.6 : volumes de travaux et coût de la variante III.

Variante	matériaux	Prix Unitaire (DA)	Quantité (m ³)	Montant (10 ⁶ DA)
Digue en enrochements avec noyau en argile	Enrochement	3500	30028	105,098
	Argile	800	2345,55	1,876
	Sable et gravier	1700	1321,40	2,246
			Total	109,22

IV.2.2 – Choix final du type de barrage

Sur la base des résultats obtenue précédemment, le choix définitif du type de barrage est fixé sur un *Barrage à noyau d'argile*. Il possède l'avantage de disponibilité des matériaux (deux fois le volume nécessaire pour la construction). D'autre part, c'est la variante la plus économique.

Conclusion

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

Les caractéristiques du site concerné par l'étude, impose à écarter le choix d'un barrage homogène, car Les zones d'emprunt potentielles seraient certainement très éloignés du site d'utilisation .Ce qui est un inconvénient majeur pour retenir la variante d'une digue en remblai compacté.

Nous avons choisi une solution d'un *Barrage zoné (avec noyau en argile)*, car il est le plus économique et répondant aux conditions exigées.

Chapitre V

Etude de la variante retenue

 variante retenue : Barrage à noyau d'argile

V.1 – Dimensionnement

Certaines paramètres du barrage sont calculés auparavant (voir § III.9), les résultats trouvés sont les suivants :

- La revanche du barrage : $R = 1,13 \text{ m}$
- La hauteur du barrage : $H_b = 13,85 \text{ m}$
- La largeur en crête : $b_{cr} = 5,5 \text{ m}$.
- Fruits de talus : fruit de talus amont : $m_1 = 2$
Fruit de talus aval : $m_2 = 3$
- Côte des bermes : berme au talus amont : $\nabla C_{Bam} = 1043,5 \text{ m NGA}$.
berme au talus aval : $\nabla C_{Bav} = 1043,5 \text{ m NGA}$.
- La longueur en crête est de $105,9 \text{ m}$.

Les restes des paramètres vont être calculés :

V.1.1 – Noyau

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

La largeur en crête du noyau est de $3,5 \text{ m}$.

Les pentes des talus du noyau sont :

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

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

a) côte de la crête du noyau

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

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

Où : ∇C_{noyau} : Cote de crête du noyau en [m NGA];

NPHE : Niveau des plus hautes eaux [m NGA].

A.N : $\nabla C_{\text{noyau}} = 1051,72$ m NGA

b) Largeur à la base du noyau

La largeur de la base est déterminée comme suit:

$$b_{\text{base}} = 2m \cdot H_n + b \quad (\text{V.2})$$

Où : m : talus du noyau (m) ;

b : largeur de la partie supérieure (m) ;

H_n : hauteur du noyau (m).

A.N : $b_{\text{base}} = 16,35$ m.

Mais, comme la largeur à la base du noyau dépend de la hauteur de charge H et de la perméabilité du matériau constructif du noyau, il doit vérifier la condition suivante :

$$b_{\text{base}} > \frac{\Delta H}{I_{\text{adm}}} \quad (\text{V.3})$$

Où : ΔH : Différence de charge entre l'amont et l'aval ;

b_{base} : Largeur à la base du noyau en [m];

I_{adm} : Gradient hydraulique du noyau admissible, $I_{\text{adm}} = 1,35$ (voir § IV.1.4 et tableau IV.3).

A.N: $b_{\text{base}} = 16,35 \text{ m} > \Delta H / I_{\text{adm}} = 8,15 \text{ m}$, Condition vérifiée.

V.1.2 - Protection des talus

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

a) Talus aval

On doit concevoir le revêtement pour éviter la possible érosion à cause des pluies et s'il existe un niveau permanent d'eau. Pour les digues zonées, on utilise l'enrochement (avec des épaisseurs de 0,3 m) qui peut être placé à la main ou mécaniquement.

b) Talus amont

L'enrochement en vrac est la solution le plus couramment utilisée pour la protection du talus amont exposé au battillage des vagues. Les dimensions de l'enrochement peuvent être

déterminées théoriquement en fonction de la hauteur des vagues et de leurs vitesses de propagation par les méthodes suivantes :

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

L'épaisseur de la couche d'enrochement calculer auparavant (§ IV.1.4) est de 0,45 m, elle est construit avec des roches d'un diamètre de 0,3 m.

2^{ème} méthode : le revêtement en enrochement de protection sera calculé par les formules V.4 et V.5 :

$$D_p = 1,5 C_d h_{1\%} \left(\frac{\sqrt[3]{n_h}}{m_1} + 0,5 \right) \frac{m_1 - 1,8}{1,8 m_1 - 1} \frac{\gamma_c}{\gamma_p - \gamma_a} \quad (V.4)$$

Où : $h_{1\%}$: hauteur des vagues pour une fréquence de 1%, $h_{1\%} = 1,62$ m ;

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

m_1 : fruit de talus amont ;

m_h : Dans notre cas $m_h = 7$;

γ_a : Poids volumique de l'eau en [$\gamma_a = 1$ tf/m³] ;

γ_p : Poids volumique de la pierre [$\gamma_p = 2,2$ tf/m³] ;

A.N : $D_p = 0,3$ m

L'enrochement du revêtement doit comprendre un volume égal ou supérieur à 50% de D_p . L'épaisseur du revêtement égal à :

$$t = 2 D_p$$

Si on prend $D_p = 0,3$ m, l'épaisseur du revêtement sera $t = 0,6$ m

3^{ème} méthode :

$$e = C.V^2 \quad (V.5)$$

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

V : Vitesse de propagation des vagues en [m/s] (3,16 m/s);

C : Coefficient dont la valeur est en fonction de la pente du talus et du poids spécifique θ du matériau d'enrochement. ($\gamma_p = 2,5$ g/cm³)

La valeur de C est donnée par le tableau suivant:

Tableau V.1 : Les valeurs de C en fonction de la pente du talus et du poids.

pente du talus	valeur de 'c' pour différents poids		
	$\theta = 2,50$	$\theta = 2,65$	$\theta = 2,80$
1/4	0,027	0,024	0,022
1/3	0,028	0,025	0,023
1/2	0,031	0,028	0,026
1/1,5	0,036	0,032	0,030
1/1	0,047	0,041	0,038

Par interpolation linéaire : $C = 0,031$

D'où : $e = 0,3 \text{ m}$

En analysant les résultats obtenus, on peut conclure que l'épaisseur à retenir pour la suite du dimensionnement de la digue est : **$e = 50 \text{ cm}$** .

V.1.3 – Clef d'étanchéité

Le noyau est enchâssé dans la fondation par une clef, il s'agit d'une tranchée parafouille remplies d'argile compactée. La hauteur de la clef d'étanchéité est de 3 m. La largeur en base est de 4 m, indispensable pour la circulation des engins.

V.1.4 – Les filtres et les drains

Dans un barrage à noyau, l'eau s'écoule au travers du noyau vers les recharge (vers la recharge aval en exploitation normale). Cet écoulement vers un matériau de granulométrie plus importante peut entraîner des particules fines du noyau. C'est le rôle d'un filtre constitué d'un matériau de granulométrie intermédiaire que d'empêcher cette migration. C'est ce qu'on appelle la fonction de rétention. A l'amont, on interpose également une couche de matériau de granulométrie intermédiaire de façon à pouvoir colmater les fissures qui peuvent se produire dans le noyau.

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

V.1.4.1 – Règles de dimensionnement

A la suite des études menées notamment par Terzaghi, des règles ont été proposées pour déterminer les caractéristiques granulométriques d'un bon matériau filtrant par apport au matériau amont.

Les paramètres de base de ces règles sont :

D_i : diamètre de la particule dans le filtre (le matériau le plus grossier) pour lequel il existe un pourcentage de $i\%$ en poids de particule plus petits.

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

Terzaghi propose deux critères de dimensionnement des filtres :

Fonction de drainage :

- $D_{15} > 4 \text{ ou } 5 d_{15}$
- Le pourcentage des fines (éléments inférieur à $80 \mu\text{m}$) admis dans les filtres est de 5%.

Fonction de rétention :

- $D_{15} < 4 \text{ ou } d_{85}$

V.1.4.2 – Calcul des filtres

Les filtres sont ici pour réaliser une transition échelonnée de la granulométrie du noyau à celle des recharges en aval et en amont. Nous avons opté pour une solution comportant deux filtres. Le premier « F1 » fait la transition du noyau au second filtre « F2 » ; le deuxième du filtre F1 aux recharges. Leur dimensionnement a été établi selon les recommandations du bulletin CIGB n°95.

F1 : filtre en sable

F2 : filtre en gravier

Les deux couches de filtres seront approvisionnées par l'extérieur, les tableaux ci-dessus donnent leurs caractéristiques :

Tableau V.2 : Caractéristiques du filtre F1.

D_5	D_{10} (mm)	D_{15} (mm)	D_{17} (mm)	D_{60} (mm)	D_{85} (mm)
1,4	3	4	4,46	14,63	26,38

Tableau V.3 : Caractéristiques du filtre F2.

D_5	D_{10} (mm)	D_{15} (mm)	D_{17} (mm)	D_{60} (mm)	D_{85} (mm)
16,2	20	23,22	24,21	42,79	70

Le barrage est à noyau d'argile avec :

$$D_{15} = 0,012 \text{ mm}$$

$$D_{85} = 11,8 \text{ mm}$$

Vérification du contact noyau-recharge

Les deux fonctions (fonction de drainage et fonction de rétention) doivent être vérifiées :

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

Où : d_{85} : Diamètre des particules du corps du noyau (Argile) à 85%

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

D_{15} : Diamètre des particules de recharge (TVO) à 15%

AN:

$d_{85} = 11,8 \text{ mm}$; $d_{15} = 0,012 \text{ mm}$; $D_{15} = 0,08 \text{ mm}$

$47,2 > 0,08 > 0,06$

La condition de Terzaghi est vérifiée.

Les filtres F1 et F2 sont respectivement larges de 0,5 m et 0,3 m pour des raisons constructives. Ainsi, deux couches, de gravier et de sable sont placées sur le talus amont, sous le revêtement rocheux, ils ont 0,5 m pour épaisseur.

V.1.4.3 - Calcul des drains

a. Dimensionnement du drain tapis

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

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

Où : e_d : épaisseur du drain (m) ;

L : Distance horizontale entre la retenue et le drain, $L = 26,47 \text{ m}$;

H : différence de charge entre la retenue et le drain, $H = 11 \text{ m}$.

AN :

$e_d = 1,1 \text{ m}$

Le drain tapis aura 1,2 m d'épaisseur. Il s'étende du pied aval du noyau jusqu'au pied aval du barrage.

b. Dimensionnement du prisme aval

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

• Hauteur du prisme aval

On peut calculer sa hauteur selon :

$$H_p = (0.15 \div 0.2) H_b$$

H_b : Hauteur du barrage (m) ;

On prend $H_p = 0.16 H_b$ (le retour d'eau est limité)

D'où : $H_p = 2,2 \text{ m}$

- **Fruits des talus**

Les fruits des talus vont :

Soit : $m_1 = 1.5$ (talus amont)

Soit : $m_2 = 2$ (talus aval)

- **Largeur en sommet du prisme**

La largeur du prisme dans sa partie supérieure (berme) doit être de 3 m pour qu'il puisse être placé et compacté avec les engins de compactage. Donc $b_{dr} = 3 \text{ m}$.

- **Largeur en base du prisme**

Elle est donnée par : $B = b_{dr} + (m_1 + m_2) H_p$

AN : $B = 11 \text{ m}$.

V.1.4.3 - Protection de la Crête

La crête doit être recouverte en couche asphaltique de 0,3 m d'épaisseur, pour permettre la circulation des véhicules. La crête est profilée soigneusement, afin d'empêcher toute stagnation des eaux (pour éviter les infiltrations dans le corps du barrage), on préconise, en ce sens, d'adopter un dévers amont uniforme de 4 % qui permet d'évacuer les eaux de pluie vers le parement amont.

V.2 - Calcul des infiltrations

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

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

- admettre que la filtration est dans un seul plan ;
- prendre comme valeurs nulles, les composantes des vitesses qui ont la direction perpendiculaire à ce plan ;
- supposer que le sol du massif du barrage soit homogène, isotrope et que la couche imperméable ait un coefficient de filtration nul ;

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

V.2.1 - La ligne de saturation

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

$$X = \frac{Z^2 - Z_0^2}{2 Z_0} \quad (V.6)$$

Avec : $Z_0 = \sqrt{H^2 + d^2} - d$

Où : d : épaisseur en base du noyau diminuée de 0,7b ;

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont du noyau ;

X et Z : Coordonnées dans le plan (x,z) ;

H : Hauteur d'eau en amont [m].

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

AN :

b = 5,25m

D'où : d = b_{base} - 0,7 b = 13,175

On aura : Z₀ = 3,98

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

$$Z = \sqrt{15,9 + 7,97 X}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau V.4 : Coordonnées de la parabole de KOZENY

X (m)	0	1,5	3	4,5	6	7,5	9	10,5	12	13,5
Z (m)	3,99	5,28	6,31	7,19	7,98	8,70	9,36	9,98	10,56	11,11

Le point d'intersection de la ligne de saturation avec la face amont du noyau est déterminé par l'équation polaire donnée par :

$$a + \Delta a = \frac{Z_0}{1 - \cos \alpha} \quad (V.7)$$

Avec:

α : angle au pied du noyau, $\alpha = 71,56^\circ$.

A partir de l'abaque de CASAGRANDE (Annexe C.1), on trouve :

$$\frac{\Delta a}{a + \Delta a} = 0,30$$

Et $a + \Delta a = 5,82$

D'où : $\Delta a = 1,74$ et $a = 4,07$ m

Le tracé de la ligne de saturation est présenté sur le plan n°06.

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

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

$$Q_d = K.I.A \quad (V.8)$$

Où : Q_d : Débit de fuite en m^3/s ;

I : Gradient hydraulique adimensionnel ;

A : Longueur mouillée sur le parement aval du barrage ($A = 49,65$ m) ;

K : Coefficient de perméabilité ($K = 1,4 \cdot 10^{-6}$ m/s).

Le gradient hydraulique est donné par :

$$I = H / L_b = 0,18$$

Donc : $Q_d = 1,25 \cdot 10^{-5} m^3/s$

V.2.3 - Calcul des fuites à travers la fondation

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

$$q = \frac{K H}{0,88 + \frac{B}{H}} \quad (V.9)$$

Où : q : Débit de fuite à travers la fondation en $[m^3/s]$;

K : Coefficient de perméabilité moyen de la fondation ($K = 2,9 \cdot 10^{-13}$ m/s) ;

H : Charge hydraulique en [m].

Cette formule n'est utilisable uniquement que si $B > 2h$, dans notre cas $B = 12,5$ m et $h = 2$ m (selon la coupe géologique § II.2). Dans notre cas $B > 2h$ donc on peut utiliser la formule.

D'où : $q = 8,13 \cdot 10^{-14} m^3/s$

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

$$Q_f = q L = 6,07 \cdot 10^{-12} m^3/s$$

Le débit total de fuite est :

$$Q = Q_d + Q_f = 1,25 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$$

La fondation du site du futur barrage est pratiquement imperméable.

V.3 - Etude de stabilité

➤ Définition des actions extérieures

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

- Les *actions permanentes* sont le poids propre du barrage.
- Les *actions variables* sur le barrage sont celles dues à la variation du niveau de la retenue. Ainsi, on considérera l'effet de la poussée hydrostatique de la retenue sur le noyau du barrage (dans le sens horizontal). Pour ce qui concerne l'effet des sous-pressions, on doit considérer que l'enrochement mis en place à l'amont est perméable, et que le drainage est assuré à l'aval. Puisque la largeur du noyau argileux est faible devant celle des enrochements, on pourra considérer, sans perte significative de précision, que l'effet des sous-pressions sur le barrage se manifeste par une réduction du poids volumique de l'enrochement amont du barrage.
- Les *actions accidentelles* que l'on considérera sont celles dues aux séismes. Compte tenu que le barrage est situé dans une zone à faible sismicité, il est à prévoir, d'après les recommandations de l'étude géologique une accélération égale à 0.2.

On calcule ensuite la stabilité du barrage on utilisera la méthode de calcul de FELLENIUS simplifiée par BISHOP (qui a pour but de résoudre un problème de glissement dans un plan incliné), selon les cas suivants :

✓ Talus amont

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

✓ Talus aval

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

➤ Hypothèses de calcul

- Les interactions entre les tranches sont équilibrées verticalement et horizontalement;
- Les courbes de glissement sont des arcs de cercle ;
- Le glissement se produit instantanément et simultanément ;

- Le mouvement de la surface de terre est assimilé à une rotation autour d'un autre cercle de glissement.
- Le coefficient de sécurité sera le rapport, de forces stabilisatrices et des forces déstabilisatrices.

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

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

➤ **Ordre de Calcul**

1. Tracer à l'échelle le profil transversal du barrage ;
2. Tracer deux lignes au milieu du talus, la première est verticale, la deuxième inclinée de 85° par rapport au talus considéré. Nous avons alors la zone des centres des surfaces de glissement probables ;
3. Tracer les arcs de cercle de rayon R_1 et R_2 avec :

$$R_1 = K_1 H_b$$

$$R_2 = K_2 H_b$$

Où : H_b : Hauteur du barrage ;

K_1 et K_2 : Déterminés d'après le tableau V.5.

Tableau V.5 : Valeur de K en fonction de la pente du talus.

Pente des talus m	1	2	3	4	5	6
K_1	0,75	0,75	1,0	1,5	2,20	3,0
K_2	1,5	1,75	2,3	3,75	4,8	5,5

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

4. Tracer une courbe de rayon R qui doit être dans la limite du talus ;
5. Partager la zone limitée par la courbe (cercle de glissement) en parties verticales d'épaisseurs $b = 0,1R$;
6. Numéroté toutes les parties qui se trouvent à droite du centre "O" avec des chiffres positifs, et des chiffres négatifs à gauche du centre "O".

Par la suite, nous établissons l'équation des moments des efforts agissant sur les parties par rapport au centre de glissement. Ces efforts sont :

- Poids de la tranche "Gn" qui se décompose en deux forces qui sont:
 - Force normale (stabilisatrice $N = G_n \cos \alpha$);
 - Force tangentielle (déstabilisatrice $T = G_n \sin \alpha$).

- Force de frottement au pied de la tranche ;
- Force de pression interstitielle ;
- Effet du séisme.

Les cercles de glissement sont présentés dans la planche N°03

➤ Caractéristiques géotechniques des sols

D'après les résultats fait au cadre de l'étude géotechniques (voir § II.2), on peut dresser le tableau suivant :

Tableau V.6 : Caractéristiques géotechniques des sols.

Nature du matériau	W _l	I _p	Référence à l'OPM		Cisaillement UU saturé	
			γ _d (t/m ³)	W%	C (Bar)	Φ (degré)
T.V.O	44.05	18.2	1,98	10.2	0.27	35.55°

V.3.1 – Calcul des forces appliquées à chaque tranche

a) Force du poids propre de la tranche

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

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

Où : h_1, h_2, h_3 : hauteurs des tranches ;

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

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

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

b : largeur de la tranche.

Cette force a deux composantes :

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

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

Avec :

$$\sin \alpha = \frac{\text{Numéro d'ordre de la tranche}}{\text{nombre total des tranches}}$$

$$\cos \alpha = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha}$$

b) Force de pression interstitielle

Dans le cas où le réservoir est plein la force de pression interstitielle se calcule comme suit :

$$P = U dl = \gamma_w h dl \quad (V.11)$$

Où : U : pression interstitielle ;
 dl : longueur en arc de la tranche ;
 γ_w : poids volumique de l'eau, $\gamma_w = 1 \text{ tf/m}^3$;
 h : hauteur de la tranche.

c) Forces de cohésion

La force de cohésion est donnée par la formule suivante :

$$F_c = c. dl \quad (V.12)$$

Où : C: Cohésion du sol considéré.

d) Forces dues au séisme

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

$$T = a G_n \quad (V.13)$$

Où : a : Coefficient de séisme ($a=0,20$).
 G_n : Poids de la tranche.

V.3.2 - Classement des forces

On peut classer toutes ces forces comme suit :

1. Les forces stabilisatrices

a. Force de frottement

$$F_1 = Nn \operatorname{tg} \varphi - U dl \operatorname{tg} \varphi \quad (V.14)$$

Où : φ : Angle de frottement ;
 dl : Longueur de la courbe de glissement dans les limites de la partie partagée ;

b. Force de cohésion

Elle est donnée par la formule suivante :

$$F_c = c dl$$

Avec : $dl = \frac{b}{\cos \alpha}$

b : largeur de la tranche.

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

$$M_s = [(Nn - U dl) \tan \varphi + c dl] R \quad (V.15)$$

R : rayon de la courbe de glissement.

2. Les forces déstabilisatrices (motrices)

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

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

$$M = R \sum_{i=1}^n T_n \quad (V.16)$$

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

$$M_s = a \sum G_n d_n$$

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

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

$$K_s = \frac{\sum (N_n - P) \tan \phi + \sum c \, dl}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n} \quad (V.17)$$

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

R : le rayon du cercle de glissement.

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

a) avec effet de séisme

$$K_{as} = \frac{\sum G_n \cos \alpha_n \tan \phi_n + \sum c \, dl}{\sum G_n \sin \alpha + \frac{\sum a G_n d_n}{R}} \quad (V.18)$$

b) Sans l'effet de séisme

$$K_{ss} = \frac{\sum G_n \cos \alpha_n \tan \phi_n + \sum c \, dl}{\sum G_n \sin \alpha} \quad (V.19)$$

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

K_s est calculé seulement pour le talus amont. On utilisant les même formules (formule V.14, et formules V.15), mais dans ce cas on calcule le poids de la tranche à l'aide de la densité déjaugée des matériaux.

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

Les résultats de calcul de coefficient de stabilité pour les différents cas et pour des différents rayons sont présentés dans le tableau V.7 :

Tableau V.7 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement.

Cas de sollicitation		Coefficient de sécurité	
		Avec séisme	Sans séisme
Fonctionnement normal	Talus amont		
	R= 24 m	1.45	2.20
	R= 19.15 m	1.52	2.49
	R= 20.56 m	1.55	2.44
	Talus aval		
	R= 24 m	1.71	2.77
Fin de construction	R= 19.15 m	1.7	2.85
	R= 20.56 m	1.71	1.96
	Talus aval		
Vidange rapide	R= 24 m	1.69	2.76
	R= 19.15 m	1.69	2.86
	R= 20.56 m	1.71	2.96
Vidange rapide	Talus amont		
	R= 24 m	1.57	2.45
	R= 19.15 m	1.51	2.46
	R= 20.56 m	1.44	2.13

Le coefficient K_s calculé doit être supérieur à $K_{s \text{ adm}}$. Pour un ouvrage de classe IV :

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

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

Conclusion

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

Chapitre VI

Etude des ouvrages annexes

VI.1 - Présentation générale

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

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

VI.2 - Critères de dimensionnement

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

- **Evacuateur de crues** : être capable d'évacuer la crue centennale, qui après laminage est ramenée à $62,20 \text{ m}^3/\text{s}$. La charge maximale autorisée sur l'évacuateur est de 1,62m.
- **Vidange de fond** : diviser par deux la poussée sur le barrage en moins de 7 jours, et vider complètement la retenue en moins de 21 jours.
- **Dérivation provisoire** : permettre l'évacuation de la crue de chantier décennale, estimée à $20 \text{ m}^3/\text{s}$.

On considèrera les hypothèses suivantes pour tous les calculs hydrauliques :

- Ecoulement stationnaire ;
- Ecoulement unidirectionnel avec :
 - Répartition uniforme des vitesses dans une section ;
 - Distribution hydrostatique des pressions.
- Rugosité constante dans l'espace pour les parois des conduites (acier ou béton)
- Prise en compte des pertes de charge réparties par la formule de Manning-Strickler :

VI.3 - Evacuateur de crues

L'évacuateur de crues est un organe par-dessus lequel ou au travers duquel les débits de crue sont évacués.

VI.3.1 - Différents types d'évacuateur

L'usage est de distinguer deux types principaux d'évacuateurs de crue suivant la position de leur entonnement par rapport au niveau normal de retenue :

a) les évacuateurs de surface, les plus fréquents, sont caractérisés par le fait que le débit excédentaire est prélevé à une cote très voisine du niveau normal de retenue; se subdivisent en ouvrages vannés ou non vannés. En règle générale ils conduisent des écoulements à surface libre avec accélération continue depuis un seuil de contrôle placé près de leur origine.

L'évacuateur de surface comporte généralement trois parties :

- à l'amont, un seuil déversant sur lequel s'établit l'écoulement torrentiel et qui contrôle ainsi le débit évacué ;
- un ouvrage intermédiaire d'accompagnement à pente accentuée appelé coursier, qui entretient ou accélère l'écoulement torrentiel ;
- un ouvrage terminal à partir duquel le flot évacué revient au lit naturel : cuillère déflétrice avec ou sans fosse d'amortissement aménagée, ou bassin à ressaut.

Le coursier et l'ouvrage terminal sont parfois inexistantes ou très partiellement réalisés : c'est le cas de certains évacuateurs de surface portés par des barrages voûtes.

b) les évacuateurs de demi-fond ou de fond, ont leur entonnement calé très largement en-dessous de ce niveau ; fonctionnent en charge normalement sur une partie significative de leur développement ou sur toute leur longueur. Leur débit est presque toujours contrôlé par une vanne en orifice placée à l'extrémité aval de la partie en charge.

Les buts auxquels peuvent répondre les pertuis de fond et de demi-fond dans les barrages peuvent être énumérés comme suit :

- la maîtrise et l'évacuation des crues ;
- la vidange du réservoir pour l'entretien du barrage ;
- la maîtrise du niveau de la retenue lors du premier remplissage ;
- l'abaissement rapide du niveau du réservoir en cas d'anomalies ;
- l'évacuation des sédiments ;
- la dérivation provisoire du cours d'eau pendant la construction du barrage ;
- la réalisation d'un creux préventif dans la retenue avant l'arrivée d'une crue.

VI.3.2 - Choix du type d'évacuateur

Outre l'importance du risque en terme de vies humaines et le coût de construction, les facteurs principaux à considérer dans le choix de l'évacuateur le plus approprié à un projet donné, sont les suivants :

- a.* la qualité des prévisions de crues ;
- b.* la sismicité de la zone de l'aménagement et la fiabilité de l'exploitation ;
- c.* la durée et les degrés d'utilisation ;
- d.* les conditions topographiques et géologiques particulières du site aménagé ;
- e.* le type de barrage ;
- f.* les conditions d'exploitation.

La relative importance du débit de crues à évacuer, ainsi que la hauteur de la digue (13 m environ) ne permettent pas d'envisager un évacuateur sur digue. Il n'est pas non plus recommandé d'envisager une solution par puits et tulipe déversant qui présente l'inconvénient majeur de se saturer.

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

Solution choisie : Evacuateur latéral à entonnement frontal.

VI.3.3 - Dimensionnement de l'évacuateur de crue

L'évacuateur de crues retenues est de type évacuateur latéral à entonnement frontal implanté en rive gauche

Comprend plusieurs parties :

- a)* Un canal d'approche.
- b)* Un déversoir à seuil libre de largeur 12 m situé à 1050,5m NGA (niveau normale de la retenue) ;
- c)* Un chenal d'écoulement ;
- d)* Un convergent ;
- e)* Un coursier incliné de pente variable ;
- f)* Un bassin d'amortissement ;
- g)* Un canal de restitution.

Le détail des différents ouvrages et les calculs de dimensionnement sont donnés par la suite.

VI.3.3.1 - Canal d'approche

Le canal constitue une zone de transition entre le déversoir et la retenue, de longueur déterminée en fonction de la topographie.

Le canal d'approche sera conçu de façon à limiter les vitesses moyennes d'approche à fin de guider calmement les crues vers le seuil de déversement.

Vitesse d'approche

La vitesse d'approche est donnée par la relation suivante :

$$V_{ap} = \frac{Q}{(P+H)b} \quad (VI.1)$$

Où : V_{ap} : Vitesse d'approche (m/s) ;

Q : débit à évacuer, $Q=62,2 \text{ m}^3/\text{s}$;

P : la pelle du déversoir, $p=1\text{m}$;

H : hauteur d'eau sur le niveau normal de la retenue, $H= 1,62\text{m}$;

b : largeur du déversoir, $b= 12 \text{ m}$.

D'où : $V_{ap} = 1,35 \text{ m/s}$

La vitesse admissible pour le sol en place est $4,4 \div 10 \text{ m/s}$,

Donc $V < V_{adm}$, alors y'a pas de risque d'érosion.

Longueur du canal d'approche

La longueur du canal d'approche est déterminée d'après la topographie, elle est égale à 14m.

Hauteur du mur du canal d'approche

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

$$R = 0,6 + 0,05 V H^{1/3} \quad (VI.2)$$

A.N : $R=0,7 \text{ m}$

D'où la hauteur de mur est:

$$H_m = H + P + 0,7 = 3,32$$

Soit : $H_m = 3,32 \text{ m}$.

VI.3.3.2 -Le déversoir

Le déversoir pour lequel nous avons opté est d'un profil CREAGER, dont la forme théorique est conçue pour s'adapter à la face inférieure d'une nappe qui s'écoulerait librement dans l'atmosphère au-dessus d'une mince paroi ce profil peut être approché par la formule suivante :

$$y = \frac{x^{1,85}}{2 H^{0,85}} \quad (VI.3)$$

Où : H : la charge sur le déversoir (m).

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

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

X	0,30	0,90	1,50	2,10	2,70	3,50	4,50	5,50	6,50	7,50	8,50	9,50
Y	0,03	0,26	0,67	1,26	2,00	3,23	5,15	7,46	10,16	13,24	16,69	20,51

La figure VI.1 ci-après représente le quadrant du déversoir :

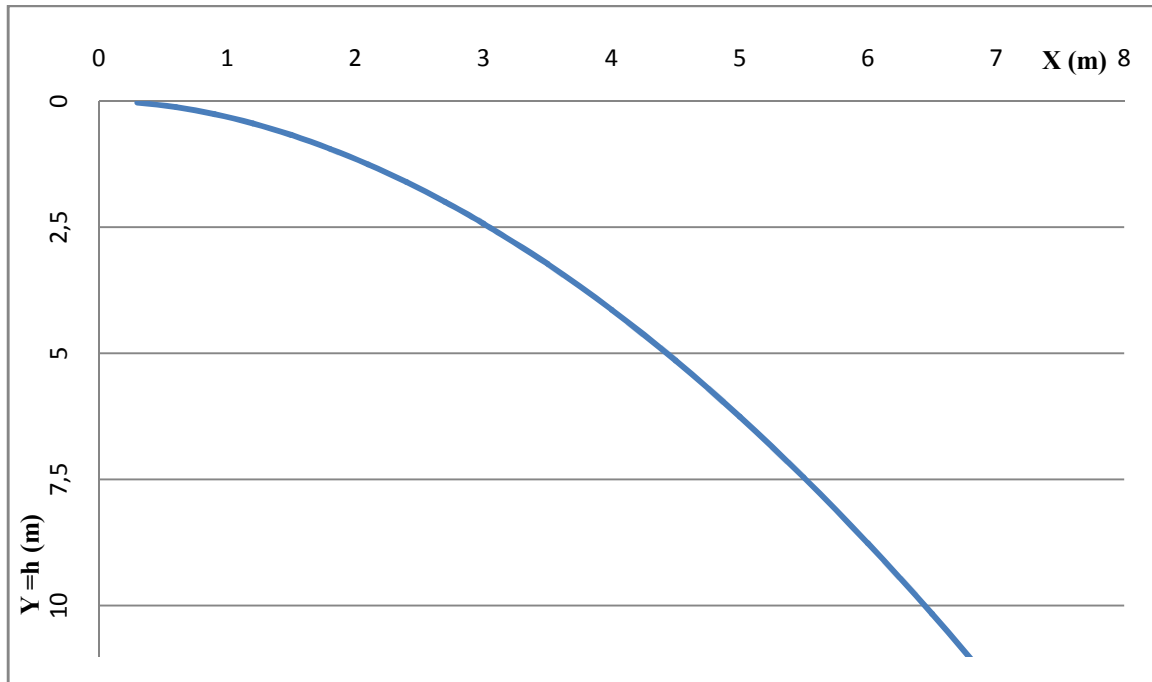


Figure VI.1 : profile du déversoir

VI.3.3.3 -Chenal d'écoulement

Le chenal suit directement au déversoir, il est en général de section rectangulaire, comme dans notre cas. avec une faible pente (inférieure à la pente critique) pour que le régime y soit fluvial, ayant une *longueur* $L_{ch} = 10 \text{ m}$ (conditions topographiques).

Pour vérifier les conditions d'écoulement, on calculera la profondeur critique " y_c " et la pente critique.

Calcul de la profondeur critique

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2 g}} \quad (\text{VI.4})$$

Où : h_{cr} : profondeur critique (m) ;

Q : débit laminé (m^3/s) ;

b : largeur du déversoir, $b = 12 \text{ m}$.

D'où : $h_{cr} = 1,4 \text{ m}$

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

$$V_{cr} = \frac{Q}{S} \quad (\text{VI.5})$$

Avec : S : section de chenal, $S = 16,8 \text{ m}^2$

D'où : $V_{cr} = 3,70 \text{ m/s}$

Calcul de la Pente critique

D'après la formule de Manning Strickler (VI.6), on peut écrire :

$$I_{cr} = \left[\frac{Q (1 + 2h_c)^{1/3}}{K (b h_c)^{5/3}} \right]^2 \quad (\text{VI.6})$$

Où : K : coefficient de Manning –Strickler ($K = 71$) Pour une section rectangulaire.

D'où : $I_{cr} = 0,22 \%$

$I_{cr} = 0,22 \% > 0,2 \%$, donc la condition est vérifiée.

VI.3.3.4 -Calcul du convergeant

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 (12 m), 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 :

$$L = 2,5 (l_1 - l_2) \quad (\text{VI.7})$$

Où : l_1 : est la largeur au plafond du bief amont $l_1 = 12 \text{ m}$

l_2 : est la largeur au plafond de la section de contrôle $l_2 = 6 \text{ m}$

Soit : $L = 15 \text{ m}$.

VI.3.3.5 -Calcul du coursier

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

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

1) *Largeur du coursier*

Elle est donnée par la formule suivante :

$$b = Q^{0.4}$$

D'où : $b = 6 \text{ m}$

2) *Profondeur critique*

On calcul la profondeur critique par la formule :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (\text{VI.8})$$

Où : q : débit unitaire, $q = 10,37 \text{ m}^3/\text{s/ml}$.

D'où : $h_{cr} = 2,2 \text{ m}$.

3) *Pente critique*

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

$$Q = S_{cr} \sqrt{R I} \quad (\text{VI.9})$$

$$\frac{Q^2 b}{g S_{cr}^3} = 1 \quad (\text{VI.10})$$

Pour une section rectangulaire donné :

$$I_{cr} = \frac{g h_{cr}}{C^2 R_{cr}} \quad (\text{VI.11})$$

Où : I_{cr} : Pente critique ;

S_{cr} : Section critique, $S_{cr} = 13,2 \text{ m}^2$;

R_{cr} : Rayon critique (m) ;

Avec: $R_{cr} = S_{cr}/P_{cr}$ et P_{cr} : Périmètre critique, $P_{cr} = 2h_{cr} + b$; $P_{cr} = 10,4 \text{ m}$

C : Coefficient de Chézy, $C = \frac{1}{n} R^{1/6} (\text{m}^{1/6}/\text{s})$;

n : Coefficient de rugosité, $n = 0,014 (\text{m}^{-1/3}/\text{s})$.

Donc : $R_{cr} = 1,27 \text{ m}$

$C = 74,21 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$

D'où : $I_{cr} = 0,308 \%$

$$I_{\text{coursier}} > I_{cr}$$

4) Calcul de la ligne d'eau

Le calcul de la ligne d'eau dans le coursier est effectué à l'aide du logiciel CANAL21.

Tableau VI.2 : Calcul de la ligne d'eau.

Q (m ³ /s)	Strickler	I (m/m)	h_n (m)	h_{cr} (m)	Longueur
62.20	71	0,18	0,515	2,2209	74.00

Tableau VI.3 : Ligne d'eau à pas d'espace de 7.4 m.

Section	Abscise (m)	H (m)	H_s (m)	Number de Froude
Amont	0.00	2.22	3.33	1.00
01	7.40	1.27	4.66	2.31
02	14.80	1.06	5.91	3.02
03	22.20	0.94	7.08	3.60
04	29.60	0.86	8.17	4.11
05	37.00	0.80	9.18	4.55
06	44.40	0.76	10.11	4.94
07	51.80	0.73	10.95	5.28
08	59.20	0.70	11.72	5.59
09	66.60	0.68	12.42	5.86
Aval	74.00	0.66	13.06	6.10

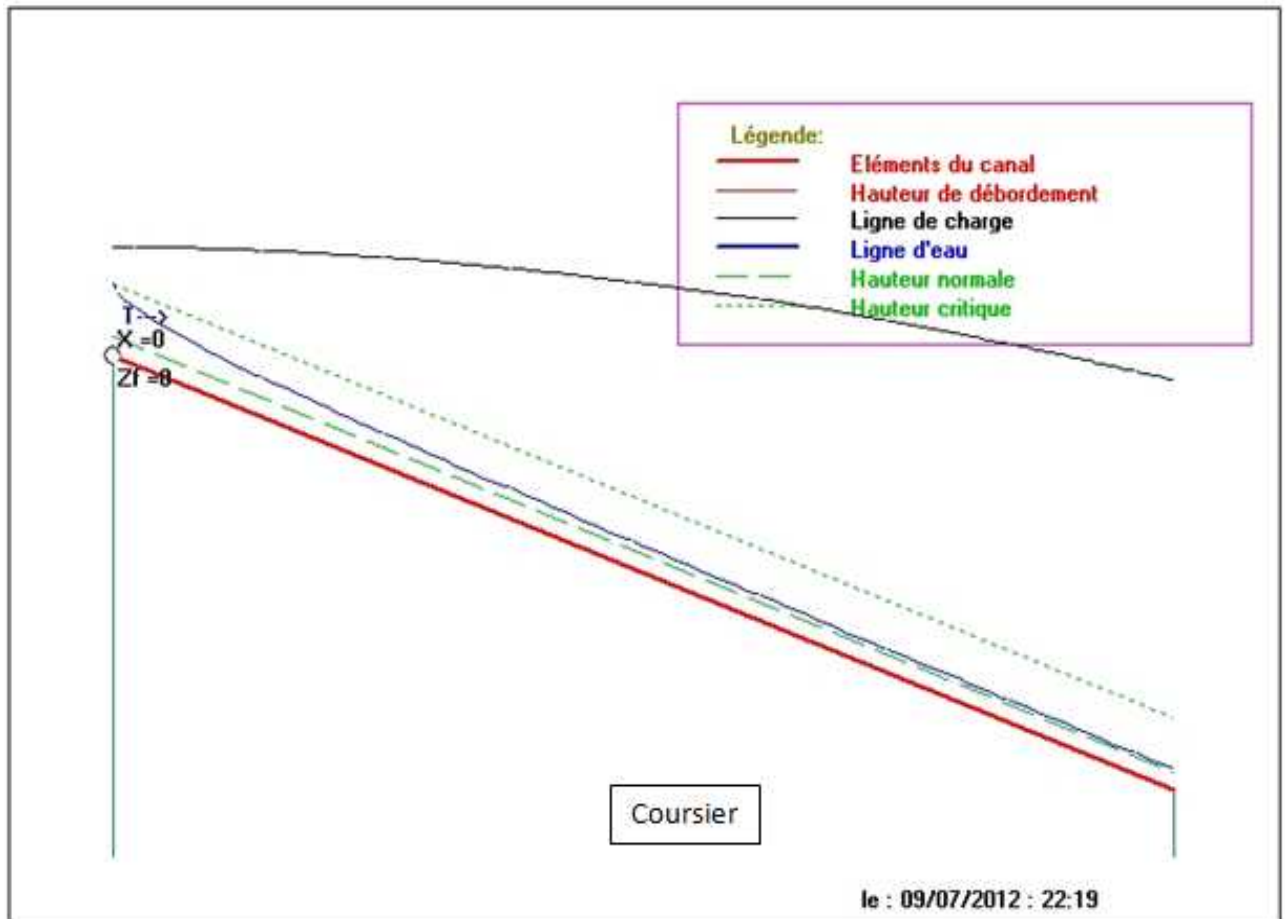


Figure VI.2 : La ligne d'eau dans le coursier

Donc:

- La hauteur d'eau à la fin du coursier: $Y = 0,66\text{m}$
- La vitesse à la fin du coursier : $V = Q/S$

Avec: $Q = 62,20 \text{ m}^3/\text{s}$

D'où: $V = 15,7 \text{ m/s}$

- Nombre de froude Fr

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{gh}} \quad (\text{VI.12})$$

D'où : $Fr = 6,17$

Le schéma de la ligne d'eau est donné dans le plan n°04

IV.3.3.6 - Bassin d'amortissement

Plusieurs types d'organe dissipateurs sont envisageables avec des principes quelques peu différents :

- Les becs déviateurs ou « sauts de SKI »
- Les cuvettes de dissipations submergées.
- Le bassin de type impact.

- Les bassins de chute « ou de plongée ».
- Les bassins à ressaut.

Dans notre cas nous optons pour un bassin à ressaut. Ce sont des bassins où l'on localise le ressaut faisant passer le régime du type torrentiel, au type fluvial, qui correspond aux conditions d'écoulement dans le lit de restitution, c'est le ressaut qui dissipe l'énergie cinétique excédentaire.

Les tests réalisés par (USBR) « U.S Bureau Of Réclamation » montrent que le ressaut dépend directement du nombre de Froude, on a :

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

A l'entrée du bassin on a :

$$V = 15,7 \text{ m/s}$$

$$Fr = 6,17$$

Comme dans notre cas :

$$4,5 < Fr < 9$$

$$V > 15 \text{ m/s}$$

Alors on est appelé à utiliser un bassin de type III.

Caractéristiques du bassin d'amortissement

a) Longueur du bassin

D'après l'abaque Annexe E

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8F^2} - 1) \quad (\text{VI.13})$$

Où : Y_1 : Tirant d'eau à l'amont (fin de coursier), $Y_1 = 0,66 \text{ m}$,

F : Nombre de Froude, $Fr = 6,17$;

d'où : $Y_2 = 5,45 \text{ m}$

La longueur du bassin est donnée par : $L/Y_2 = 4,10$ D'où : $L = 22,24 \text{ m}$

D'où : **$L = 22,5 \text{ m}$**

b) Détermination de la cote de calage du fond du bassin

Pour déterminer cette cote il faut déterminer la hauteur normale au niveau de la sortie au bassin de dissipation (H_s).

$$H_{\text{calage}} = Y_2 - H_s$$

Calcul de H_s

Section rectangulaire

La largeur : $b=12$ m.

La pente : $I = 0.2\%$

Le débit : $Q=62.20$ m³/s.

Le coefficient de Strickler : $K=71$.

A partir de logiciel CANAL21 on calcule H_s : $H_s = 4.002$ m

Donc la côte de calage du radier du bassin est de : $H_{\text{calage}} = 1.45$ m

Autres caractéristiques

- ❖ La hauteur de bloc de chute, $h_1 = y_1 = 0.66$ m ;
- ❖ La largeur d'un bloc de chute, $l_1 = y_1 = 0.66$ m ;
- ❖ Espacement entre deux blocs de chute, $e_1 = y_1 = 0.66$ m ;
- ❖ Hauteur du seuil denté : $h_2 = 0,2$ $Y_2 = 1.09$ m ;
- ❖ La largeur d'une dent : $l_2 = 0,15$ $Y_2 = 0,82$ m ;
- ❖ Espacement entre deux dents : $e_2 = 0,15$ $Y_2 = 0.82$ m ;
- ❖ La côte du fond du bassin est : 1038.9 m NGA.

IV.3.3.7 – Canal de fuite

Le canal de fuite fait suite directement au bassin de dissipation, il sert à conduire l'eau évacuée jusqu'au cours d'eau. Le canal de fuite est de section trapézoïdale de largeur $b=12$ m. et de pente $i=0.002$.

Hauteur critique

La hauteur critique est calculée à l'aide du logiciel « CANAL21 »

Les données de départ :

Fruit des talus, $m=1$;

Largeur du canal, $b=12$ m ;

Débit de calcul, $Q=62.20$ m³/s ;

D'où : $H_{cr}=1.4$ m

Pente critique

$$I_{cr} = \frac{Q^2}{S_{cr}^2 C_{cr}^2 R_{cr}^2} \quad (VI.14)$$

Où : S_{cr} : Section critique (m²) ;

P_{cr} : Périmètre critique (m) ;

R_{cr} : Rayon critique (m).

C_{cr} : Coefficient de CHEZY

Donc :

$$S_{cr} = n h_{cr}^2 + b h_{cr} = 18,76 \text{ m}^2 ;$$

$$P_{cr} = b + 2h_{cr}\sqrt{1+m^2} = 15,96 \text{ m} ;$$

$$R_{cr} = \frac{S_{cr}}{P_{cr}} = 1,17 \text{ m} ;$$

$$C_{cr} = \frac{1}{n} R_{cr}^{1/6} = 45,57 \text{ (n : rugosité d'enrochement).}$$

D'où : $I_{cr} = 0,387\%$

$I_{cr} > 0,2$ Le régime est nettement fluvial dans le canal de fuite.

Profondeur normale

$$Q = SC\sqrt{RI} \quad (\text{VI.15})$$

Pour la hauteur normale, elle est calculée aussi à l'aide du même logiciel "CANAL21".

Données de départ

Largeur du canal, $b=12\text{m}$;

Fruit des talus, $m=1$;

Débit de calcul, $Q= 62,20 \text{ m}^3/\text{s}$;

Pente du radier, $i= 0,002$.

La profondeur normale est donc de: $h_n=1,46\text{m}$.

Vitesse d'écoulement dans le canal de fuite

$$V = \frac{Q}{S} = C\sqrt{RI}$$

Avec : Q : Débit de calcul ;

m : Fruit des talus ;

b : Largeur du canal ;

D'où : $V=3,55 \text{ m/s}$

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

VI.3.4 - Conception de l'évacuateur de crues

VI.3.4.1 - Hauteurs des murs bajoyers

a. Canal d'approche et chenal d'écoulement

$$H_0 = H_e + R$$

Où : $H_{dév}$: la lame de déversoir ($H_{dév}=1,62\text{m}$) ;

R : la revanche du barrage avec la hauteur de sécurité ($R= 0,7\text{m}$)

D'où : $H_0=2,32\text{m}$

b. Hauteur des murs bajoyer à l'entrée du coursier

La vitesse de l'eau au niveau de la section de contrôle est :

$$V = Q / (b h_{cr}) = 3,70 \text{ m/s}$$

$$\text{La revanche (R) est égale à : } R = 0,60 + 0,05 V \sqrt[3]{h} = 0,82 \text{ m}$$

D'où : la hauteur du mur H_m du chenal sera :

$$H_1 = H_c + R = 2,2 + 0,82 = 3,02 \text{ m}$$

On prend: **$H_1 = 3,02 \text{ m}$**

c) Hauteur des murs à la fin du coursier

$$R = 0,60 + 0,05 V \sqrt[3]{h}$$

Avec : V : La vitesse à la fin du coursier ($v = 15,70 \text{ m/s}$) ;

h : la hauteur d'eau à la fin du coursier ($h = 0,66 \text{ m}$).

$$R = 1,28 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } H_2 = h + R = 0,66 + 1,28 = 1,94 \text{ m}$$

On prendre : **$H_2 = 1,95 \text{ m}$**

d) Hauteur des murs dans le bassin de dissipation

$$R = 0,60 + 0,05 V \sqrt[3]{h}$$

Où : V = 1,90 m/s. (à la sortie du bassin)

H = 5,45 m (hauteur conjuguée)

$$\text{Donc : } R = 0,76 \text{ m}$$

$$H = R + H_c = 6,22 \text{ m}$$

On prend: **$H_2 = 6,22 \text{ m}$**

e) Hauteur des murs bajoyer dans le canal de fuite

$$R = 0,60 + 0,05 V \sqrt[3]{h}$$

Où : V = 3,55 m/s.

$$H = 1,4 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } R = 0,8 \text{ m}$$

$$Et : R + H_0 = 2,20 \text{ m}$$

On prend: **$H_2 = 2,20 \text{ m}$**

VI.4 -- Vidange de fond

Une vidange de fond c'est une ouverture située dans la tranche inférieure d'une retenue, et généralement utilisée pour la vidange de la retenue ou la chasse des dépôts solides, quelquefois peut être utilisée en plus pour les lâcheurs agricoles. C'est un ouvrage essentiel pour un barrage de retenue, il a pour but :

- D'abaisser le niveau de la retenue en cas de nécessité ;

- D'évacuer une partie du débit pendant les crues exceptionnelles ;
- De vider la retenue pour la surveillance, l'entretien du barrage ainsi que ces ouvrages annexes ;
- De lutter contre l'envasement ;
- L'alimentation du cours d'eau aval en cas exceptionnel ;

L'ouvrage de vidange de fond peut être conçu pour fonctionner sous pression ou en écoulement à surface libre ; et comme cet ouvrage est destiné à faire des chasses périodiques afin d'éviter l'envasement rapide de la retenue, il est conseillé de projeter un ouvrage qui fonctionne à surface libre pour éviter les risques de colmatage.

L'entrée de l'ouvrage est assurée par une grille de protection contre l'introduction des débris de grandes dimensions.

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

VI.4.1 - Détermination du diamètre de la vidange de fond

Le volume d'eau évacué contient le volume utile de la retenue, plus le volume entrant dans la retenue pendant la période de vidange.

$$Q_{vf} = \frac{V_u}{T} + Q_0 \quad (\text{VI.16})$$

Où : V_u : volume utile de la retenue, $V_u = 0,143 \text{ Mm}^3$;

T : temps de vidange, estimé à $(15 < T < 21)$ jours ;

Q_0 : débit entrant dans la retenue pendant le vidange, pris égal au débit moyen annuel).

$$Q_0 = A_0/T \text{ (M m}^3\text{)}.$$

D'où : $Q_{vf} = 0,17 \text{ m}^3/\text{s}$

Le type de construction de la vidange de fond est déterminé 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.

La section de la conduite de vidange (S) est donnée par la formule suivante :

$$S = \frac{Q_{vf}}{\mu \sqrt{2gH}} \quad (\text{VI.17})$$

Où : μ : coefficient de débit ;

H : hauteur entre le niveau normal de retenue et l'aval $H = 10$

D'où : $S = 0,015 \text{ m}^2$

Correction de coefficient de débit

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{1 + \sum \xi_i}} \quad (\text{VI.18})$$

Où : μ : Coefficient de débit ;

$\sum \xi_s$: La somme des coefficients des pertes de charges (linéaires et singulières).

➤ Coefficient de résistance singulière

- A l'entrée $\xi_e = 0,5$;
- Vanne de garde $\xi_{vg} = 0,1$;
- Vanne de réglage $\xi_{vr} = 0,1$;
- Sortie $\xi_s = 1$.

D'où : $\sum \xi_s = 1,7$

➤ Coefficient de résistance linéaire

$$\xi_l = \frac{\lambda L}{D} \quad (\text{VI.19})$$

Avec : λ : Coefficient de pertes de charge ;

$$\lambda = \frac{124,6 n^2}{L^{1/3}} \quad (\text{VI.20})$$

Où : n : coefficient de rugosité, $n = 0,013 \text{ m}^{-1/3}$

L : longueur de la conduite ;

D : diamètre de la conduite ($D=200\text{mm}$).

D'où : $\lambda = 3,58 \cdot 10^{-2}$ et $\xi_l = 14,32$

Donc : $\sum \xi = \sum \xi_s + \sum \xi_l = 16,02$

Alors : $\mu = 0,242$

La section de la conduite sera $S = 0,049 \text{ m}^2$.

Le diamètre de la conduite est $D = 252 \text{ mm}$.

Soit un diamètre normalise $D = 300 \text{ mm}$

VI.4.2 - Calcul du temps de vidange

Pour le calcul du temps de vidange nous avons les relations suivantes :

$$\begin{cases} Q = \mu S \sqrt{2 g H} \\ dv = Q dt \end{cases} \quad (\text{VI.21})$$

Où : H : La charge d'eau (m) ;

S : Section de la conduite ;

dv : Le volume d'eau évacué ;

dt : Variation du temps.

Les résultats de calcul sont illustrés dans le tableau VI.6 :

Tableau VI.6 : Calcul du temps de vidange.

Côte (m)	Charge H (m)	Volume de la retenue (m ³)	Débit de vidange m ³ /s	Temps de Vidange (s)
1050.5	11.0	143000	0,176	801150,15
1049.5	10.0	106000	0,168	630952,38
1048.5	9.0	82000	0,159	515723,27
1047.5	8.0	41800	0,151	276821,19
1046.5	7.0	20000	0,141	141843,97

T= 801150,15 s =10 Jours

VI.5 – Prises d'eau

Les prises d'eau comportent tout ouvrage sur les rives d'un réservoir, dans le corps d'un barrage, ou en rivière qui permet de dériver l'eau par conduite, canal ou galerie vers son lieu d'utilisation.

Le diamètre de la conduite de prise d'eau est en fonction de la demande en aval (consommation maximale en aval), de temps de prise et de la charge d'eau minimale.

La consommation maximale est en mois de juin : $V = 0,015 \text{ Mm}^3$

Donc : $Q = V/T = 0,06 \text{ m}^3/\text{s}$

$$Q = \mu S \sqrt{2gH} \quad (\text{VI.22})$$

Avec :

μ : coefficient de débit $\mu = 0,3$.

S : section de la conduite en m².

H : charge d'eau minimale $H = 7,5\text{m}$.

On trouve une section de $0,016 \text{ m}^2$

Donc : $D = 200\text{mm}$

Correction de la valeur de coefficient μ

On utilisant la formule VI.18 et On suppose que les pertes de charge singulières sont égales à 15% des pertes de charges linéaires. Avec $\lambda = 0,04$

On trouve que $\mu = 0,227$

Donc : $D = 250 \text{ mm}$

La prise d'eau aura un diamètre de 250 mm, elle est installée à la côte 1047,5 m NGA, afin d'éviter leur bouchage par la vase.

VI.6 - Dérivation provisoire

Le principe de la dérivation provisoire est d'utiliser la galerie en rive gauche qui contient les futures conduites de vidange de fond et de prise d'eau, en aménageant un puits provisoire au niveau des prises d'eau amont.

Critères à respecter et objectif

- Utiliser la future conduite de vidange ;
- Permettre d'évacuer la crue décennale moyenne de 20 m³/s, avec une hauteur de plan d'eau située à 1046 m NGA.

Pour un puits de section S en fond de vallée (côte 1039,5 NGA), le débit (sans perte de charge) est donné par : [source : Les barrages, conception et maintenance]

$$Q = \mu S \sqrt{2gH} \quad (\text{VI.23})$$

Avec :

$$H_{\max} = 1046 - 1039,5 = 6,5 \text{ m ;}$$

$$\mu = 0,98 \text{ (dépend du type de paroi) ;}$$

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2.$$

On a donc:

$$S = \frac{Q}{\mu \sqrt{2gH}} \quad (\text{VI.24})$$

$$\text{D'où: } S = 1,81 \text{ m}^2$$

Connaissant les sections existantes des ouvrages de vidange ($A = 0,049 \text{ m}^2$) et de la prise d'eau ($A = 0,071 \text{ m}^2$), plusieurs solutions sont envisageables :

- Augmenter le diamètre de la conduite de vidange pour faire passer la dérivation dedans.
 - **Avantage** : utilisation de la même conduite.
 - **Inconvénient** : vidange surdimensionnée par rapport à son usage normal.
- Utiliser un puits secondaire en plus de celui de la vidange, et évacuer directement la crue de chantier dans la galerie.

Taille du puits additionnel : $S = 1,81 - (0,071 + 0,049) = 1,68 \text{ m}^2$. Une section rectangulaire de 1,3x1,25 m pourrait convenir.

- **Avantage** : pas d'impact sur le dimensionnement de la conduite de vidange, seul un puits additionnel sera condamné à la fin des travaux.
- **Inconvénient** : partie amont de la galerie toujours en eau, problèmes possible d'interaction avec les tuyaux de vidange et débit réservé déjà en place.

On choisit donc cette deuxième solution, avec un puits de 1,3x1,25 m qui sera obturé à la fin des travaux.

Les coupes types de la vidange de fond, la prise d'eau et la dérivation provisoire sont présentés dans le plan n°5.

Chapitre VII

Organisation de chantier

Introduction:

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

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

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

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.

VII. 1 Travaux préparatoires:

- Installation du chantier, parc à matériel, dépôts pour les matériaux de construction, base de vie pour les ouvriers.
- Mise en place des pistes et accès au site.
- Implantation des axes (digue, ouvrage annexes)
- Préparation des zones d'emprunts.
- Préparation de la fondation de la réalisation de la digue
- Déboisement de la cuvette, décapage de la couche végétale du site du barrage

VII. 2 Réalisation de la vidange de fond et la prise d'eau:

La vidange de fond est une conduite en acier enrobée de béton, de diamètre 300mm, munie de redans anti renards, prise d'eau est une conduite en acier de diamètre 250 mm.

Nous avons opté pour la solution de dérivation dans une galerie creusée dans le fond de l'oued. Ceci peut paraître démesuré comme ouvrage pour une dérivation d'un oued dont le débit pendant les périodes d'étiage est quasi nul. Mais cette galerie est réutilisable, dans laquelle sont logées les conduites de vidange de fond et de prise d'eau.

Cette galerie sera réalisée à l'aide d'une pelle et bétonné à l'avancement.

VII. 3 Réalisation de l'évacuateur de crue:

Etapas de réalisation:

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

VII. 4 Réalisation du corps de la digue :

Les matériaux seront mis en place en couches de 30cm pour les argiles. Le compactage sera contrôlé à chaque couche en contrôlant les disques des compacteurs mais également en faisant des essais. Des tests de teneur en eau seront effectués chaque jour. On essayera dans la mesure du possible de rester dans la fourchette autour de l'optimum Proctor, grâce à l'arrosage des matériaux.

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

VII. 5 Recommandation pour l'exécution de la digue:

La digue doit être compacte en plusieurs couches avec soins afin d'assurer des couches homogènes et continues.

La mise en place de la terre argileuse comprend les opérations suivantes :

- Le nivellement, le déchargement, l'épandage, l'humectage jusqu'à la teneur en eau optimale et le compactage successives.
- Le compactage doit être effectué par couches dont l'épaisseur varie entre 15 à 20 cm sous l'action de compacteur pneumatique ou bien mixte.
- Avec la baisse de l'humidité naturelle pendant la saison d'été, il faut augmenter la quantité d'eau pour l'humidification par arrosage du remblai.
- Aussi durant la construction, il faut veiller à un bon ancrage de la partie inférieure de la digue dans le substratum pour éviter les risques d'infiltration.

VII. 6 Contrôle de compactage:

Le contrôle consistera à s'assurer que les caractéristiques des matériaux sont respectés conformément aux essais préliminaires notamment de maintenir la teneur en eau optimale, la densité sèche optimale, type d'engin à utiliser nombre de passes de rouleaux ...etc.

Il portera sur les points suivants:

- Contrôle de l'homogénéité en teneur en eau des matériaux répandu avant le compactage.
- Contrôle de la vitesse et du nombre de passage au rouleau compacteur.
- Mesure et contrôle de la densité sèche après compactage.

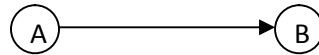
VII. 7 Planification :

C'est une méthode dont dispose le cadre pour rendre son travail efficace, 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.

La technique de planification utilisée dans notre projet est la méthode basée sur le 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 a ainsi utilisée le réseau à nœuds, l'opération est représentée par des nœuds et la succession des opérations par des flèches.



Ce réseau indique que l'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.

VII.7.1 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 :

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{cc} = D.T.P \end{cases}$$

VII.7.2 Symboles des différentes opérations

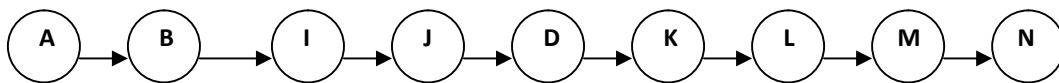
Ces symboles sont consignés dans le tableau (VII.1) suivant

Tableau VII.1 : symboles et durée des opérations.

Tâches	Code	Durée (jours)
Installation de chantier	A	15
Galerie de dérivation (excavation et bétonnage)	B	20
Réalisation de la vidange et de la prise d'eau	D	8
Execution du bassin d'amortissement	E	10
Excavations, fouilles pour l'évacuateur de crue	F	20
Coffrage, ferrailage de l'évacuateur de crue	G	20
Bétonnage de l'évacuateur de crue	H	15
Excavation du tranche de la clé d'encrage	I	10
Remblais de la clé d'encrage	J	10
Remblais du barrage, et prisme de drainage	K	30
Revêtement sur les talus (amont, aval)	L	20
Equipements hydromécaniques	M	10
Travaux de finitions	N	20

VII.7.3 Détermination du chemin critique :

Le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0) est donné par le chemin suivant:



$$DTR = \sum TR = 15 + 20 + 10 + 10 + 8 + 30 + 20 + 10 + 20 = 143 \text{ jours.}$$

Le délai de construction de la retenue collinaire sur oued Kheng bou-Abdellah en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent (sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement) est estimé par 5mois au maximum, pendant la période de préparation, on installe et on organise le chantier.

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

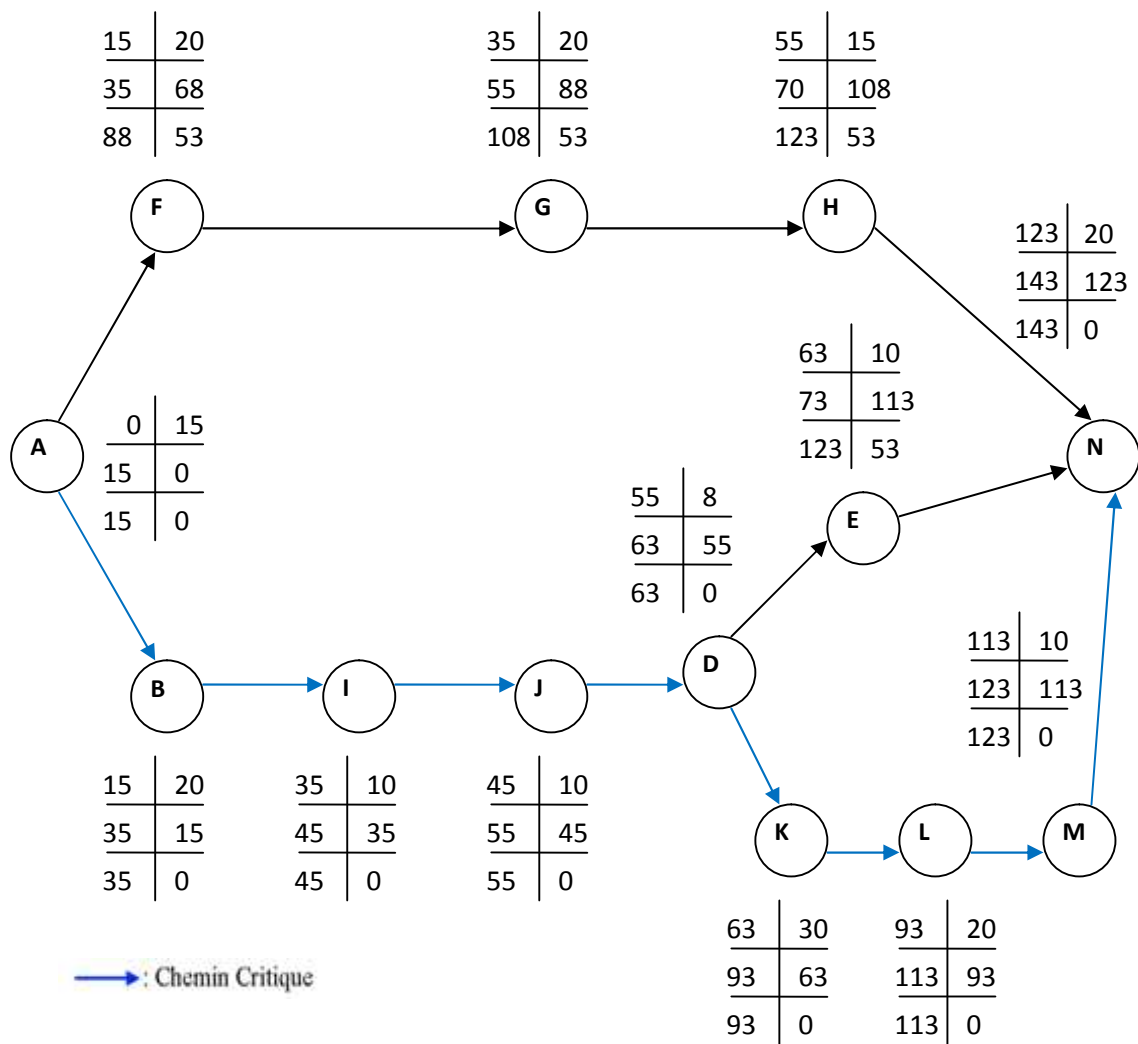


Figure VII.1 : Réseau à nœud

Le diagramme de Gante est donné dans les annexes (annexe D).

VII.7.4 Evaluation du prix de notre ouvrage

En prenant les prix unitaires utilisés auparavant (§ IV.4.2), le coût de réalisation de l'ouvrage sera de l'ordre de **41,64 10⁶ D.A**

Conclusion

L'organisation du chantier est d'une importance primordiale dans la réalisation et l'achèvement dans les délais de tous les projets. Une bonne organisation est tributaire de la planification du chantier par une bonne définition du réseau par différentes méthodes. La recherche du chemin critique est très importante pour mieux justifier la décomposition du projet. Dans tous les cas, l'entrepreneur a un rôle essentiel à jouer dans ce sens.

Finalement on peut dire que les imprévus qui influent considérablement sur l'organisation d'un chantier et surtout les tâches critiques, perturbent d'une certaine manière l'avancement des travaux, obligeant des révisions et des renforcements. Tout ceci est normalement pris en charge lors de l'étude de l'organisation d'un chantier.

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 la retenue collinaire sur oued Kheng bou-Abdellah (Wilaya de M'sila).

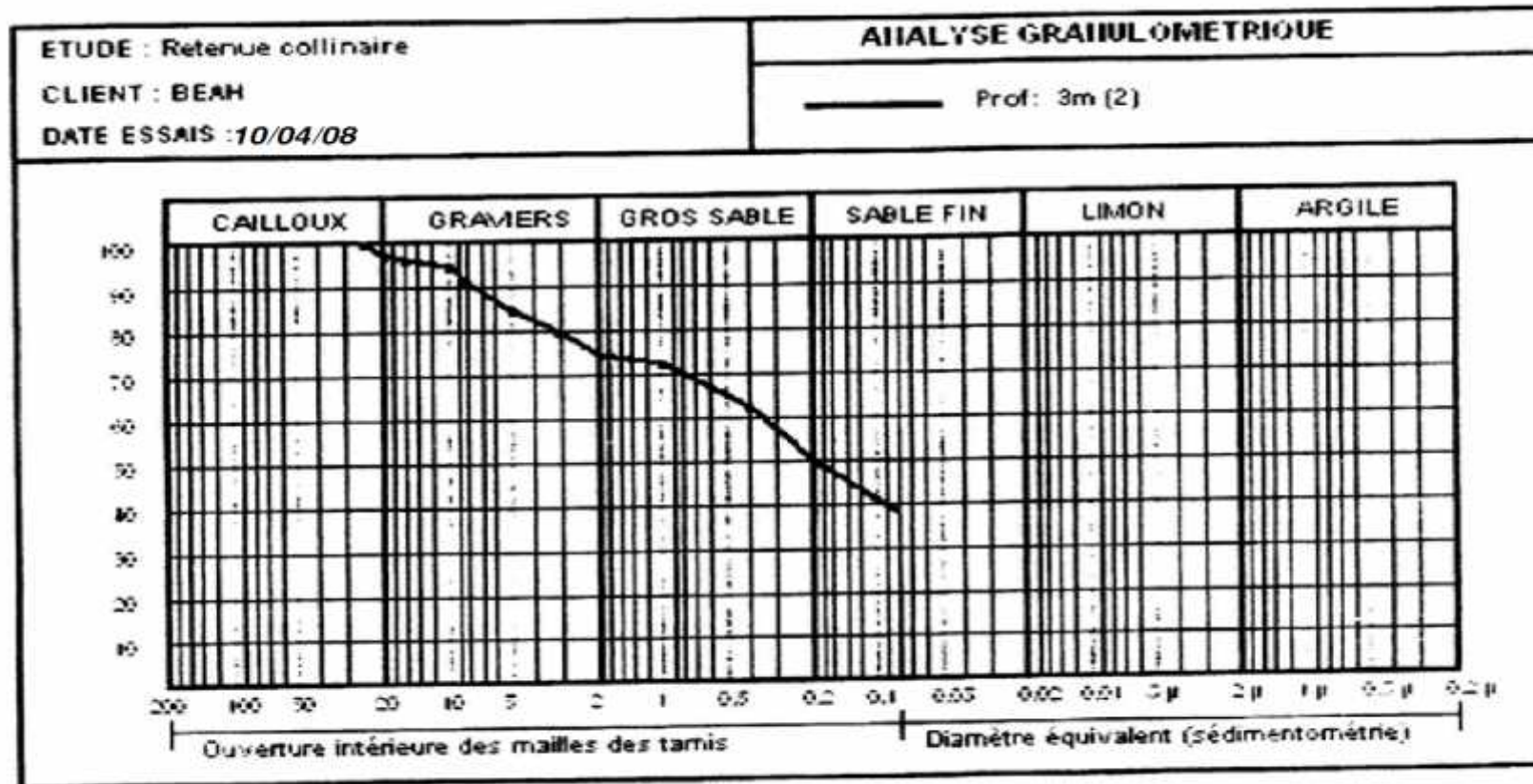
- ✓ La construction du barrage est réalisable et n'implique aucune difficulté technique particulière. De plus, le choix d'un barrage à noyau d'argile permet l'utilisation des matériaux disponibles in situ.
- ✓ L'évacuateur de crue est de type latéral à entonnement frontale sur la rive gauche.
- ✓ Le prélèvement des eaux s'effectue à un seul niveau de prise à une cote élevée par rapport à celle du volume mort.
- ✓ La vidange de fond est assurée par une conduite en acier située dans la galerie qui antérieurement a servi de la dérivation provisoire.

Références bibliographiques

- [1] **B.TOUAIBIA** «les retenues-régularisation des débits», ENSH 2001. P 6, 12, 18, 20
- [2] **B.TOUAIBIA** «Manuel pratique de l'hydrologie», ENSH. Blida 2004. P 4 ,5 ,6 ,11.
- [3] **J.SCHLEISS et H.POUGATSCH** «Les Barrages du projet à la mise en service»,
Lausanne mai 2011. P 381.
- [4] **CIGB** «Barrages en remblai, filtres et drains granulaires», Bulletin n°95 Paris.1994.P9
- [5] **CIGB** « Barrages en remblai, protection du talus amont», Bulletin n°91 Paris.1993. P5
- [6] **CIGB** «Choix de la crue de projet, Bulletin n°82», Paris 1992. P 32.
- [7] **CIGB** «Glossaire de termes relatifs aux barrages», Bulletin n°31A, Paris 1982. P 20
- [8] **FAO** «Crues et apports», Rome 1996. P 30.
- [9] **J.P. LABORDE** «Eléments d'hydrologie de surface», Nice 2000. P 44.
- [10] **M. GUERINET** «Projet de Barrage», ENPC 2010.P 54.
- [11] **P.LE DELLIOU** « Les Barrages : conception et maintenance», Lyon 2004. P 193.
- [12] **P.NOVAK** «Hydraulic structures», Londer 2005. P 61.

Annexe A

Courbe granulométrique



Annexe B.1 : Précipitations mensuelles de la station d'Ain el Melh (052003).

Code	Station	X (Km)	Y (Km)	Z(m)									
052003	Ain el Melh	634,05	173,05	956									
sept	oct	nov	déc	janv	fév	mars	avril	mai	juin	juill	aout	Moy annuel	Pmax,j
18,80	7,30	6,50	140,60	49,60	26,60	25,80	0,00	20,90	37,80	5,30	0,00	339,20	12,60
0,00	16,90	14,90	52,80	64,80	31,90	18,00	20,70	7,80	0,00	0,00	8,10	235,90	11,50
0,00	35,00	7,80	23,50	8,40	3,00	36,50	2,90	0,00	2,60	0,00	0,00	119,70	12,00
0,00	28,70	8,30	8,40	2,60	45,70	4,30	44,10	8,50	0,00	2,90	31,90	185,40	11,20
56,90	14,40	30,50	58,90	11,00	59,80	11,20	25,00	4,00	0,00	2,60	18,20	292,50	19,90
0,00	0,00	18,00	17,40	30,70	16,60	36,50	47,60	0,00	3,10	0,00	0,00	169,90	20,00
56,50	67,60	36,60	30,50	50,70	4,70	67,80	90,90	41,50	2,80	14,90	5,80	470,30	29,00
2,00	48,50	3,00	38,20	51,40	4,30	33,30	59,30	42,20	11,00	12,10	0,00	305,30	34,50
13,50	38,50	70,00	56,80	83,40	34,00	39,80	51,40	49,40	45,50	2,50	1,20	486,00	33,60
31,70	44,60	27,90	47,70	19,80	29,50	54,50	34,30	1,30	68,00	0,00	2,80	362,10	49,20
44,30	0,00	13,90	47,90	1,80	43,50	90,10	60,90	15,60	30,70	3,50	0,30	352,50	46,00
29,10	52,00	17,90	4,90	9,60	51,90	21,10	11,40	46,40	3,80	19,40	2,40	269,90	18,90
37,00	13,20	49,00	41,30	4,30	76,40	39,70	100,00	97,80	50,90	27,20	34,10	570,90	48,70
26,00	29,41	49,20	32,80	185,30	1,70	3,10	31,80	36,70	16,10	0,00	9,40	421,51	21,51
3,30	20,50	63,70	3,50	14,50	13,90	12,80	82,60	27,20	4,50	0,00	10,10	256,60	25,70
2,60	52,90	9,10	11,30	67,70	27,40	42,30	85,30	18,60	57,30	1,60	2,00	378,10	37,30
51,30	38,80	16,90	5,40	18,90	16,70	54,70	50,60	47,90	6,40	1,00	0,00	308,60	26,90
24,70	3,00	74,30	85,90	3,90	66,80	33,80	32,20	25,50	12,40	2,00	11,30	375,80	23,20
22,30	35,60	1,50	33,50	43,40	38,50	63,40	74,10	88,40	15,00	1,40	1,50	418,60	47,20
78,80	49,20	93,40	29,70	0,00	64,60	17,60	51,40	19,70	10,70	1,60	37,80	454,50	48,00
0,00	12,20	16,10	9,00	54,30	58,10	24,60	35,90	26,80	6,50	5,50	8,60	257,60	30,60
1,50	29,41	32,84	44,06	21,90	77,90	29,60	68,50	3,30	0,00	0,00	7,60	316,61	31,61
88,20	57,60	56,50	70,40	35,20	27,70	109,90	11,70	23,50	31,10	6,00	2,20	520,00	47,40
22,10	42,30	50,10	59,30	64,00	63,60	5,40	28,20	42,80	6,30	22,40	4,50	411,00	24,90
10,10	35,10	75,00	109,50	21,20	19,20	27,10	40,40	46,00	29,50	0,00	0,00	413,10	46,50
13,00	9,80	36,20	69,70	8,20	31,70	20,20	110,20	4,50	55,20	9,20	20,30	388,20	52,00
33,20	16,30	26,10	35,60	71,30	0,00	29,10	66,10	99,60	4,60	7,60	7,00	396,50	27,40
12,50	8,00	65,80	91,50	6,60	45,70	93,90	28,30	21,90	7,20	0,60	7,82	389,82	39,82
29,70	134,30	19,70	19,30	47,30	33,10	35,70	37,70	72,80	22,00	45,00	0,30	496,90	43,00
46,90	11,40	49,40	51,00	9,30	29,10	27,30	12,90	35,20	10,40	3,60	1,00	287,50	30,00
29,30	7,90	61,60	49,60	27,50	40,00	20,30	9,00	0,00	0,00	0,00	7,00	252,20	24,00
96,20	82,70	7,80	15,10	21,40	17,70	51,90	21,20	4,60	19,00	0,00	2,40	340,00	42,00
86,30	14,90	13,40	48,00	90,80	48,00	37,70	50,50	93,10	15,30	16,70	18,60	533,30	55,00
11,60	5,00	26,60	38,10	53,40	6,00	5,20	38,90	19,10	27,00	6,10	10,00	247,00	41,00
60,20	41,70	66,00	24,70	18,60	24,20	11,30	40,60	50,00	5,50	0,00	6,80	349,60	34,60
34,60	9,20	17,20	16,00	63,80	10,90	26,20	10,90	6,20	6,00	0,00	7,40	208,40	18,40
48,90	33,50	50,70	76,10	1,50	0,60	20,20	15,40	95,20	1,20	1,00	10,90	355,20	58,60
21,90	23,10	13,00	47,20	53,90	13,20	5,30	15,40	6,30	1,10	6,40	6,40	213,20	12,00
64,40	13,50	31,60	13,30	9,10	13,50	28,30	13,80	3,80	9,90	9,60	11,20	222,00	14,00
25,30	19,20	108,40	34,40	126,70	29,50	14,30	72,30	41,70	32,80	2,40	18,80	525,80	44,70
14,10	92,30	19,70	84,10	22,10	31,50	42,70	86,50	92,90	28,50	0,00	40,80	555,20	46,90

Annexe B.2 : Test de Wilcoxon

Tableau III.9 : Classification des sous-séries

Années	X	Y	Rang (i)	Serie classée	Appartenance	Rang des Xi
1967	339,2		1	119,7	X	1
1968	235,9		2	169,9	X	2
1969	119,7		3	185,4	X	3
1970	185,4		4	208,4	Y	
1971	292,5		5	213,2	Y	
1972	169,9		6	222	Y	
1973	470,3		7	235,9	X	7
1974	305,3		8	247	Y	
1975	486		9	252,2	Y	
1976	362,1		10	256,6	X	10
1977	352,5		11	257,6	X	11
1978	269,9		12	269,9	X	12
1979	570,9		13	287,5	Y	
1980	421,51		14	292,5	X	14
1981	256,6		15	305,3	X	15
1982	378,1		16	308,6	X	16
1983	308,6		17	316,61	Y	
1984	375,8		18	339,2	X	18
1985	418,6		19	340	Y	
1986	454,5		20	349,6	Y	
1987	257,6		21	352,5	X	21
1988		316,61	22	355,2	Y	
1989		520	23	362,1	X	23
1990		411	24	375,8	X	24
1991		413,1	25	378,1	X	25
1992		388,2	26	388,2	Y	
1993		396,5	27	389,82	Y	
1994		389,82	28	396,5	Y	
1995		496,9	29	411	Y	
1996		287,5	30	413,1	Y	
1997		252,2	31	418,6	X	31
1998		340	32	421,51	X	32
1999		533,3	33	454,5	X	33
2000		247	34	470,3	X	34
2001		349,6	35	486	X	35
2002		208,4	36	496,9	Y	
2003		355,2	37	520	Y	
2004		213,2	38	525,8	Y	
2005		222	39	533,3	Y	
2006		525,8	40	555,2	Y	
2007		555,2	41	570,9	X	41

Annexe B.3: Les graphes de l'ajustement

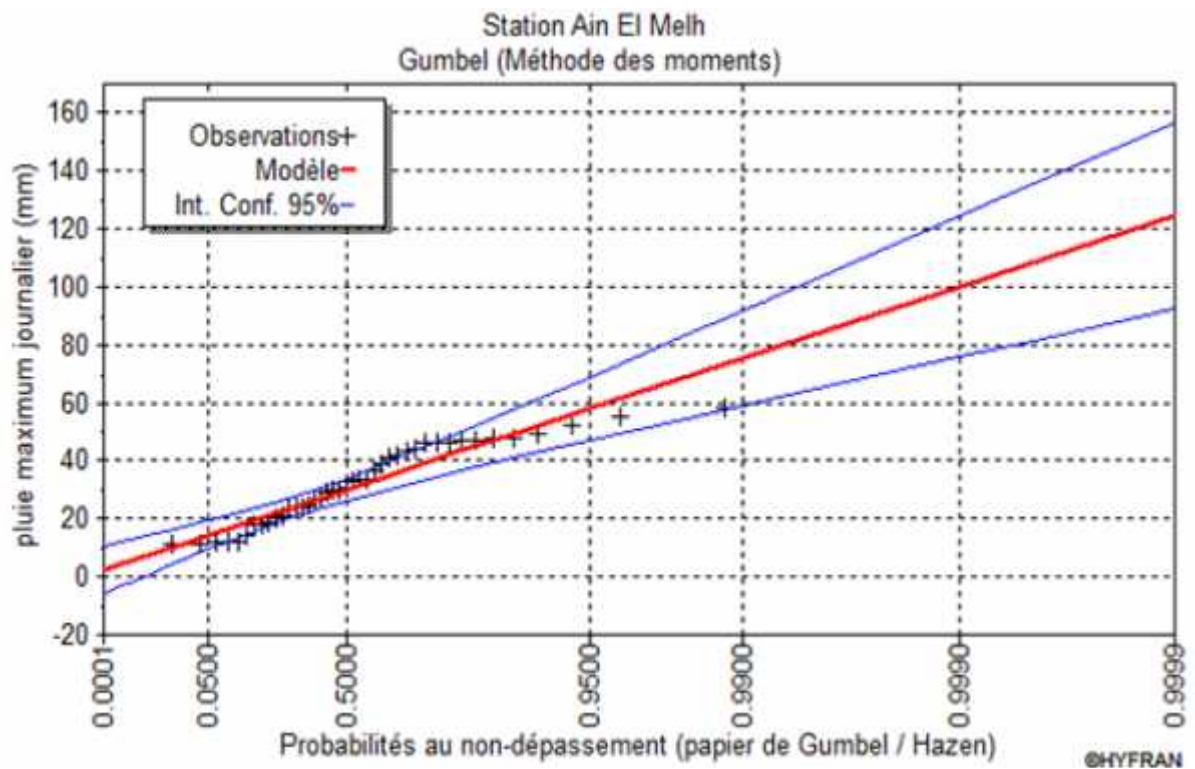


Figure III.6 : ajustement des pluies à la loi de Gumbel

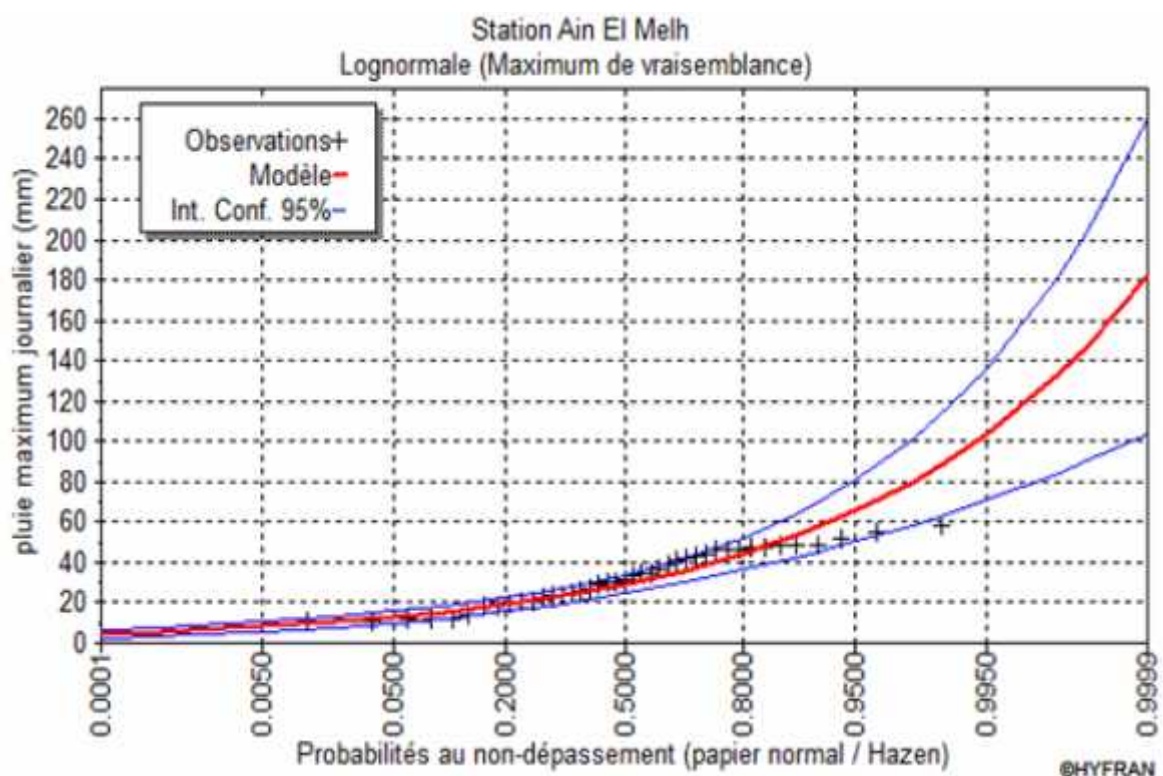


Figure III.7 : ajustement des pluies à la loi LogNormale

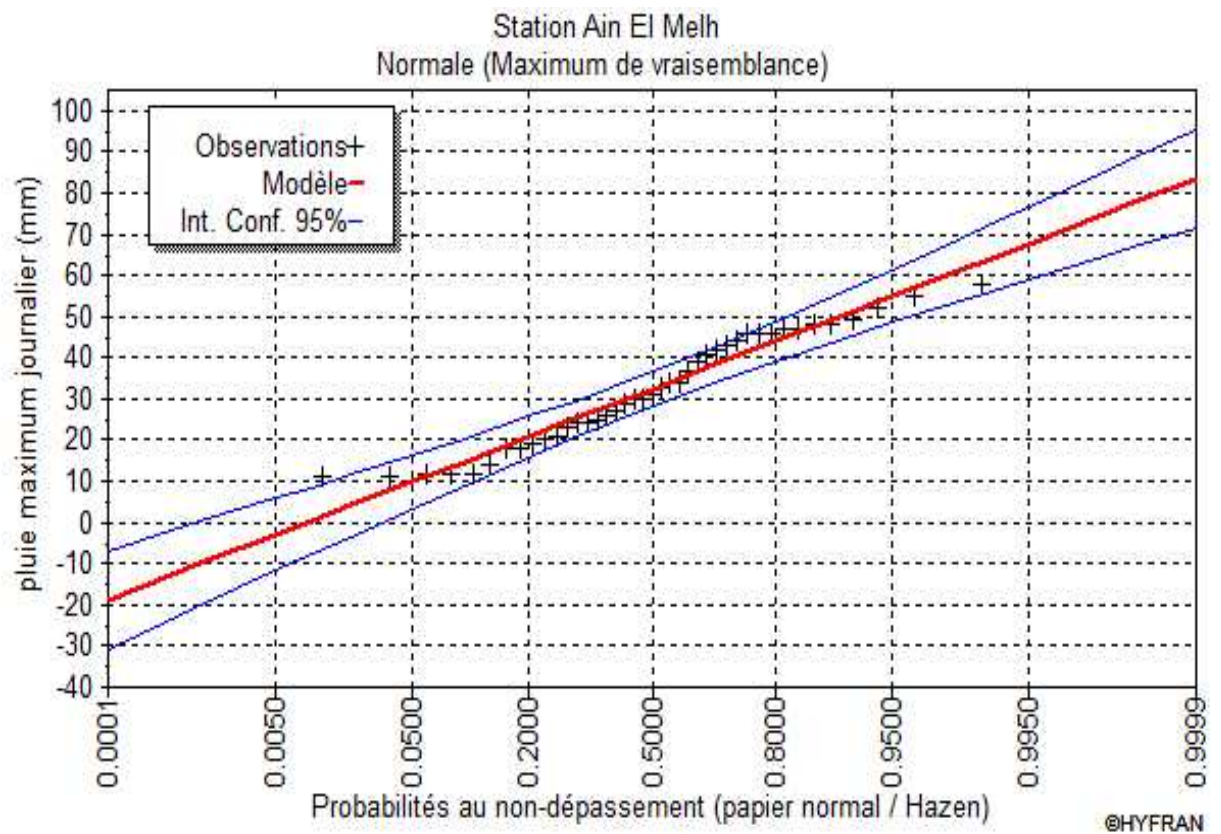


Figure III.8 : ajustement des pluies à la loi Normale

Annexe B.4: Les tableaux de régularisation

Tableau III.21 : surface et volume en fonction de l'altitude.

No	COTE	HAUTEUR	SURFACE	SURFACE Mo	CAPACITE	CAPACITE (T)
	m	m	m ²	m ²	m ³	m ³
1	1 041,50	0,00	100,00	0,00	0,00	0,00
2	1 043,00	1,50	200,00	150,00	225,00	225,00
3	1 044,00	1,00	550,40	375,20	375,20	600,20
4	1 045,00	1,00	2 801,60	1 676,00	1 676,00	2 276,20
5	1 046,00	1,00	6 311,50	4 556,55	4 556,55	6 832,75
6	1 047,00	1,00	16 179,00	11 245,25	11 245,25	18 078,00
7	1 048,00	1,00	25 504,90	20 841,95	20 841,95	38 919,95
8	1 049,00	1,00	42 090,13	33 797,52	33 797,52	72 717,47
9	1 049,50	0,50	54 675,70	48 382,92	24 191,46	96 908,92
10	1 050,00	0,50	62 690,50	58 683,10	29 341,55	126 250,47
11	1 051,00	1,00	86 930,70	74 810,60	74 810,60	201 061,07
12	1 052,00	1,00	119 044,10	102 987,40	102 987,40	304 048,47
13	1 053,00	1,00	158 615,00	138 829,55	138 829,55	442 878,02
14	1 054,00	1,00	208 734,00	183 674,50	183 674,50	626 552,52
15	1 055,00	1,00	276 129,00	242 431,50	242 431,50	868 984,02
16	1 056,00	1,00	337 165,00	306 647,00	306 647,00	1 175 631,02

Tableau III.23 : Régularisation saisonnière suivant la 1^{ère} consigne.

Mois	W (Mm3)	U (Mm3)	W-U (Mm3)	1ere consigne			2eme consigne		
				Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)	Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)
				0,032			0,032	0,032	
Octobre	0,013	0	0,013	0,045			0,021	0,032	0,011
Novembre	0,014	0	0,014	0,059			0,034	0,034	
Décembre	0,018	0	0,018	0,077			0,048	0,048	
Janvier	0,026	0	0,026	0,103			0,066	0,066	
Février	0,020	0	0,020	0,123			0,092	0,092	
Mars	0,014	0	0,014	0,137			0,112	0,112	
Avril	0,016	0,000368	0,016	0,153	0,141	0,011	0,126	0,126	
Mai	0,026	0,036768	-0,011	0,131			0,141	0,141	
Juin	0,016	0,05148	-0,035	0,095			0,131	0,131	
Juillet	0,004	0,04413	-0,040	0,055			0,095	0,095	
Août	0,001	0,0239	-0,023	0,032			0,055	0,055	
Septembre	0,001	0	0,001	0,033	0,032	-0,001	0,031	0,032	-0,001
Total	0,169	0,158	0,012	0,032		0,010	0,032	0,032	0,010

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

Mois	W (Mm3)	U-P (Mm3)	W-(U-P) (Mm3)	1ere consigne		
				Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)
				0,032		
Octobre	0,013	0,0003	0,0127	0,045		
Novembre	0,014	0,0003	0,0137	0,058		
Décembre	0,018	0,0004	0,0176	0,076		
Janvier	0,026	0,0005	0,0255	0,101		
Février	0,020	0,0007	0,0193	0,121		
Mars	0,014	0,0010	0,0130	0,134		
Avril	0,016	0,0015	0,0145	0,1483	0,1446	0,0036
Mai	0,026	0,0378	-0,0118	0,133		
Juin	0,016	0,0526	-0,0366	0,096		
Juillet	0,004	0,0449	-0,0409	0,055		
Août	0,001	0,0244	-0,0234	0,032		
Septembre	0,001	0,0003	0,0007	0,033		
Total	0,169	0,16	-0,063			0,0036

Tableau III.26 : Les volumes des pertes dans la retenue.

Mois	V _{moy} (Mm ³)	S _{moy} (Km ²)	Es (mm)	V _{ev} (10 ³ m ³)	V _{inf} (Mm ³)	P (Mm ³)
oct	0,03850	0,013	90	0,00019	0,00012	0,00031
Nov	0,05200	0,015	58	0,00026	0,00009	0,00035
Déc	0,06800	0,0161	38	0,00034	0,00006	0,00040
Jan	0,09000	0,0194	33	0,00045	0,00006	0,00051
Fév	0,11300	0,0432	38	0,00057	0,00016	0,00073
Mars	0,13000	0,0496	62	0,00065	0,00031	0,00096
Avr	0,13900	0,0459	89	0,00070	0,00041	0,00110
Mai	0,13576	0,03912	90	0,00068	0,00035	0,00103
Juan	0,11277	0,03801	150	0,00056	0,00057	0,00113
Jui	0,07497	0,0173	207	0,00037	0,00036	0,00073
Août	0,04345	0,0123	193	0,00022	0,00024	0,00045
Sept	0,03250	0,0071	135	0,00016	0,00010	0,00026

Tableau III.27 : Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes).

Mois	W (Mm3)	U-P (Mm3)	W-(U-P) (Mm3)	1ere consigne			2eme consigne		
				Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)	Vrf (Mm3)	Vri (Mm3)	S (Mm3)
				0,032			0,032		
Oct	0,013	0,0003	0,0127	0,045			0,027	0,032	0,005
Nov	0,014	0,0003	0,0137	0,058			0,040		
Déc	0,018	0,0004	0,0176	0,076			0,053		
Jan	0,026	0,0005	0,0255	0,101			0,071		
Fév	0,020	0,0007	0,0193	0,121			0,096		
Mar	0,014	0,0010	0,0130	0,134			0,116		
Avr	0,016	0,0015	0,0144	0,1482	0,1431	0,0051	0,129		
Mai	0,026	0,0376	-0,0115	0,132			0,143		
Juin	0,016	0,0523	-0,0360	0,096			0,132		
Juil	0,004	0,0447	-0,0403	0,055			0,096		
Aoû	0,001	0,0243	-0,0233	0,032			0,055		
Sep	0,001	0,0003	0,0007	0,0327			0,031	0,032	0,0007
Total	0,169	0,16	-0,063			0,0051	0,032	0,032	0,0051

Annexe B.5: Méthode de Kotcherine

Tableau III.28 : calcul de la 1^{ère} étape.

Données		Largeur	Hauteur	Débit	surface	Vitesse
G	9,81	4	0,5	3,069	6	0,512
α	1,1	8	0,75	11,278	14	0,806
2g	19,62	12	1	26,045	24	1,085
	4,429	16	1,25	48,532	36	1,348
Q 1%	120,1	20	1,5	79,747	50	1,595
V _{cr} 1%	151326	24	1,75	120,591	66	1,827
m	0,49	28	2	171,889	84	2,046

Tableau III.29 : calcul de la 2^{ème} étape.

Hauteur m	vitesse m/s	hauteur H ₀ m	Débit m ³ /s						
			b=4	b=8	b=12	b=16	b=20	b=24	b=28
0,500	0,512	0,513	3,193	6,386	9,579	12,772	15,965	19,159	22,352
0,750	0,806	0,783	6,016	12,032	18,048	24,064	30,080	36,096	42,112
1,000	1,085	1,060	9,475	18,950	28,425	37,900	47,375	56,850	66,325
1,250	1,348	1,343	13,506	27,013	40,519	54,026	67,532	81,039	94,545
1,500	1,595	1,630	18,061	36,123	54,184	72,245	90,306	108,368	126,429
1,750	1,827	1,920	23,100	46,200	69,300	92,399	115,499	138,599	161,699
2,000	2,046	2,213	28,589	57,178	85,768	114,357	142,946	171,535	200,124

Tableau III.30 : calcul de la 3^{ème} étape.

H (m)	V _{ch} (m ³)	q _{lam} (m ³ /s)	Débit (m ³ /s)						
			b=4	b=8	b=12	b=16	b=20	b=24	b=28
0,5	49000	81,211	3,193	6,386	9,579	12,772	15,965	19,159	22,352
0,75	54588	76,776	6,016	12,032	18,048	24,064	30,080	36,096	42,112
1	60263	72,272	9,475	18,950	28,425	37,900	47,375	56,850	66,325
1,25	65767	67,904	13,506	27,013	40,519	54,026	67,532	81,039	94,545
1,5	71111	63,663	18,061	36,123	54,184	72,245	90,306	108,368	126,429
1,75	75999	59,783	23,100	46,200	69,300	92,399	115,499	138,599	161,699
2	80200	56,449	28,589	57,178	85,768	114,357	142,946	171,535	200,124

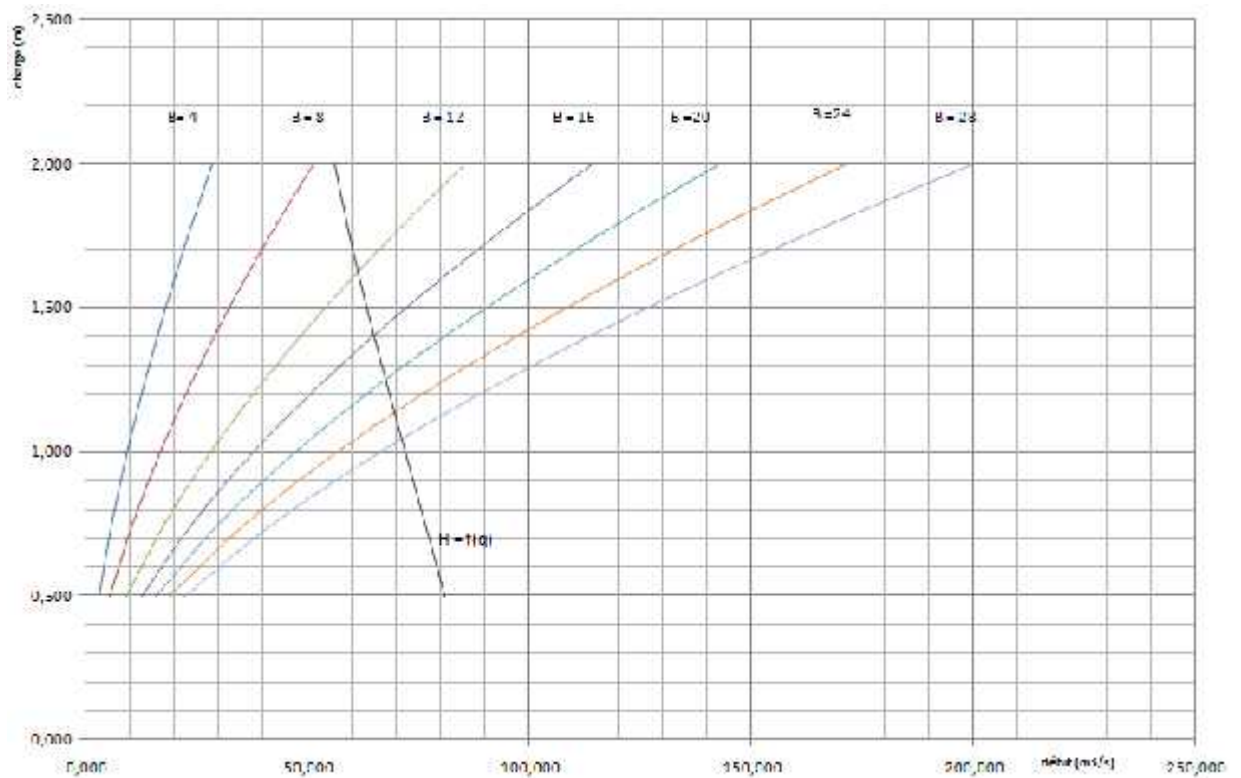


Figure III.14 : courbe du débit en fonction de la hauteur

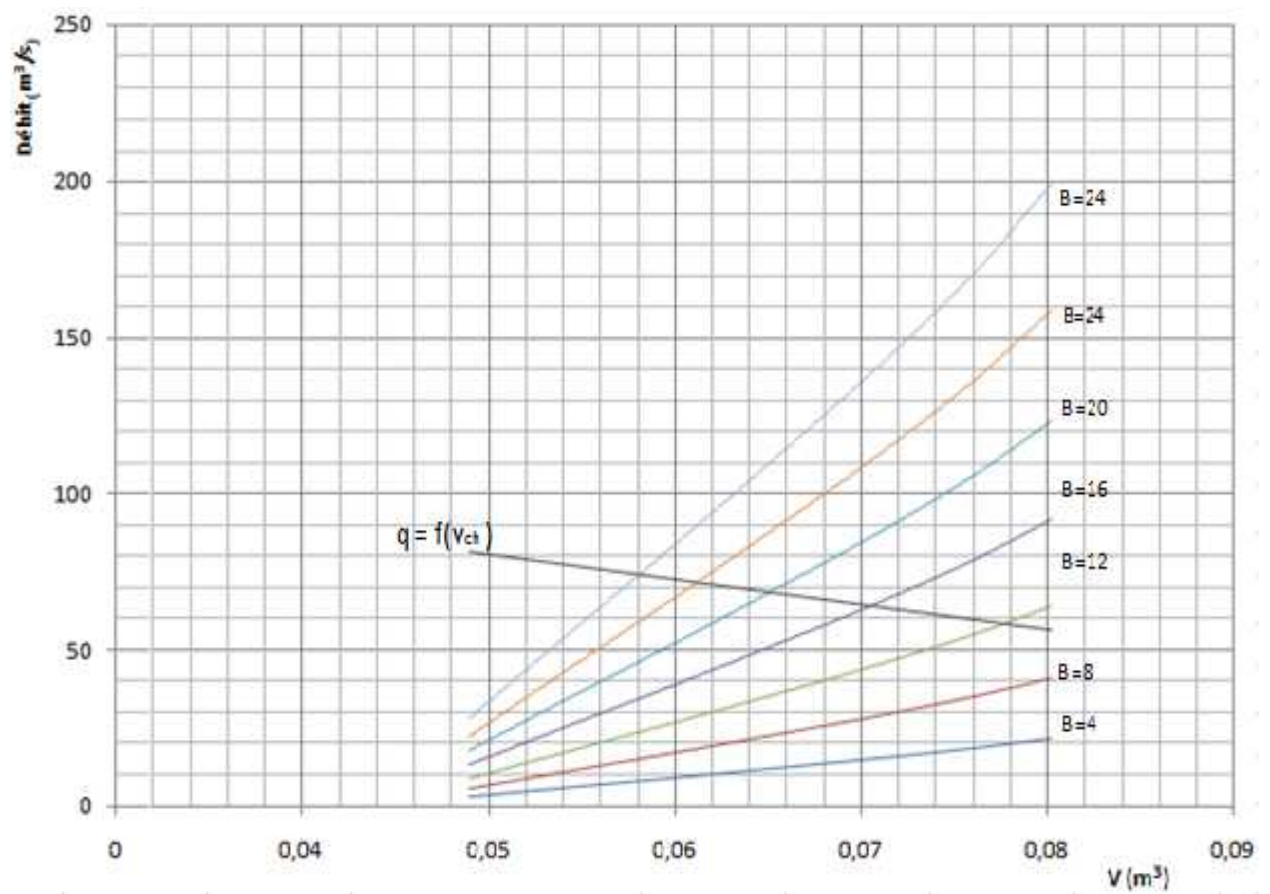
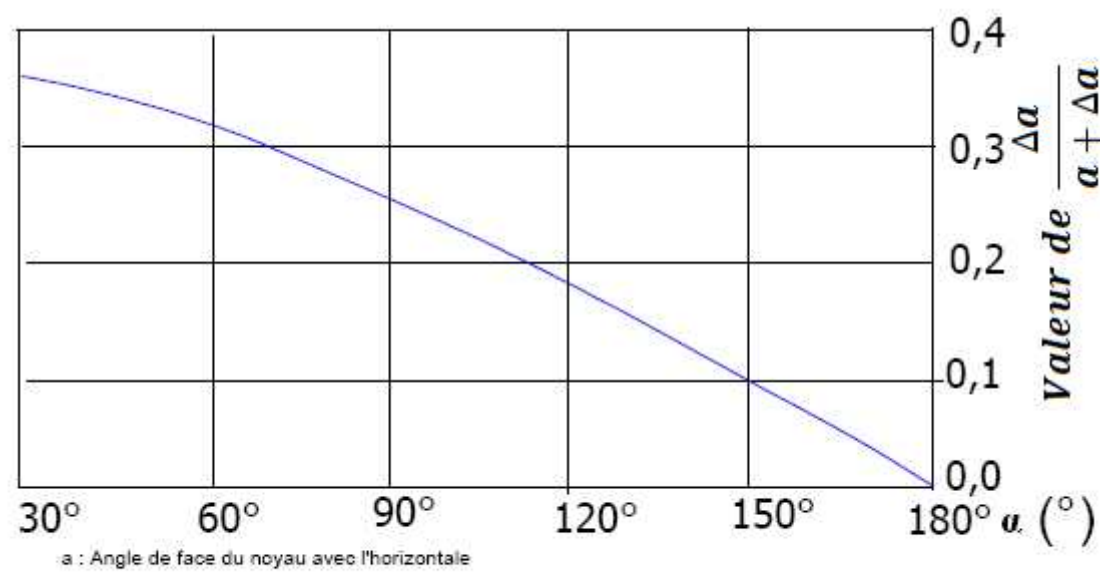


Figure III.15 : Courbe du débit en fonction du volume

Annexe C

Annexe C.1 :



Abaque de CASAGRANDE

Annexe C.2 : Calcul de la stabilité.

Talus aval pour le cas de fin de construction, $R_{\max} = 24 \text{ m}$

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	0,34	3,1	0	-0,250	0,968	2,087	-0,522	2,021	0,351	0,095	0,71	1,435	18,79	7,843
-2	2,4	4,24	0	-0,167	0,986	20,148	-3,358	19,867	2,434	0,657	0,71	14,105	18,79	75,718
-1	2,4	5,16	0	-0,083	0,997	24,520	-2,043	24,435	2,408	0,650	0,71	17,349	18,79	92,147
0	2,4	5,92	0	0,000	1,000	28,132	0,000	28,132	2,400	0,648	0,71	19,974	18,79	105,719
1	2,4	6,59	0	0,083	0,997	31,316	2,610	31,207	2,408	0,650	0,71	22,157	18,79	117,684
2	2,4	6,85	0	0,167	0,986	32,551	5,425	32,096	2,434	0,657	0,71	22,788	18,79	122,327
3	2,4	6,99	0	0,250	0,968	33,216	8,304	32,162	2,479	0,669	0,71	22,835	18,79	124,828
4	2,4	6,95	0	0,333	0,943	33,026	11,009	31,138	2,546	0,687	0,71	22,108	18,79	124,113
5	2,4	6,66	0	0,417	0,909	31,648	13,187	28,770	2,640	0,713	0,71	20,427	18,79	118,934
6	2,4	6,26	0	0,500	0,866	29,748	14,874	25,762	2,771	0,748	0,71	18,291	18,79	111,791
7	2,4	5,3	0	0,583	0,812	25,186	14,692	20,457	2,955	0,798	0,71	14,524	18,79	94,647
8	2,4	3,9	0	0,667	0,745	18,533	12,355	13,814	3,220	0,869	0,71	9,808	18,79	69,646
9	0,6	1,27	0	0,750	0,661	1,509	1,132	0,998	0,907	0,245	0,71	0,709	18,79	5,670

$K_{ss} = 2.76$

et $K_{as} = 1.69$

Talus aval pour le cas de fin de construction, $R_{\text{moy}} = 20,56 \text{ m}$

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	1,66	1,19	0	-0,33	0,943	3,9113	-1,304	3,688	1,761	0,475	0,71	2,618	17,49	13,682
-2	2,05	2,9	0	-0,22	0,975	11,771	-2,616	11,477	2,103	0,568	0,71	8,149	17,49	41,175
-1	2,05	4,43	0	-0,11	0,994	17,981	-1,998	17,870	2,063	0,557	0,71	12,688	17,49	62,899
0	2,05	5,41	0	0,00	1,000	21,959	0,000	21,959	2,050	0,554	0,71	15,591	17,49	76,813
1	2,05	5,98	0	0,11	0,994	24,273	2,697	24,123	2,063	0,557	0,71	17,127	17,49	84,906
2	2,05	6,37	0	0,22	0,975	25,856	5,746	25,209	2,103	0,568	0,71	17,899	17,49	90,444
3	2,05	6,78	0	0,33	0,943	27,52	9,173	25,946	2,174	0,587	0,71	18,422	17,49	96,265
4	2,05	6,01	0	0,44	0,896	24,395	10,842	21,853	2,288	0,618	0,71	15,516	17,49	85,332
5	2,05	5,29	0	0,56	0,831	21,472	11,929	17,854	2,465	0,666	0,71	12,676	17,49	75,109
6	2,05	3,48	0	0,67	0,745	14,125	9,417	10,528	2,750	0,743	0,71	7,475	17,49	49,410

$$K_{ss} = 2.96$$

$$K_{as} = 1.71$$

Talus aval pour le cas de fin de construction, $R_{\min}=19.15$ m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-5	0,05	0,09	0	-0,455	0,891	0,009	-0,004	0,008	0,056	0,015	0,71	0,006	15,8	0,028
-4	1,915	1,52	0	-0,364	0,932	5,763	-2,096	5,369	2,056	0,555	0,71	3,812	15,8	18,212
-3	1,915	3,1	0	-0,273	0,962	11,754	-3,206	11,309	1,990	0,537	0,71	8,029	15,8	37,143
-2	1,915	4,24	0	-0,182	0,983	16,077	-2,923	15,809	1,947	0,526	0,71	11,224	15,8	50,803
-1	1,915	5,16	0	-0,091	0,996	19,565	-1,779	19,484	1,923	0,519	0,71	13,834	15,8	61,826
0	1,915	5,92	0	0,000	1,000	22,447	0,000	22,447	1,915	0,517	0,71	15,937	15,8	70,932
1	1,915	6,59	0	0,091	0,996	24,987	2,272	24,884	1,923	0,519	0,71	17,668	15,8	78,960
2	1,915	6,85	0	0,182	0,983	25,973	4,722	25,540	1,947	0,526	0,71	18,134	15,8	82,075
3	1,915	6,99	0	0,273	0,962	26,504	7,228	25,499	1,990	0,537	0,71	18,104	15,8	83,753
4	1,915	6,95	0	0,364	0,932	26,352	9,583	24,548	2,056	0,555	0,71	17,429	15,8	83,273
5	1,915	6,66	0	0,455	0,891	25,253	11,479	22,493	2,150	0,580	0,71	15,970	15,8	79,799
6	1,915	6,26	0	0,545	0,838	23,736	12,947	19,894	2,285	0,617	0,71	14,125	15,8	75,006
7	1,915	5,3	0	0,636	0,771	20,096	12,788	15,502	2,483	0,670	0,71	11,006	15,8	63,503
8	1,915	3,9	0	0,727	0,686	14,788	10,755	10,149	2,790	0,753	0,71	7,206	15,8	46,729
9	0,6	1,27	0	0,818	0,575	1,509	1,234	0,867	1,044	0,282	0,71	0,616	15,8	4,768

$K_{ss}=2.86$ et $K_{as}=1.69$

Talus aval pour le cas de fonctionnement normale, $R_{\max}=24$ m.

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	0,6	0,61	0	-0,33	0,943	0,72	-0,2416	0,68323	0,64	0,172	0,71	0,4851	19	2,681
-3	2,4	2,35	0	-0,25	0,968	11,2	-2,7918	10,8126	2,48	0,669	0,71	7,6769	19	41,32
-2	2,4	3,91	0	-0,17	0,986	18,6	-3,0967	18,3204	2,43	0,657	0,71	13,008	19	68,75
-1	2,4	5,3	0	-0,08	0,997	25,2	-2,0988	25,098	2,41	0,65	0,71	17,82	19	93,19
0	2,4	6,3	0	0	1	29,9	0	29,9376	2,4	0,648	0,71	21,256	19	110,8
1	2,4	7,44	0	0,08	0,997	35,4	2,9462	35,2319	2,41	0,65	0,71	25,015	19	130,8
2	2,4	7,7	0	0,17	0,986	36,6	6,0984	36,0786	2,43	0,657	0,71	25,616	19	135,4
3	2,4	7,77	0	0,25	0,968	36,9	9,2308	35,7506	2,48	0,669	0,71	25,383	19	136,6
4	2,4	9,08	0	0,33	0,943	43,1	14,383	40,6805	2,55	0,687	0,71	28,883	19	159,6
5	2,4	7,57	0	0,42	0,909	36	14,989	32,7013	2,64	0,713	0,71	23,218	19	133,1
6	2,4	6,96	0	0,5	0,866	33,1	16,537	28,6429	2,77	0,748	0,71	20,336	19	122,4
7	2,4	6,8	0	0,58	0,812	32,3	18,85	26,2462	2,95	0,798	0,71	18,635	19	119,6
8	2,2	4,99	0	0,67	0,745	21,4	14,293	15,9805	2,91	0,786	0,71	11,346	19	79,33

$K_{ss}=2.77$

$K_{as}=1.71$

Talus aval pour le cas de fonctionnement normale, $R_{\text{moy}}=20.56$ m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	1,66	1,19	0	-0,333	0,943	3,9113	-1,304	3,688	1,761	0,475	0,71	2,618	17,49	13,682
-2	2,05	2,9	0	-0,222	0,975	11,771	-2,616	11,477	2,103	0,568	0,71	8,149	17,49	41,175
-1	2,05	4,43	0	-0,111	0,994	17,981	-1,998	17,870	2,063	0,557	0,71	12,688	17,49	62,899
0	2,05	5,41	0	0,000	1,000	21,959	0,000	21,959	2,050	0,554	0,71	15,591	17,49	76,813
1	2,05	5,98	0	0,111	0,994	24,273	2,697	24,123	2,063	0,557	0,71	17,127	17,49	84,906
2	2,05	6,37	0	0,222	0,975	25,856	5,746	25,209	2,103	0,568	0,71	17,899	17,49	90,444
3	2,05	6,78	0	0,333	0,943	27,52	9,173	25,946	2,174	0,587	0,71	18,422	17,49	96,265
4	2,05	6,01	0	0,444	0,896	24,395	10,842	21,853	2,288	0,618	0,71	15,516	17,49	85,332
5	2,05	5,29	0	0,556	0,831	21,472	11,929	17,854	2,465	0,666	0,71	12,676	17,49	75,109
6	2,05	3,48	0	0,667	0,745	14,125	9,417	10,528	2,750	0,743	0,71	7,475	17,49	49,410

$K_{ss}=2.96$

$K_{as}=1,71$

Talus aval pour le cas de fonctionnement normale, $R_{\min}=19.15$

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	dn	a*Gn*dn
-5	0,05	0,09	0	-0,455	0,891	0,009	-0,004	0,008	0,056	0,015	0,71	0,006	15,79	0,028
-4	1,915	1,52	0	-0,364	0,932	5,763	-2,096	5,369	2,056	0,555	0,71	3,812	15,79	18,201
-3	1,915	3,1	0	-0,273	0,962	11,754	-3,206	11,309	1,990	0,537	0,71	8,029	15,79	37,120
-2	1,915	4,24	0	-0,182	0,983	16,077	-2,923	15,809	1,947	0,526	0,71	11,224	15,79	50,771
-1	1,915	5,16	0	-0,091	0,996	19,565	-1,779	19,484	1,923	0,519	0,71	13,834	15,79	61,787
0	1,915	5,92	0	0,000	1,000	22,447	0,000	22,447	1,915	0,517	0,71	15,937	15,79	70,887
1	1,915	6,59	0	0,091	0,996	24,987	2,272	24,884	1,923	0,519	0,71	17,668	15,79	78,910
2	1,915	6,85	0	0,182	0,983	25,973	4,722	25,540	1,947	0,526	0,71	18,134	15,79	82,023
3	1,915	6,99	0	0,273	0,962	26,504	7,228	25,499	1,990	0,537	0,71	18,104	15,79	83,700
4	1,915	6,95	0	0,364	0,932	26,352	9,583	24,548	2,056	0,555	0,71	17,429	15,79	83,221
5	1,915	6,66	0	0,455	0,891	25,253	11,479	22,493	2,150	0,580	0,71	15,970	15,79	79,748
6	1,915	6,26	0	0,545	0,838	23,736	12,947	19,894	2,285	0,617	0,71	14,125	15,79	74,958
7	1,915	5,3	0	0,636	0,771	20,096	12,788	15,502	2,483	0,670	0,71	11,006	15,79	63,463
8	1,915	3,9	0	0,727	0,686	14,788	10,755	10,149	2,790	0,753	0,71	7,206	15,79	46,699
9	0,6	1,27	0	0,818	0,575	1,509	1,234	0,867	1,044	0,282	0,71	0,616	15,79	4,765

$K_{ss}=2.86$ et $K_{as}=1,69$

Talus amont pour le cas de fonctionnement normale, $R_{\max}=24$ m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn* Sin α	N=Gn* Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli* tangø	dn	a*Gn*dn
-3	0,55	0,61	0	-0,250	0,968	0,664	-0,166	0,643	0,568	0,153	0,71	0,457	0,61	0,347	0,246	18,81	2,499
-2	2,4	2,58	0	-0,167	0,986	12,260	-2,043	12,089	2,434	0,657	0,71	8,583	2,58	6,280	4,459	18,81	46,123
-1	2,4	3,91	0	-0,083	0,997	18,580	-1,548	18,516	2,408	0,650	0,71	13,146	3,91	9,417	6,686	18,81	69,899
0	2,4	5,2	0	0,000	1,000	24,710	0,000	24,710	2,400	0,648	0,71	17,544	5,2	12,480	8,861	18,81	92,961
1	2,4	6,3	0	0,083	0,997	29,938	2,495	29,833	2,408	0,650	0,71	21,182	6,3	15,173	10,773	18,81	112,625
2	2,4	6,77	0	0,167	0,986	32,171	5,362	31,721	2,434	0,657	0,71	22,522	6,77	16,478	11,700	18,81	121,027
3	2,4	7,7	0	0,250	0,968	36,590	9,148	35,429	2,479	0,669	0,71	25,154	7,7	19,086	13,551	18,81	137,653
4	2,4	8	0	0,333	0,943	38,016	12,672	35,842	2,546	0,687	0,71	25,448	8	20,365	14,459	18,81	143,016
5	2,4	7,09	0,88	0,417	0,909	38,655	16,106	35,140	2,640	0,713	0,71	24,949	7,09	18,718	13,290	18,81	145,420
6	2,4	4,83	2,77	0,500	0,866	38,575	19,287	33,407	2,771	0,748	0,71	23,719	4,83	13,385	9,504	18,81	145,119
7	2,4	1,42	5,76	0,583	0,812	39,234	22,887	31,867	2,955	0,798	0,71	22,626	1,42	4,196	2,979	18,81	147,599
8	2,4	0	5,02	0,667	0,745	28,313	18,875	21,103	3,220	0,869	0,71	14,983	0	0,000	0,000	18,81	106,513
9	0,48	0	0,99	0,750	0,661	1,117	0,838	0,739	0,726	0,196	0,71	0,524	0	0,000	0,000	18,81	4,201

$K_{ss}=2.20$ et $K_{as}=1.45$

Talus amont pour le cas de fonctionnement normale, $R_{\text{moy}}=20.56$ m

N°	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn* Sin α	N=Gn*C os α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli* tangø	dn	a*Gn*dn
-2	1,47	0	4,36	-0,20	0,98	15,062	-3,012	14,757	1,500	0,405	0,71	10,478	0	0	0	16,36	49,282
-1	2,056	0	2,92	-0,10	0,99	14,108	-1,411	14,038	2,066	0,558	0,71	9,967	0	0	0	16,36	46,162
0	2,056	0	1,17	0,00	1,00	5,653	0,000	5,653	2,056	0,555	0,71	4,014	0	0	0	16,36	18,497
1	2,056	0	5,47	0,10	0,99	26,429	2,643	26,296	2,066	0,558	0,71	18,670	0	0	0	16,36	86,475
2	2,056	0	6,26	0,20	0,98	30,246	6,049	29,635	2,098	0,567	0,71	21,041	0	0	0	16,36	98,964
3	2,056	0	6,68	0,30	0,95	32,275	9,683	30,788	2,155	0,582	0,71	21,860	0	0	0	16,36	105,604
4	2,056	0	6,71	0,40	0,92	32,420	12,968	29,713	2,243	0,606	0,71	21,097	0	0	0	16,36	106,078
5	2,056	0,88	5,49	0,50	0,87	30,108	15,054	26,074	2,374	0,641	0,71	18,513	0,880	2,089	1,483	16,36	98,513
6	2,056	2,77	2,89	0,60	0,80	25,240	15,144	20,192	2,570	0,694	0,71	14,336	2,770	7,119	5,054	16,36	82,584
7	1,14	2,22	0	0,70	0,71	5,011	3,508	3,579	1,596	0,431	0,71	2,541	2,220	3,544	2,516	16,36	16,396

$K_{ss}=2.44$

$K_{as}=1.55$

Talus amont pour le cas de fonctionnement normale, $R_{\min}=19.15$ m

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn* Sin α	N=Gn* Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli* tangø	dn	a*Gn*dn
-3	1,38	0	1,15	-0,250	0,968	3,729	-0,932	3,611	1,425	0,385	0,71	2,564	0	0	0	16,81	12,538
-2	1,915	0	2,58	-0,167	0,986	11,611	-1,935	11,448	1,942	0,524	0,71	8,128	0	0	0	16,81	39,035
-1	1,915	0	3,74	-0,083	0,997	16,831	-1,403	16,772	1,922	0,519	0,71	11,908	0	0	0	16,81	56,586
0	1,915	0	4,56	0,000	1,000	20,521	0,000	20,521	1,915	0,517	0,71	14,570	0	0	0	16,81	68,992
1	1,915	0	5,52	0,083	0,997	24,841	2,070	24,755	1,922	0,519	0,71	17,576	0	0	0	16,81	83,517
2	1,915	0	6,19	0,167	0,986	27,857	4,643	27,467	1,942	0,524	0,71	19,502	0	0	0	16,81	93,654
3	1,915	0	6,37	0,250	0,968	28,667	7,167	27,756	1,978	0,534	0,71	19,707	0	0	0	16,81	96,377
4	1,915	0	6,77	0,333	0,943	30,467	10,156	28,724	2,031	0,548	0,71	20,394	0	0	0	16,81	102,429
5	1,915	0	6,7	0,417	0,909	30,152	12,563	27,410	2,107	0,569	0,71	19,461	0	0	0	16,81	101,370
6	1,915	0	6,36	0,500	0,866	28,622	14,311	24,787	2,211	0,597	0,71	17,599	0	0	0	16,81	96,226
7	1,915	1,25	4,31	0,583	0,812	24,136	14,079	19,604	2,358	0,637	0,71	13,919	1,25	2,947	2,092	16,81	81,144
8	1,915	2,22	1,74	0,667	0,745	16,248	10,832	12,111	2,569	0,694	0,71	8,598	2,22	5,704	4,050	16,81	54,626
9	0,48	1,51	0	0,750	0,661	1,435	1,076	0,949	0,726	0,196	0,71	0,674	1,51	1,096	0,778	16,81	4,825

$K_{ss}=2.49$ et $K_{as}=1,52$

Talus amont pour le cas d'une vidange rapide, $R_{\max}=24$ m

N°	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*S in α	N=Gn* Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tang ø	Ui	Ui*dli	Ui*dli* tangø	dn	a*Gn*dn
-3	1,38	1,15	0	-0,250	0,968	3,142	-0,786	3,042	1,425	0,385	0,71	2,160	1,15	1,639	1,164	18,80	11,815
-2	2,4	2,58	0	-0,167	0,986	12,260	-2,043	12,089	2,434	0,657	0,71	8,583	2,58	6,280	4,459	18,8	46,098
-1	2,4	3,74	0	-0,083	0,997	17,772	-1,481	17,711	2,408	0,650	0,71	12,575	3,74	9,007	6,395	18,8	66,825
0	2,4	4,56	0	0,000	1,000	21,669	0,000	21,669	2,400	0,648	0,71	15,385	4,56	10,944	7,770	18,8	81,476
1	2,4	5,52	0	0,083	0,997	26,231	2,186	26,140	2,408	0,650	0,71	18,559	5,52	13,294	9,439	18,8	98,629
2	2,4	6,19	0	0,167	0,986	29,415	4,902	29,003	2,434	0,657	0,71	20,592	6,19	15,067	10,697	18,8	110,600
3	2,4	6,37	0	0,250	0,968	30,270	7,568	29,309	2,479	0,669	0,71	20,809	6,37	15,789	11,210	18,8	113,816
4	2,4	6,77	0	0,333	0,943	32,171	10,724	30,331	2,546	0,687	0,71	21,535	6,77	17,234	12,236	18,8	120,963
5	2,4	6,7	0	0,417	0,909	31,838	13,266	28,943	2,640	0,713	0,71	20,550	6,7	17,689	12,559	18,8	119,712
6	2,4	6,36	0	0,500	0,866	30,223	15,111	26,174	2,771	0,748	0,71	18,583	6,36	17,625	12,514	18,8	113,637
7	2,4	5,57	0	0,583	0,812	26,469	15,440	21,499	2,955	0,798	0,71	15,264	5,57	16,458	11,685	18,8	99,522
8	2,4	4,13	0	0,667	0,745	19,626	13,084	14,628	3,220	0,869	0,71	10,386	4,13	13,298	9,442	18,8	73,793
9	0,48	1,44	0	0,750	0,661	1,369	1,026	0,905	0,726	0,196	0,71	0,643	1,44	1,045	0,742	18,8	5,146

$K_{ss}=2.45$

$K_{as}=1,57$

Talus amont pour le cas d'une vidange rapide, $R_{\text{moy}}=20.56 \text{ m}$

N°	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*	N=Gn*							Ui*dli*		a*Gn*
							Sin α	Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	tangø	dn	dn
-2	1,47	4,36	0	-0,222	0,975	12,690	-2,820	12,373	1,508	0,407	0,71	8,785	4,36	6,574	4,667	15,52	39,390
-1	2,05	2,92	0	-0,111	0,994	11,852	-1,317	11,779	2,063	0,557	0,71	8,363	2,92	6,023	4,277	15,52	36,789
0	2,05	1,17	0	0,000	1,000	4,749	0,000	4,749	2,050	0,554	0,71	3,372	1,17	2,399	1,703	15,52	14,741
1	2,05	5,47	0	0,111	0,994	22,203	2,467	22,065	2,063	0,557	0,71	15,666	5,47	11,283	8,011	15,52	68,917
2	2,05	6,26	0	0,222	0,975	25,409	5,647	24,774	2,103	0,568	0,71	17,590	6,26	13,162	9,345	15,52	78,871
3	2,05	6,68	0	0,333	0,943	27,114	9,038	25,563	2,174	0,587	0,71	18,150	6,68	14,525	10,313	15,52	84,162
4	2,05	6,71	0	0,444	0,896	27,236	12,105	24,398	2,288	0,618	0,71	17,323	6,71	15,355	10,902	15,52	84,540
5	2,05	6,23	0	0,556	0,831	25,288	14,049	21,026	2,465	0,666	0,71	14,929	6,23	15,360	10,906	15,52	78,493
6	2,05	5,11	0	0,667	0,745	20,741	13,828	15,460	2,750	0,743	0,71	10,976	5,11	14,054	9,979	15,52	64,382
7	1,14	2,74	0	0,778	0,629	6,185	4,810	3,887	1,814	0,490	0,71	2,760	2,74	4,970	3,528	15,52	19,197

$K_{ss}=2.13$

$K_{as}=1.44$

Talus amont pour le cas d'une vidange rapide, $R_{\min} = 19.15$ m

N°	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*	N=Gn*	dli	C*dli	tangø	N*	Ui	Ui*dli	Ui*dli*	dn	a*Gn*dn
-3	1,38	1,15	0	-0,250	0,968	3,142	-0,786	3,042	1,425	0,385	0,71	2,160	1,15	1,639	1,164	16,81	10,564
-2	1,915	2,58	0	-0,167	0,986	9,783	-1,630	9,646	1,942	0,524	0,71	6,848	2,58	5,011	3,558	16,81	32,889
-1	1,915	3,74	0	-0,083	0,997	14,181	-1,182	14,132	1,922	0,519	0,71	10,033	3,74	7,187	5,103	16,81	47,676
0	1,915	4,56	0	0,000	1,000	17,290	0,000	17,290	1,915	0,517	0,71	12,276	4,56	8,732	6,200	16,81	58,129
1	1,915	5,52	0	0,083	0,997	20,930	1,744	20,857	1,922	0,519	0,71	14,809	5,52	10,608	7,531	16,81	70,367
2	1,915	6,19	0	0,167	0,986	23,471	3,912	23,142	1,942	0,524	0,71	16,431	6,19	12,022	8,536	16,81	78,908
3	1,915	6,37	0	0,250	0,968	24,153	6,038	23,386	1,978	0,534	0,71	16,604	6,37	12,599	8,945	16,81	81,203
4	1,915	6,77	0	0,333	0,943	25,670	8,557	24,202	2,031	0,548	0,71	17,183	6,77	13,751	9,763	16,81	86,302
5	1,915	6,7	0	0,417	0,909	25,404	10,585	23,094	2,107	0,569	0,71	16,397	6,7	14,114	10,021	16,81	85,410
6	1,915	6,36	0	0,500	0,866	24,115	12,058	20,884	2,211	0,597	0,71	14,828	6,36	14,064	9,985	16,81	81,075
7	1,915	5,57	0	0,583	0,812	21,120	12,320	17,154	2,358	0,637	0,71	12,179	5,57	13,132	9,324	16,81	71,005
8	1,915	4,13	0	0,667	0,745	15,660	10,440	11,672	2,569	0,694	0,71	8,287	4,13	10,611	7,534	16,81	52,648
9	0,48	1,44	0	0,750	0,661	1,369	1,026	0,905	0,726	0,196	0,71	0,643	1,44	1,045	0,742	16,81	4,601

$K_{ss} = 2.46$ et $K_{as} = 1,51$

Annexe D

Diagramme de GANT

N	Temps (J)		25	50	75	100	125	Observations
	Opérations							
1	A	15						
2	B	20						
3	D	8						
4	E	15						
5	F	20						
6	G	20						
7	H	15						
8	I	10						
9	J	10						
10	K	30						
11	L	20						
12	M	10						
13	N	20						

Annexe E : Abaque de dimensionnement du Bassin d'amortissement type III.

