

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

**ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
«ARBAOUI Abdellah »**

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception Des Ouvrages Hydrotéchniques

THEME :

**Etude de faisabilité d'un barrage sur oued
Elham (W.M'sila)**

Présenté par :

M^r: HAMRIT ZAKARYA

Promoteur:

M^r: HADJ SADOK.A

Devant le jury composé de :

Président : M^r M.K.MIHOUBI

Examineurs : M^r M.BACHIR CHERIF

M^{me} N.HADJ SADOK

M^r A.AMMARI

M^r M.D.BENSALAH

November 2011

Dédicace

Ce travail est dédié à ma mère, mes frères et à toute ma famille, qui m'ont toujours poussé et motivé dans mes études. Sans eux, je n'aurais certainement pas fait d'étude. Ce travail représente donc l'aboutissement du soutien et des encouragements que elle m'a prodigué tout au long de ma scolarité. Qu'ils seront remerciés par cette modeste dédicace.

ملخص

الهدف من هذا العمل هو دراسة إمكانية بناء سد على واد الحم ببلدية سيدي عيسى ولاية المسيلة، من اجل هذا يجب التحقق من ملائمة الشروط الجيولوجية، الهيدرولوجية و الإجتماعية. إن إنشاء هذا السد سيسمح بسقي ما يقارب الـ 4000 هكتار من الأراضي الزراعية. خلال هذه الدراسة نقوم باختيار وحساب النموذج الأنسب لنوع السد، وكذلك نوع و تفاصيل المنشآت الملحقة بالسد و التي تضمن الإستغلال الآمن طول فترة الخدمة.

Résumé

L'objectif du présent travail est l'étude de la faisabilité d'un barrage sur oued El ham dans la commune de Sidi Aissa dans la wilaya de M'sila, la construction d'un tel ouvrage est conditionné par la géologie, l'hydrologie et la sociologie de la région. Ce barrage va permettre d'irriguer 4000 h des terres agricoles. Au vu de cette étude on a fait choisi et concevoir la digue et le dimensionnement des ouvrages annexes qui assurent la sécurité de l'ouvrage.

Abstract

The purpose of this work is feasibility study of a dam on El ham oued (W.M'sila), it is to geologic, hydrologic and sociologic conditions up and below the dam to jug the type of the dam to be constructed, a spillway and others appurtenant structures will be designed and constricted to make sure that the use of this dam go on safety.

Table des matières

Introduction générale	í í	1
I	Etude topographique	2
I.1	Objectif de l'étude í ...	2
I.2	Recherche et choix du site í	2
I.3	Situation géographique í	3
I.4	Choix de l'axe du barrage í .	3
	Conclusion í ...	6
II	Etude géologique et géotechnique	7
II.1	Etude géologique í ..	7
II.1.1	Objectifs de l'étude géologique í í í í í í í í í í í í í í í í í	7
II.1.2	Présentation géomorphologique de l'aire d'étude í í í í í í í	7
II.1.3	Géologie de l'aire d'étude í í í í í í í í í í í í í í í í í í í	8
II.1.3.1	Géologie régionale í í í í í í í í í í í í í í í í í í í	8
II.1.3.2	Géologie de la cuvette í í í í í í í í í í í í í í í í í ..	9
II.1.3.4	Aspects tectoniques í í í í í í í í í í í í í í í í í í ..	10
II.1.3.5	Stratigraphie et lithologies à l'axe de la retenue í í í ..	11
II.1.4	Séismicité í	12
II.1.5	Matériaux de construction í í í í í í í í í í í í í í í í í í í	12
II.2	Etude géotechnique . í ..	13
II.2.1	Reconnaissance du sol í	13
II.2.1.1	Programme de reconnaissance í í í í í í í í í í í í .	13
II.2.1.2	Interprétation des travaux de la reconnaissance í í í í	13
II.2.2	Essais en laboratoire í ...	14

III.3.1 Ajustement des pluies maximales journalières í í í í í í .	35
III.3.2 Pluies de courte durée í .	37
III.4 Etudes des apports í .	39
III.4.1 Apports liquides í ..	39
III.4.1.1 Estimation de l'apport moyen annuel (A_0) í í í í í .	39
III.4.1.2 Caractéristiques de l'écoulement í í í í í í í í	41
III.4.1.3 Estimation fréquentielle des apports í í í í í í ..	42
III.4.1.4 Répartition mensuelle de l'apport moyen annuel í .	42
III.4.2 Apport solide í	43
III.4.2.1 Estimation des apports solides í í í í í í í í í .	44
III.4.2.2 Estimation du volume mort í í í í í í í í í í í .	45
III.5 Etude des crues í ..	45
III.5.1 Formules empiriques pour la détermination de la crue í í í .	46
III.5.2 Hydrogramme de crue í í í í í í í í í í í í í í í í í í í ...	47
III.5.3 Choix de la crue de projet í í í í í í í í í í í í í í í í í í ..	50
III.6 Courbe capacité-hauteur et surfaceóhauteur í í í í í í í í í í í ..	51
III.7 Régularisation des débits í í í í í í í í í í í í í í í í í í í ..	53
III.7.1 Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes í í ..	53
III.7.2 Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes í í ..	55
III.7.2.1 Estimation de l'erreur í í í í í í í í í í í í ..	57
III.8 Laminage des crues í ..	58
III.8.2 Estimation de la charge au-dessus du déversoir í í í í í í	59
IV Etudes des variantes	63
IV.1 Choix des variantes de la digue í í í í í í í í í í í í í í í í í .	64
IV.2 Construction de la section transversale du barrage í í í í í í í í ..	65
IV.2.1 Hauteur de barrage í í í í í í í í í í í í í í í í í .	65
IV.2.1.1 Calcul de la revanche í í í í í í í í í í í í ..	65

VII	Organisation de chantier	108
VII.1	Les membres de l'équipe d'aménagement í í í í í í í í í í í í í í í í í í	109
VII.1.1	Maitre d'ouvrage í	109
VII.1.2	Ingénieur conseil í	109
VII.1.3	Entrepreneur í .	109
VII.1.4	Chef d'aménagement í	109
VII.2	Installations de chantier í	109
VII.3	Méthodes de construction í ..	110
VII.3.1	Matériaux í	110
VII.3.2	Ouvrages souterrains í	111
VII.3.3	Batardeau í	111
VII.3.4	Barrage í	111
VII.3.5	Mise en place des matériaux í í í í í í í í í í í í í í í í í í í ..	112
VII.4	Volumes í	113
VII.4.1	Recharge í	114
VII.4.2	Noyau í	114
VII.4.3	Enrochement (rip-rap) í	114
VII.4.4	filtres í ..	114
VII.4.5	Total barrage í .	114
VII.5	Planning í	115
VII.6	Evaluation du prix de notre ouvrage í í í í í í í í í í í í í í í í í í .	117
	Conclusion í	118
VIII	Protection et sécurité de travail	119
VIII.1	Causes des accidents de travail í ..	120
VIII.2	Secteurs et opérations à haut risque í	120
VIII.3	Mesures pour limiter les accidents dans la construction des barrages í í	121

Liste des figures

I.1 Plan de situation général	í í í í í í .í í í í í í í í í í í í í í í í í í í .	3
I.2 Choix de l'axe du barrage	í í í í í í .í í í í í í í í í í í í í í í í í í í .	4
I.3 Plan de localisation du site sur la carte d'Etat-major (échelle 1/50000 ^{ème})	í í í í í .	5
II.1 Carte géologique (Echelle 1/50000 ^{ème})	í í í í í í .í í í í í í í í í í í í í .	9
II.2 Carte du zonage sismique du territoire national (RPA, Version 2003)	í í í í í í .	12
II.3 Coupe géologique au niveau de l'axe de la digue	í í í í í í .í í í í í í í í í .	14
III.1 Bassin versant	í .	21
III.2 Rectangle équivalent	í .	23
III.3 Répartition en % des surfaces partielles et courbe hypsométrique	í í í í í í í .	24
III.4 Réseau hydrographique	í .	28
III.5 Variation annuelle de la température	í í í í í í .í í í í í í í í í í í í í í .	31
III.6 Carte de situation des stations pluviométriques et hydrométriques	í í í í í í .í	32
III.7 Répartition mensuelle de la pluie moyenne	í í í í í í .í í í í í í í í í í í .	33
III.8 ajustement des pluies à la loi de Gumbel	í í í í í í .í í í í í í í í í í í .	35
III.9 ajustement des pluies à la loi LogNormale	í í í í í í .í í í í í í í í í í í .	36
III.10 ajustement des pluies à la loi Normale	í í í í í í .í í í í í í í í í í í .	36
III.11 courbe intensité-durée-fréquence	í í í í í í .í í í í í í í í í í í í í í .	37

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 : Précipitations mensuelles de la station d'Ain-Nessissa (050101).

C.1 : Abaque de CASAGRANDE.

C.2 : Résultat de calcul de stabilité.

D : Diagramme de G ANT.

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

F :

Introduction générale

Les ressources en eau de l'Algérie sont moins abondantes sur la zone des hauts plateaux, et le climat de cette zone, caractérisé par une forte irrégularité, nécessite pour leur exploitation que soit réalisées d'importantes infrastructures, tel que les barrages. Ils constituent l'une des réalisations les plus imposantes et les plus complexes du génie civil, et depuis toujours un facteur important de développement et de prospérité économique. Ils ont pour rôle majeur de stocker les apports d'eau afin de répondre aux besoins vitaux et énergétiques des populations, de protéger celles-ci et les paysages contre les effets destructeurs de l'eau, enfin de servir de recours dans le cas de pénurie d'eau.

La wilaya de Møila de part sa situation géographique située en zone semi-aride, elle présente des conditions climatiques très sévères; La wilaya de Møila se caractérise par sa vocation agro-pastorale; le réseau hydrographique de la wilaya est constitué d'oueds importants tels que l'oued Elham, oued Køob, oued Maiter, oued Boussaada, oued Møcif, oued Soubella, oued Chair etcí et dont les apports échouent directement dans la cuvette du Chott El Hodna, vaste exutoire naturel.

L'objectif de ce projet est de confirmer ou d'écarter la possibilité de construction d'un barrage sur oued El ham, le type de futur barrage est conditionné par le type et la quantité des matériaux disponible au voisin du site choisi, après sa construction l'eau retenue par le barrage va permettre d'irriguer des terres agricoles de grande valeur agrologique qui sont présentes en aval de ce futur ouvrage.

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

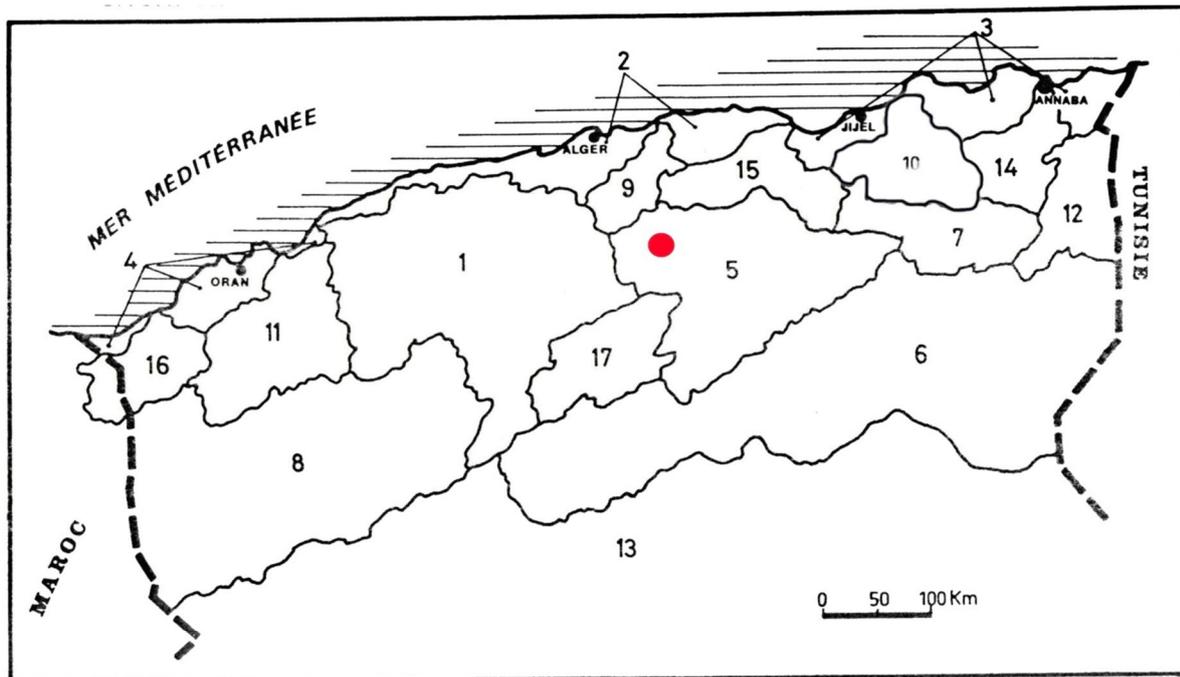
I.1-Objectif de l'étude

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 sur oued El Ham, juste à la confluence des deux plus importants affluents du bassin, à savoir oued El Mamora et oued Defila, à 15 Km environ à l'ouest de la ville de Sidi Aissa, située à 100 km du chef-lieu de 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 Sidi Aissa.



Noms des bassins-versants :

- | | | |
|-------------------------|--------------------------------|-------------|
| 1 CHELIFF | 7 HAUTS PLATEAUX CONSTANTINOIS | 13 SAHARA |
| 2 COTIERS ALGEROIS | 8 HAUTS PLATEAUX ORANAIS | 14 SEYBOUSE |
| 3 COTIERS CONSTANTINOIS | 9 TSSER | 15 SOUMMAM |
| 4 COTIERS ORANAIS | 10 KEBIR RHUMEL | 16 TAF NA |
| 5 CHOTT HODNA | 11 MACTA | 17 ZAHREZ |
| 6 CHOTT MELRHIR | 12 MEDJERDAH | |

Figure I.1 : Plan de situation général

I.3 - Situation géographique

Le site peut être repéré sur la carte topographique d'État-major Maginot. Carte N°138 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 :

$$X = 583.25 \text{ km}$$

$$Y = 290.50 \text{ km}$$

$$Z = 660 \text{ m NGA.}$$

I.4 – Choix de l'axe du barrage

Sur le site du futur barrage, trois axes ont été choisis, 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 les axes choisis :

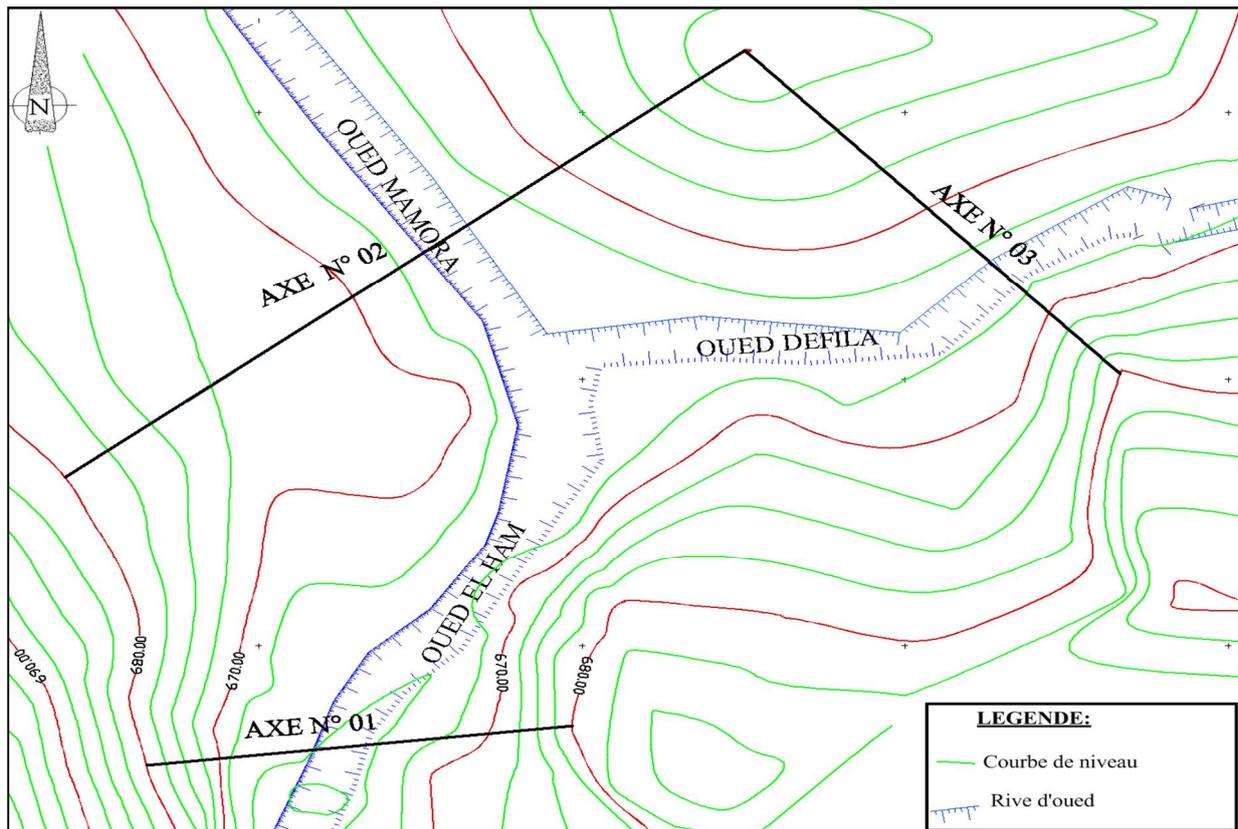


Figure I.2 : Choix de l'axe du barrage

On définit le paramètre R, tel que :

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

Où : V_s : volume stocker par le barrage ;

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

D'après la figure I.2, il est bien évident que le volume d'eau stocké est plus grand pour un barrage construit sur l'axe n°01 que pour les deux autres axes, car oued El Maamora et oued Defila sont des affluents d'oued El Ham. Donc l'axe retenu est l'axe n°01.



Figure I.3 : Plan de localisation du site sur la carte d'Etat-major(échelle 1/50000^{ème})

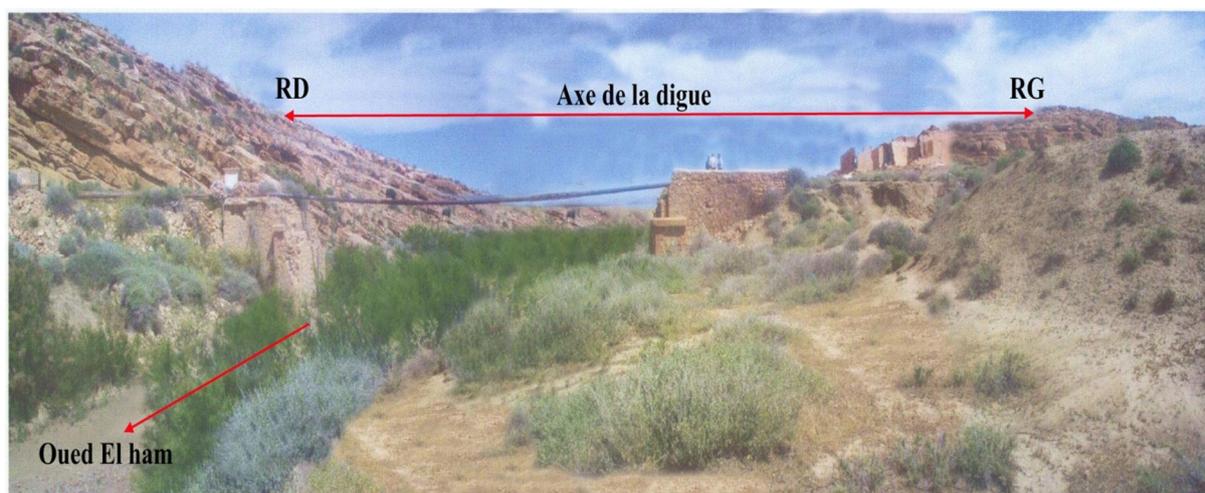


Photo I.1 : Site de futur barrage



Photo I.2 : Vue de la rive gauche

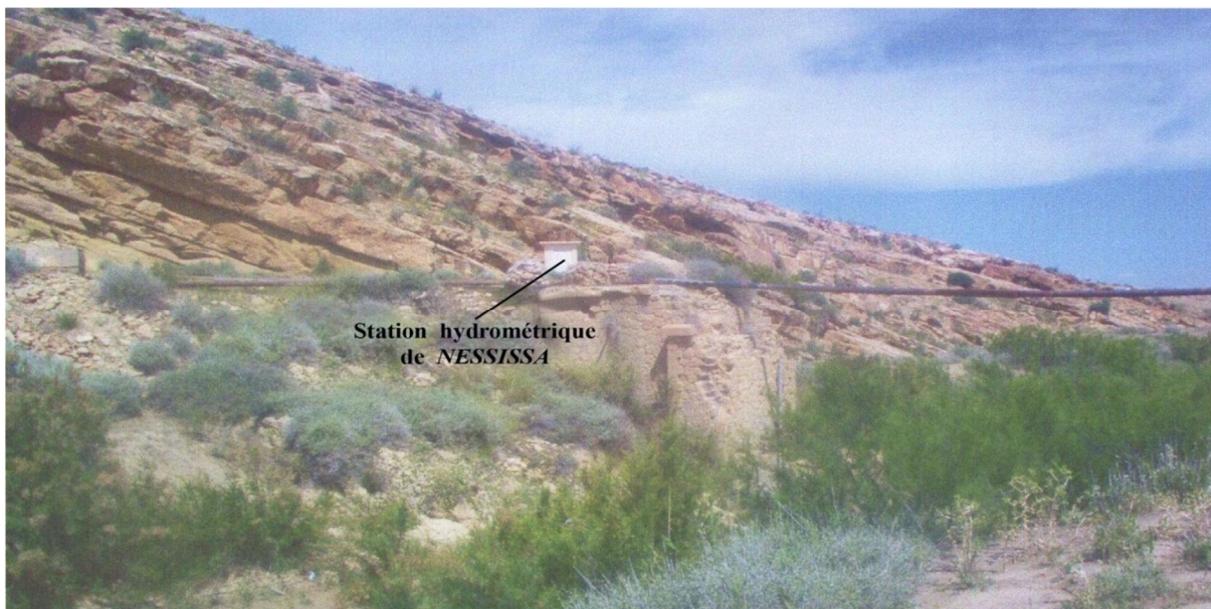


Photo I.3 : Vue de la rive droite

Conclusion

Le site retenu possède un axe qui constitue un verrou topographique acceptable et intéressant, il s'agit d'un site peu large, très accessible, à fond réduit et peu évasé, avec une largeur au fond de l'ordre de 30 m et qui varie légèrement en fonction de la hauteur (pour une hauteur de 20 m, la longueur en crête de la digue est d'environ 140 m). Les pentes des deux rives sont peu différentes, c'est une vallée asymétrique.

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 influera 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 ;
- Identification des risques géologiques et séismiques ;
- Identifier la fondation et les zones d'emprunts.

II.1.2 – Présentation géomorphologique de l'aire d'étude

L'aire d'étude proprement dite s'inscrit entièrement dans les piedmonts de la partie terminale sud des monts de Dirah.L'essentiel du relief environnant constituant le bassin versant est fortement raviné.

Chapitre II Etude géologique et géotechnique

Les deux principaux affluents convergeant au site proposé sont oued El Maamora à l'ouest et oued Defila à l'est. La confluence des deux principaux oueds s'établit à l'amorce du domaine plat dans une gorge étroite située à l'amont de l'intersection du cours d'eau majeur oued El ham, avec la route principale Sidi Aissa - Ksar Chellala.

II.1.3 – Géologie de l'aire d'étude

II.1.3.1 – Géologie régionale

L'analyse des données géologiques régionales laisse comprendre que notre aire d'étude appartient à l'Atlas Tellien, plus précisément au domaine dit « nappes de charriages ». Ces dernières sont constituées d'une succession d'unités tectono-sédimentaires, à faciès très variable à l'échelle du bassin d'alimentation. L'emboîtement des différentes nappes s'est établi dans une direction majeure Sud Nord ; On établit que cette configuration s'illustre par une superposition de nappes chevauchantes, d'épaisseurs également variables et à matériaux différents ; On peut dire que ces unités sont de grande extension géographique, elles affleurent de part et d'autre de l'Oued.

Ainsi, au plan stratigraphique, l'analyse détaillée de la carte géologique de *Ksar Chellala* (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 appelés allochtones :

- **Trias:** Ce sont des surfaces de contacts dits anormaux. Ils forment les plans de charriages et de déplacement des différentes Unités. Dans notre zone il s'agit de gypse.
- **Miocène inférieur :** Les faciès continentaux qui le représentent sont les grès (très prédominants) souvent à ciment glauconieux, et des marnes.
- **Oligocène:** il est représenté par le faciès dit de Boghari. Les termes lithologiques rencontrés sont les grès, les marnes et localement des argiles rouges.

Les formations les plus superficielles, récentes, occupent tous les fonds des vallées, il s'agit de dépôts Quaternaire formant les hautes terrasses relativement développées de part et d'autre des lits mineurs des deux Oueds Defila et Maamora.

Des alluvions récentes argilo-sablo-limoneuses occupent de très vastes surfaces dans la cuvette et le long des lits majeurs des Oueds cités ci-dessus.

Latéralement, gisent d'importantes colluvions de pente et éboulis en rive droite de Oued Defila et en rive gauche de Oued Maamora.

La nature de l'ensemble des terrains superficiels aux larges affleurements et relativement tendres (argiles, grès à ciments argileux et marnes) exposés aux ruissellements

Chapitre II Etude géologique et géotechnique

intenses, l'importance des pentes des reliefs du bassin confèrent à ce dernier une forte aptitude à l'érosion. Cette forte érodabilité sélective des matériaux engendre un risque de fluage et d'éboulements partiels des masses (terrigenes); Cela favorisera un transport solide inévitable de matériaux fins, lors des averses intenses.

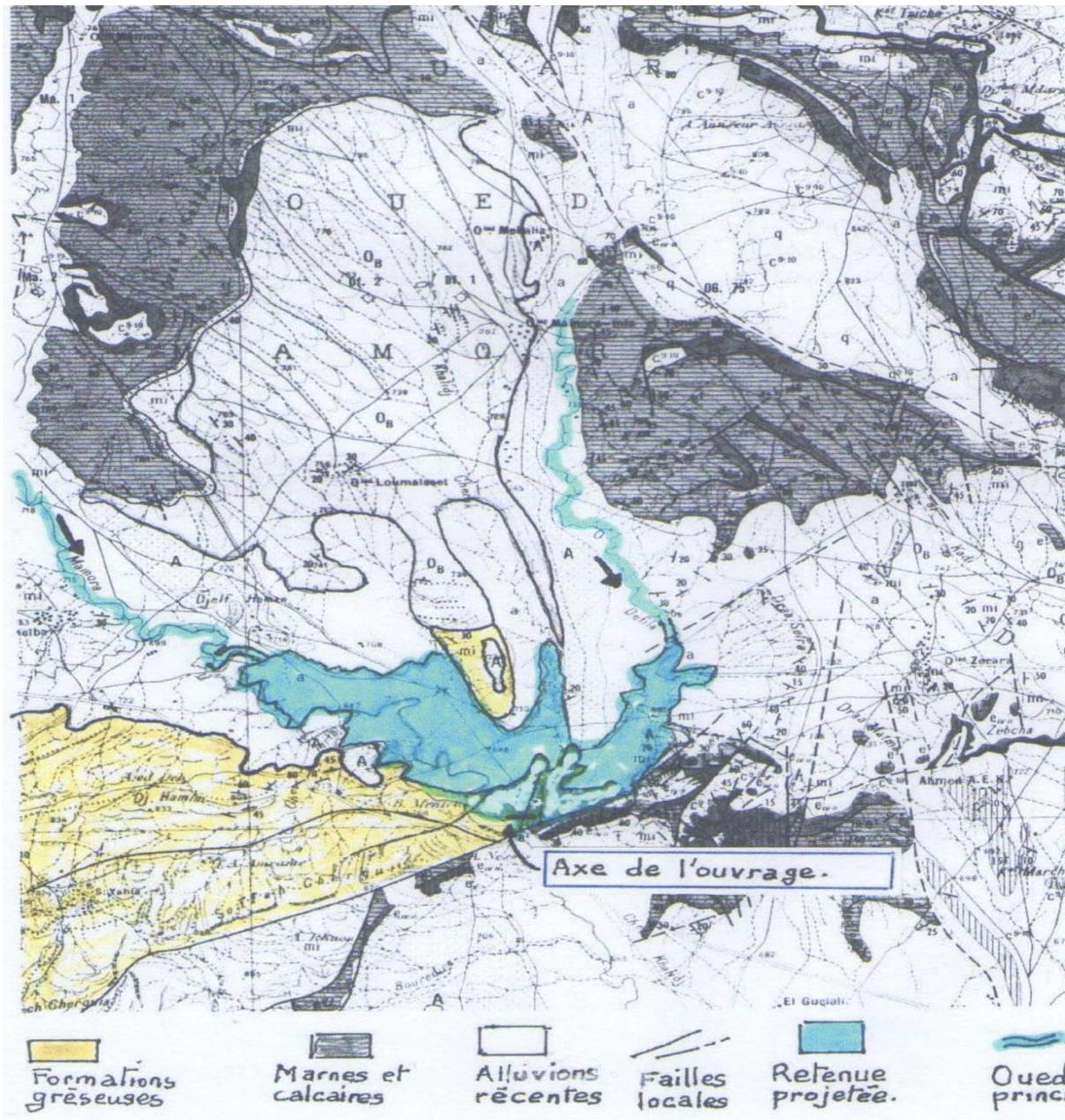


Figure II.1 : Carte géologique (Echelle 1/50000^{ème})

II.1.3.2 – 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 Miocène inférieur.

Chapitre II Etude géologique et géotechnique

A l'échelle du bassin d'alimentation, au point de vue étanchéité, on relèvera, d'une manière générale, la présence quasi constante de la composante marneuse ou argileuse dans 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 d'eau superficielles le long du chevelu hydrographique.

II.1.3.3 – Fondation de la digue

L'analyse des critères techniques de faisabilité d'une retenue sur Oued El ham 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, un parafeuilles destiné 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 affleurants.
- 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.1.3.4 - Aspects tectoniques

L'analyse du schéma structural et tectonique régional montre que le projet se situe en plein domaine des charriages : c'est à dire que les terrains en place sont d'origine lointaine ; l'ensemble des nappes est venu se déposer sur la formation basalte dite autochtone.

Les discontinuités entre les différentes Unités sont des contacts anormaux, soulignés par le trias qui a joué le rôle d'une "couche savon".

Il est important de faire remarquer que notre site d'étude est situé à environ deux cents mètres au Nord de l'accident tectonique majeur qui passe approximativement au pied sud des barres gréseuses topographiquement proéminentes ; parallèlement, on devra rapporter pour les besoins de notre étude, l'existence de deux failles dites satellites reliées à la faille principale, l'une d'elle est parallèle au lit de l'oued au droit du site propose pour recevoir le futur barrage.

En relation avec cette tectonique cassante, de visu on relevé sur site que les bancs gréseux sont affectés de diaclases d'ouverture centimétrique remplies de grès fins assez tendre.

II.1.3.5 - Stratigraphie et lithologies à l'axe de la retenue

Le site de la retenue présente l'avantage de l'apparence des formations de base qui serviront d'assiette porteuse pour l'ouvrage projeté. Les recouvrements colluvionnaires et éluvionnaires sont de faible importance voire localement inexistants.

En effet sur les deux rives, il est aisé de comprendre et de dresser la structure géologique d'ensemble, afin de définir les appuis latéraux de l'ouvrage.

Au site de la retenue on montre que la structure est de type monoclinale: avec un faible pendage général des bancs d'environ 20° - 30 °.

L'inclinaison est dirigée vers le Nord : c'est à dire vers l'amont de la retenue. Cette considération laisse exclure la possibilité de glissement dit « banc par banc » de cette assise de base de fondation et d'appui pour l'ouvrage.

Les grès constituent, en tout lieu, l'ossature stratigraphique et lithologique du site et de la cuvette. Les bancs de grès sont massifs, épais, respectivement de quelques mètres de puissance. Les épaisseurs les plus fréquentes sont comprises entre 1,5 et 3,00 m à la base de la coupe à partir du lit de l'Oued. Certains bancs, plus développés, peuvent localement et exceptionnellement atteindre une épaisseur de 8 - 10 mètres.

II.1.4 - Séismicité

L'analyse des chroniques sismologiques recensées pour la région d'étude et ses environs, montre que quelques tremblements de terre s'y sont épisodiquement manifestés avec des épacentres plus ou moins proches de la Ville de Sidi-Aïssa. Le site en lui-même appartient à l'Atlas Tellien, où plusieurs foyers, plus ou moins intenses ont été enregistrés, historiquement, on retiendra deux (02) évènements sismiques majeurs: celui du 21 Février 1960, dont l'épicentre a été situé à Melouza au Nord Est de Sidi Aïssa et où elle a été fortement ressentie. Puis le séisme du 30 Octobre 1975 d'intensité maximale de 5.4 à Sidi Aïssa ville.

Les principaux évènements sismiques enregistrés avec leurs intensités sont récapitulés ci-dessous :

Tableau II.1 : chronologique sismique de la zone d'étude.

Date de l'évènement	Epicentre	Magnitude	Effet à Sidi Aïssa
24 juin 1910	Sour El Ghozlane	6.4	Intensité faible
12 février 1946	Bordj Ghdir	5.6	Intensité 3
28 janvier 1955	Sour El Ghozlane	5	Intensité 2
21 avril 1946	BirGhbalou	4	Intensité 2-3

Chapitre II Etude géologique et géotechnique

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

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

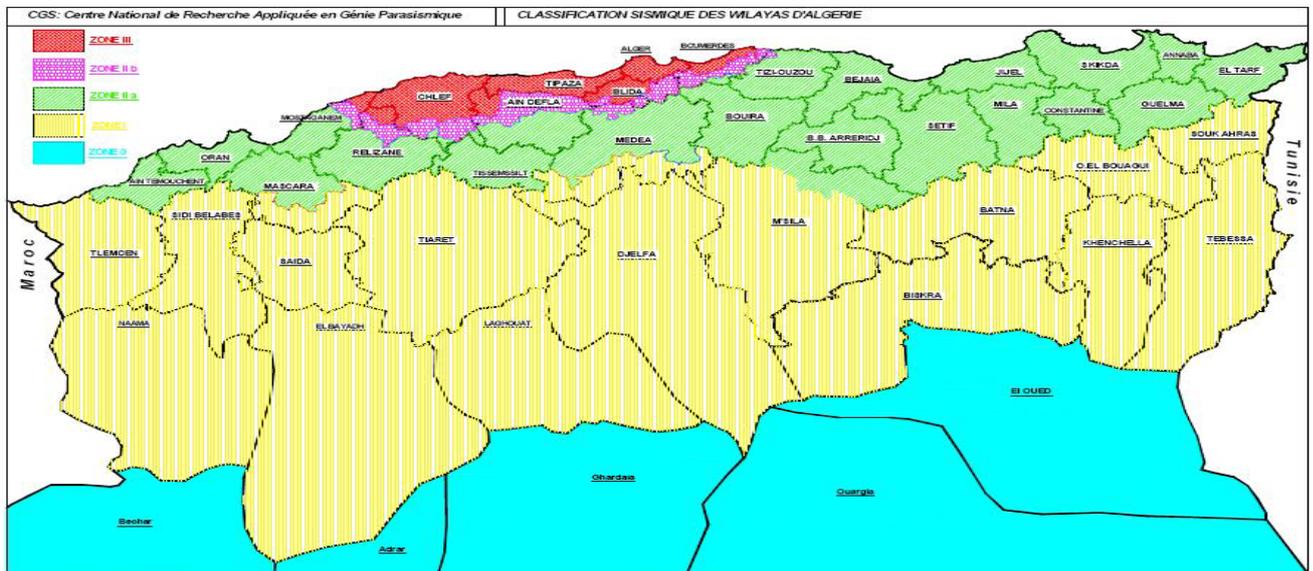


figure II.2 : carte du zonage sismique du territoire national (RPA, Version 2003)

la zone d'étude est classé à faible sismicité.

II.1.5 – 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 El ham 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 interfleuve entre les oueds Defila et Maamora ; nous pouvons estimer quantitativement que les besoins du chantier pourront être satisfaits, avec l'avantage d'une proximité relative des zones d'emprunts.

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 6 puits à ciel ouvert répartis entre les deux rives et un sondage électrique vertical (SE V) sur la rive droite. Finalement n'ont pu être exécutés dans l'axe que deux sondages (SC 1 de 13m et SC 2 de 11.2m) sur la rive gauche où l'accès s'avère facile à la machine de sondage, contrairement à la rive droite où le relief est rocheux et très abrupte.

II.2.1.2 - Interprétation des travaux de la reconnaissance

Les deux sondages carottés (SC 1 et SC 2) et le sondage électrique vertical (SE V) ont été exécutés à une profondeur variable de 11.2 à 13m:

- **Sondage carotté SC 1**

0.0 - 8.1m : limon sableux caillouteux

8.1 - 11.5m : Sable limoneux

11.5 – 13m : Grés compact

- **Sondage carotté SC 2**

0.0 – 6.4m : Sable limono graveleux

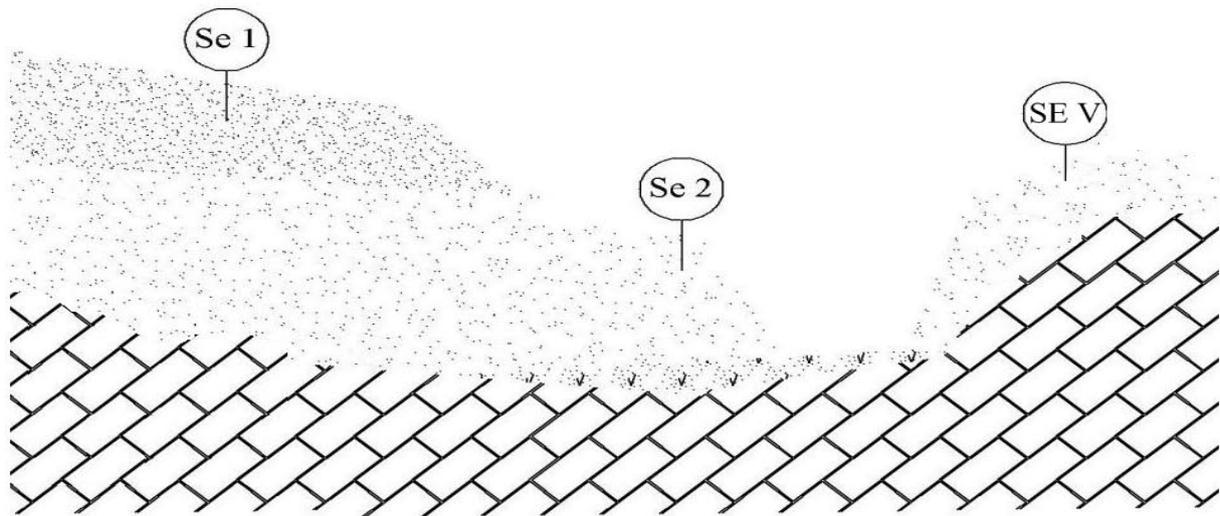
6.4 – 11.2m : Grés compact

- **Sondage électrique SE V**

0.0 – 1.8m : Sable limono graveleux

1.8 – 13m : Grés compact

La lithologie apparaît nettement homogène, et elle est constituée d'une couverture de produits d'apport: limon sableux et sable limoneux ayant une épaisseur variable de 6.5 à 11,5m sous lesquels se tient du grés compact. La figure II.3 montre la coupe géologique de l'axe de la digue.



LEGENDE:

	Limon graveleux et caillouteux		Sable limoneux
	Alluvions		Grès compact

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 du grès compact.

▪ 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.2.

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

Désignation			Identification						Granularité				
Nature	N°	Pro f	W %	γ t/m ³	γ_d t/m ³	Sr %	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	9m	6	1.68	1.58	27	Nm	Nm					
S.Limoneux	SE V	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 8m 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 tient le grès, 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/m³ et de 1,58 t/m³. 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 effectuées 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) ≤ 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.3.

Tableau II.3 : présentation des résultats des essais mécaniques.

Désignation			Cisaillement		Compressibilité		
Nature	N° S	Prof	Cu Bars	Φ °c	Φ Bars	Cc %	Cg %
L.Sableux	SC 1	5m	0.32	12	1.8	14.95	1.95
S.Limoneux	SC 2	9m	0.23	16	1.77	14.28	1.52
S.Limoneux	SE V	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 rapproché avec un écart très faible. Il apparait 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 le grès compact, de part 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 $Rc/2$. D'où $\Phi=0$.

Compressibilité : Exécuté seulement sur le Limon sableux et le sable limoneux, l'essai œnométrique 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.4 : Caractéristiques de compactage et de portance.

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

II.2.2.6 - Présentation et interprétation des caractéristiques du grès compact

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.5 :caractéristiques du grès compact.

Désignation			Identification						
<i>Nature</i>	<i>N° Sg</i>	<i>Prof</i>	γ_h <i>t/m³</i>	γ_s <i>t/m³</i>	<i>Rc</i> <i>Bars</i>	<i>LA</i>	<i>K</i> <i>cm/s</i>	<i>n</i>	<i>e</i>
Grès compact	S1	10m	2.32	2.70	20	24	2.9 10 ⁻¹⁵	13	15
	S2	11m	2.38	2.67	18	26			

L'examen des résultats du tableau permet de porter sur le grès compact 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

Chapitre II Etude géologique et géotechnique

constitutive du site est constituée d'un grès très compact 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 (6 à 11 m) sous lesquelles se tient une couche de grès très compact. 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 du grès sous la base de la fondation de l'ouvrage est estimée par la relation de Terzaghi suivante :

$$Q_{adm} = \frac{\gamma_h \cdot D + \frac{(1 - \frac{0,2B}{L}) \gamma_h^{BN\gamma}}{2} + \gamma_h \cdot D(Nq - 1) + (1 + \frac{0,2B}{L}) C \cdot Nc}{F} \quad (II.1)$$

A partir des caractéristiques géotechniques du grès qui se résument ainsi :

- $\gamma_h = 2,35 \text{ t/m}^3$
- $\varphi = 0$
- $B = 6\text{m}$ et $L = 30\text{m}$
- $D = 2,38 \text{ t/m}^3$

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 le grès 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 4,87 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 $H=25\text{m}$;

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

D'où : $Q = 4,25 \text{ bars}$

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

Conclusion

La reconnaissance menée par deux sondages carottés: SC 1 de 13m de profondeur et SC 2 de 11.2m de profondeur sur la rive gauche, et un sondage électrique verticale (SE V) de 13 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 6 à 11.5m sous lesquels se tient le substratum à partir de :

- 11.5m au SC 1
- 6.4m au SC 2
- Environ 1m 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 gréseux 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 du grès, 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 Elham, il est représenté par la figure III.1.

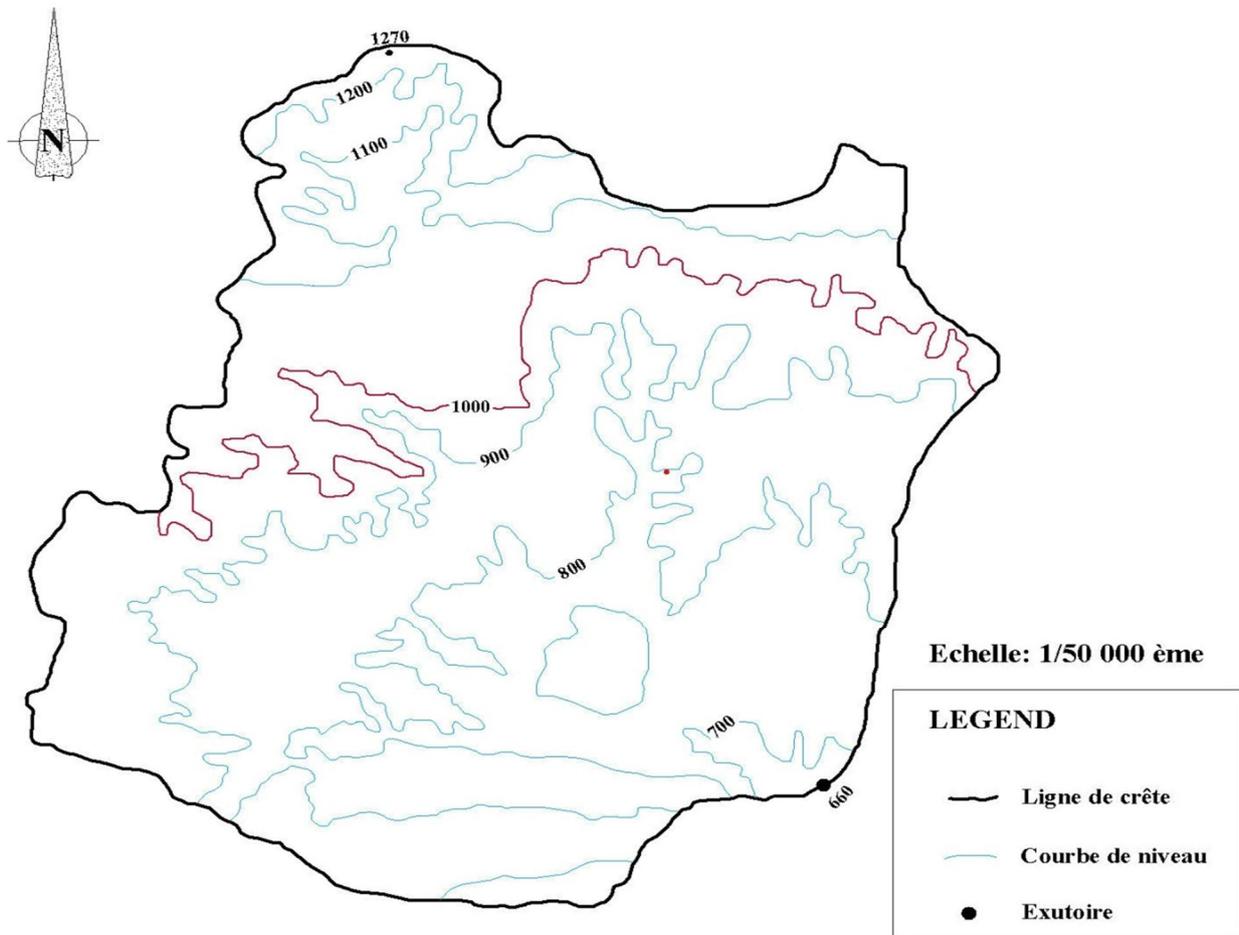


Figure III.1 : Bassin versant

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 utilisation du logiciel AutoCAD sur la carte d'État-major Maginot N°138 à l'échelle 1/50.000^{ème}, soit :

$$S = 418 \text{ Km}^2$$

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 *AutoCAD 2004* est de **108.2 Km**.

3. **Longueur du cours d'eau principale** : elle est mesurée à partir du profil de l'oued, soit :

$$L_p = 26.00 \text{ km}$$

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.

$$K_c = \frac{P^2}{4\pi S} \tag{III.1}$$

Où, P : Périmètre du bassin versant = 108.2 Km;

S : Surface du bassin versant = 418 Km².

$$K_c = 1.48$$

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 :

$$L = \frac{P\sqrt{S}}{2} + \sqrt{1 - \frac{4S}{P^2}} \tag{III.2}$$

La largeur I :

$$I = \frac{P\sqrt{S}}{2} - \sqrt{1 - \frac{4S}{P^2}} \tag{III.3}$$

Où, K_c : Indice de compacité de Gravelieus ;

S : Superficie du bassin versant (Km²);

L : longueur du rectangle équivalent (Km) ;

I : largeur du rectangle équivalent (km).

Nous aurons :

$$L = 44.57 \text{ Km}$$

$$I = 9.45 \text{ Km}$$

La représentation graphique du rectangle équivalent est donnée en figure III.2 ;

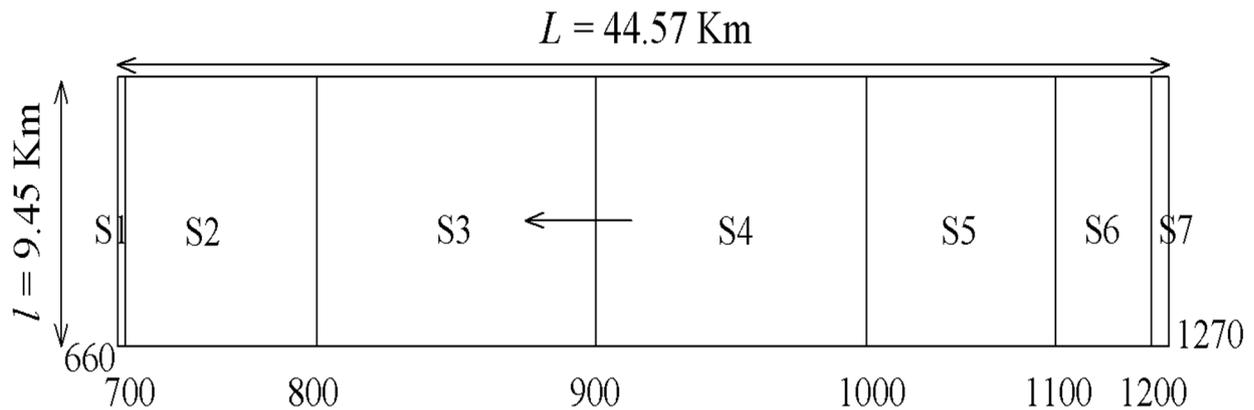


Figure III.2 : Rectangle équivalent

6. Coefficient d'allongement :

$$Ca = \frac{L}{\sqrt{S}} \tag{III.4}$$

Où, L : la longueur du thalweg principal, L = 26 Km

S : la superficie du bassin versant, S = 418 Km²

AN : Ca= 1.61

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.3, 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.

La répartition hypsométrique est donnée par le pourcentage de la surface comprise entre les différentes courbes de niveau à la surface totale (tableau III.1).

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

Altitudes m	Surfaces partielles Km ²	Surfaces partielles %	Surfaces cumulées %
1270 ó 1200	7	1,67	1,67
1200 ó 1100	52	12,44	14,11
1100 ó 1000	86	20,57	34,69
1000 ó 900	99	23,68	58,37
900 ó 800	103	24,64	83,01
800 - 700	68	16,27	99,28
700 ó 660	3	0,72	100,00

La figure III.3 représente la Répartition en pourcentage des surfaces élémentaires et la courbe hypsométrique du bassin versant.

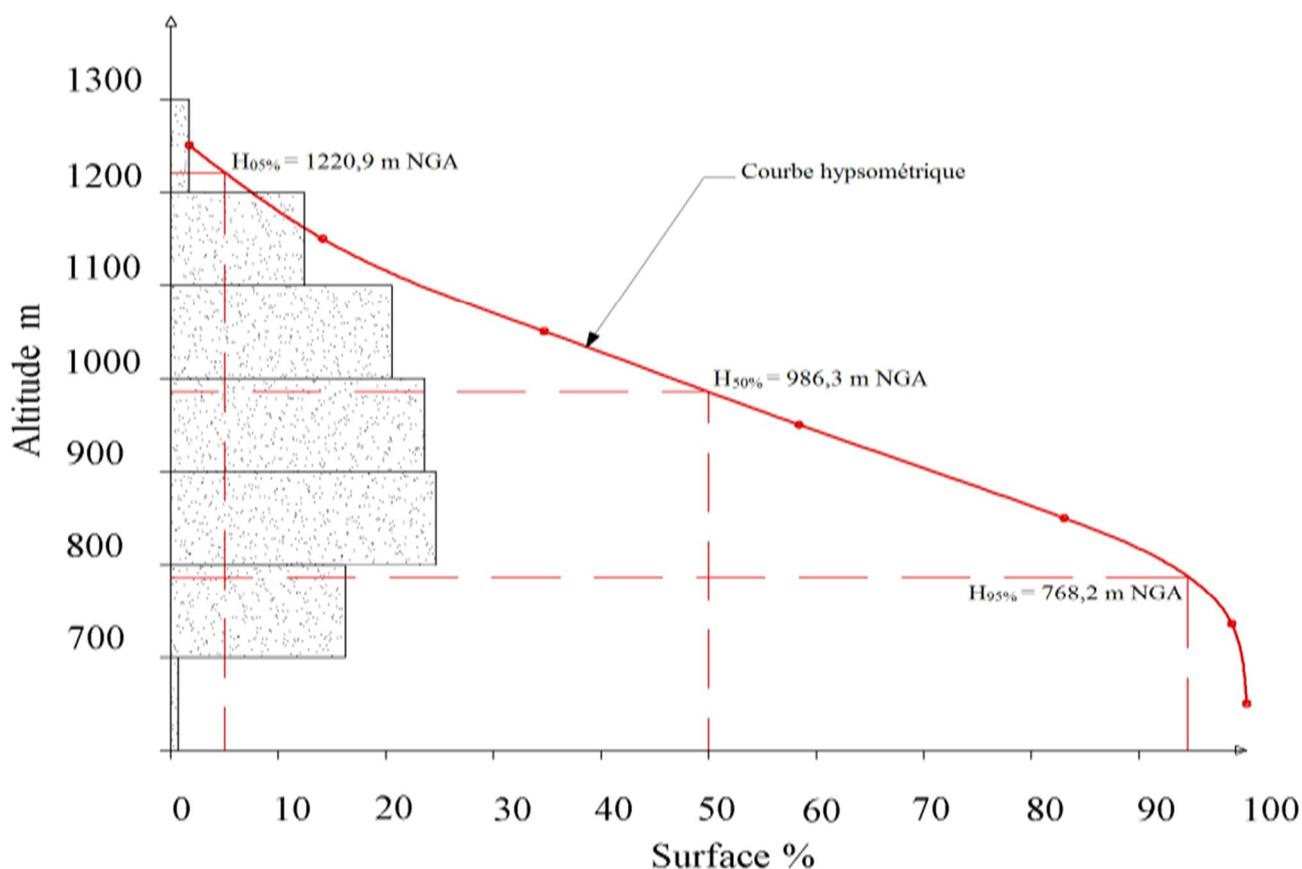


Figure III.3 : Répartition en % des surfaces partielles et courbe hypsométrique

La courbe hypsométrique et les diagrammes des fréquences altimétriques représentées en figure III.3 montre que **68.89 %** de la surface totale du B.V est comprise entre les altitudes **800 et 1100 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 :

$$H_{moy} = \frac{\sum S_i H_i}{S} \tag{III.5}$$

- 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) ;
 S : superficie totale du bassin versant (km²).

L’altitude moyenne est peu représentative de la réalité. Toutefois, elle est parfois utilisée dans l’évaluation de certains paramètres hydrométéorologiques ou dans la mise en œuvre de modèles hydrologiques.

Tableau III.2 : Détermination de l’altitude moyenne.

Altitudes m	H_i (m NGA)	S_i (Km ²)	$S_i * H_i$ (Km ² .m)
1270 - 1200	1235	7	8645
1200 - 1100	1150	52	59800
1100 - 1000	1050	86	90300
1000 - 900	950	99	94050
900 - 800	850	103	87550
800 - 700	750	68	51000
700 - 660	690	3	2040

D’où : $H_{moy} = 941.18$ 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.2) on a :

$$H_{max} = 1270 \text{ m NGA} \qquad H_{min} = 660 \text{ m NGA}$$

▪ **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.3) on a :

$$H_{50\%} = 986,3 \text{ m NGA}$$

$$\text{De même ; } H_{5\%} = 1220,9 \text{ m NGA et } H_{95\%} = 768,2 \text{ m NGA}$$

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.

$$i_{moy} = \frac{L \cdot D}{S} \tag{III.6}$$

Où : i_{moy} : pente moyenne (%) ;

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

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

S : surface du bassin versant (km²).

Tableau III.3 : Longueur des courbes de niveau.

Altitudes m	Longueur de courbe de niveau Km
700	02
800	43,5
900	53
1000	34,2
1100	22,7
1200	12

AN : $i_{moy} = 04 \%$

▪ **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 la surface du bassin et la dénivelée $D = H_{5\%} - H_{95\%}$, l'indice global est égal à :

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

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

L : longueur du rectangle équivalent (km)

$AN : I_g = 10,15 \text{ m / km}$

▪ **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 :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum \frac{S_i}{100} \sqrt{H_i - H_{i-1}} \quad (III.8)$$

Où, L : longueur du rectangle [m];

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

Tableau III.4 : Calcul de l'indice de pente I_p .

Altitudes m	$H_i - H_{i-1}$ m	S_i %	$\frac{S_i}{100} \sqrt{H_i - H_{i-1}}$
1270 ó 1200	70,00	1,67	1,29
1200 ó 1100	100,00	12,44	3,53
1100 ó 1000	100,00	20,57	4,54
1000 ó 900	100,00	23,58	4,86
900 ó 800	100,00	24,64	4,96
800 - 700	100,00	16,27	4,03
700 - 660	20,00	0,72	0,85
Somme		99,89	24,06

D'où : $I_p = 3,6\%$

III.1.4 – Caractéristiques du réseau hydrographique

Le réseau hydrographique est constitué de l'ensemble des chenaux qui drainent les eaux de surface vers l'exutoire du bassin versant.

Les deux principaux affluents convergeant au site proposé à l'étude sont oued Maamora à l'ouest et oued Defila à l'est, un ensemble des ravinements collectent leurs eaux vers oued Maamora et plus à l'est oued Defila coule à travers une large vallée alluviale.

La confluence des deux principaux oueds s'établit à l'amorce du domaine plat dans une gorge étroite située à l'amont de l'intersection du cours d'eau majeur devenu oued Elham, avec la route principale Sidi Aissa -Ksar Chellala.

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/km² ou en km⁻¹, elle est donnée par la formule suivante :

$$D_d = \frac{\sum L}{S} \tag{III.9}$$

Où, D_d : Densité de drainage ;
 S : Surface du bassin versant en Km².

$$D_d = 0.062 \text{ Km}^{-1}$$

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.4 ci-après montre la classification de Schumm du bassin versant étudié :

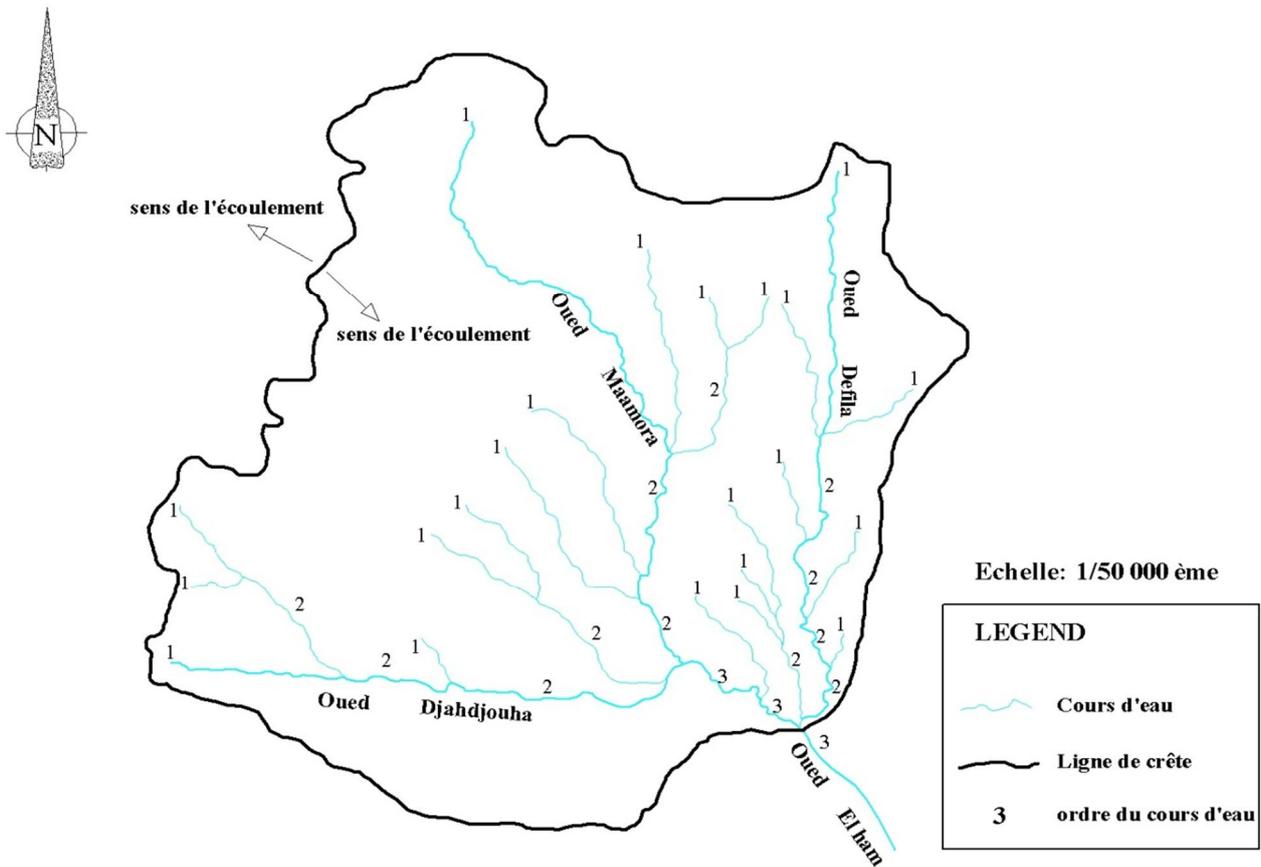


Figure III.4 : Réseau hydrographique

III.1.4.2 - Le temps de concentration

Le temps de concentration t_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**

$$t_c = \frac{L_{cp} \sqrt{H_{moy} / H_{min}}}{V_r} \quad (III.10)$$

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**

$$t_c = \frac{L_{cp} \sqrt{H_{max} / H_{min}}}{V_r} \quad (III.11)$$

Où, L_{cp} : longueur du cours d'eau principal, $L_{cp} = 26$ Km ;
 H_{max} : altitude max du bassin versant (m) ;
 H_{min} : altitude min du bassin versant (m).

- **Formule de Kirpich**

$$t_c = 0.6615 \frac{L_{cp} \sqrt{H_{max} / H_{min}}}{V_r} \quad (III.12)$$

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.5 : Calcul de temps de concentration.

Formule	Valeur (heure)
Giandotti	9,34
California	3,51
Kirpich	2,35

La longueur du cours d'eau principal est de 26 km, l'altitude maximal et de 1270 m NGA et l'altitude minimal est de 660 m NGA ; Alors la valeur reteint est de Giandotti.

D'où, $T_c = 9,34$ 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 : $V_r = 0,36$ Km/h

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

Tableau III.6 : caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant.

Caractéristiques		Valeur
Surface	(Km ²)	418
Périmètre	(m)	108
Longueur	km	44.57
Largeur	km	9.45
Altitude maximale	m	1270
Altitude moyenne	m	941,18
Altitude médiane	m	966.3
Altitude minimale	m	660
Altitude 5%	m	1220.9
Altitude 95%	m	768.2
Indice de compacité	/	1.48
Indice de pente globale	m/km	0.01
Pente moyenne du bassin versant	%	04
Longueur du cours d'eau principal	km	26
Densité de drainage	Km/Km ²	0.062
Temps de concentration	h	9,34

Donc, Le bassin versant étudié draine une grande surface (418 Km²), de forme allongée, de relief modéré, de pente moyenne, d'une densité de drainage moins dense et de longueur du cours d'eau importante.

III.2 - Caractéristiques climatologiques

Les conditions climatiques jouent également un rôle important : les climats ayant des précipitations réparties également tout au long de l'année auront des densités de drainage plus faibles que les régions à climat très contrasté comme les zones semi-arides.

III.2.1 – Données de la température

Le site du futur barrage est situé dans une région de climat semi-aride, le tableau III.7 donne la variation de la température durant l'année de la région d'étude:

Tableau III.7 : 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.5 représente la variation annuelle de la température :

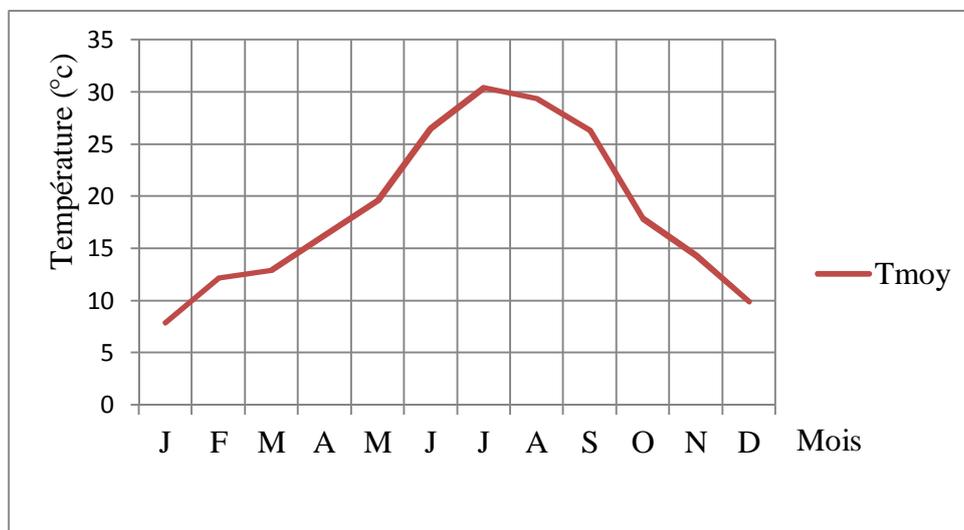


Figure III.5 : Variation annuelle de la température

La figure III.5 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.8 : Répartition de l'ETP mensuelle de la ville de Sidi Aissa.

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 Sidi Aissa enregistre une évaporation moyenne annuelle atteindra 1216 mm.

III.2.3 - Données pluviométriques

Dans le bassin versant concerné par l'étude il existe une seule station pluviométrique, c'est la station de AIN NESSISSA, code (050101), il se situe juste dans l'axe du futur

barrage, Les stations pluviométriques avoisinant sont la station de CHALLAT EL ADAOURA, code (050102), et la station de Souk el Djemaa, code (050103), les stations avec son code sont données au tableau III.9.

La carte ci-après (figure III.6) montre les stations pluviométriques et hydrométriques en service dans le bassin versant.

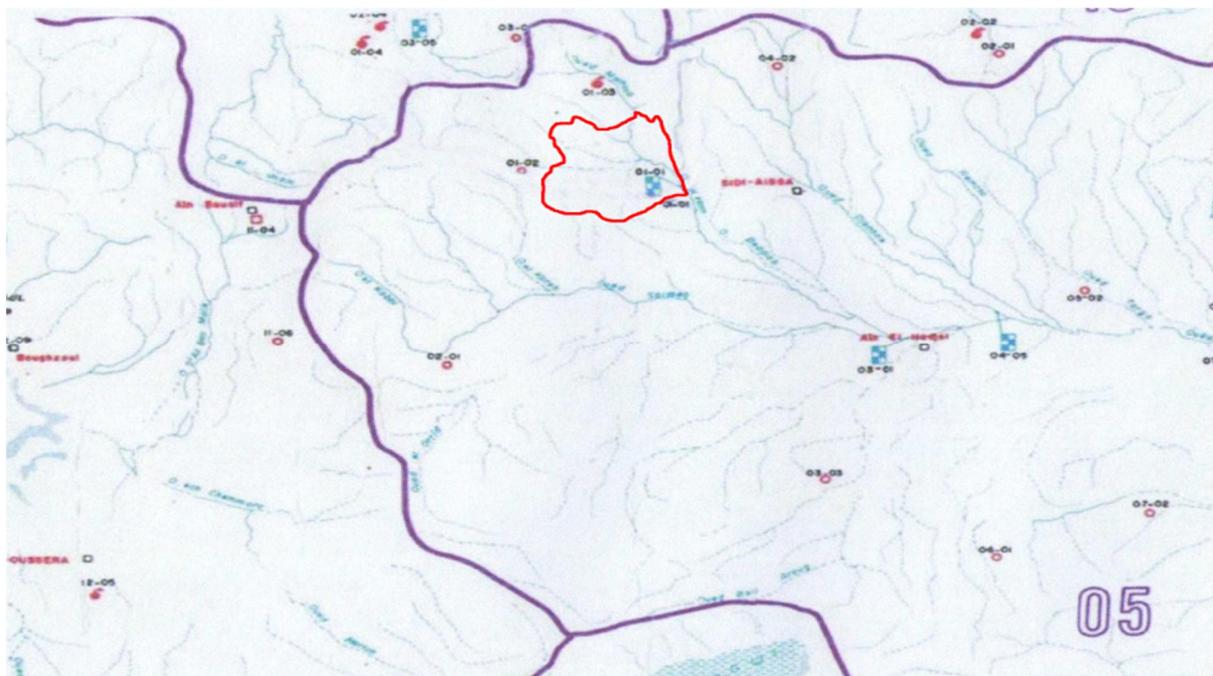


Figure III.6 : Carte de situation des stations pluviométriques et hydrométriques

Tableau III.9 : Stations pluviométriques disponible.

N° de la station	Nom	Code	Cordonnées		Altitude m
			X	Y	
01	AIN NESSISSA	050101	583.85	290.35	680
02	CHELLALET EL ADAOURA	050102	565	293.8	990
03	SOUK EL DJEMAA	050103	576.9	304.15	830

ANRH

Les trois stations sont situées dans les mêmes conditions physicogéographiques 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 NESSISSA sur la période (1968-1996), elle est donnée par le tableau III.10 et le graphe (figure III.7) ci-dessous :

Tableau III.10 : Répartition mensuelle de la pluie moyenne.

Mois	sept	oct	nov	déc	jan	fév	mar	avr	mai	juan	juill	août
Pluviométrie mm	35,37	25,39	25,93	15,14	22,09	16,94	21,48	18,4	30,93	10,97	3,44	6,37
Pluviométrie %	15,21	10,92	11,15	6,51	9,50	7,28	9,24	7,91	13,30	4,72	1,48	2,74

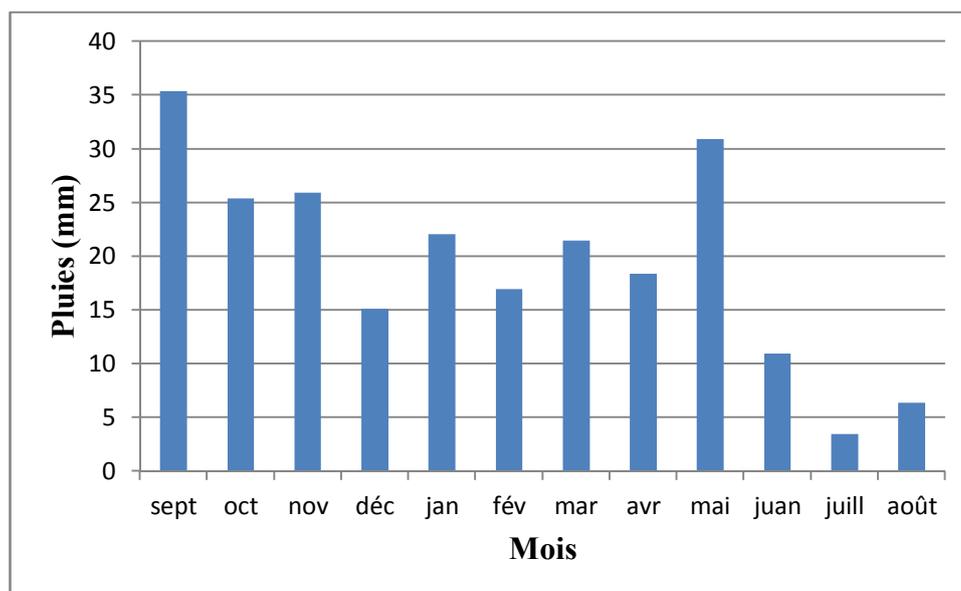


Figure III.7 : Répartition mensuelle de la pluie moyenne

Remarque : La station hydrométrique d'AIN NESSISSA fournit 18 années de mesures, de 1990 à 2008, Cependant, au cours de ces années, les barèmes de tarage ne sont pas établis, alors cette station a été écartée.

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.

Un échantillon a été pris de la série de précipitation de la station d'AIN NESSISSA sur la période (1968-1996), les observations des années présentent beaucoup de lacunes sont éliminés les autres lacunes ont été complétés par corrélation entes les 03 stations (tableau III.11).

Tableau III.11 : Pluies maximales journalières.

N°	ANNEE	STATIONS		
		CHELLALAT 050102	SOUK EL DJEMAA 020103	AIN NESSISSA 050101
01	1968	ô	38	41.3
02	1969	32.7	43	26
03	1970	17.4	20	25.8
04	1971	ô	80.5	52.5
05	1972	60.9	ô	132.6
06	1973	ô	82	22.5
07	1974	ô	ô	21.8
08	1975	25.5	35	26.4
09	1976	52.4	20	72.5
10	1977	26.3	19	30.1
11	1978	48	ô	33.2
12	1979	40	100	58.8
13	1980	ô	43	17.6
14	1981	33.6	50.5	41.4
15	1982	46	41.2	11.9
16	1983	ô		17.6
17	1984	34.2	ô	18.7
18	1985	65.6	ô	59.6
19	1986	25.4	30.5	27.5
20	1987	21.2	25.7	11.6
21	1988	26.9	19	20
22	1989	35.6	54.7	53.8
23	1990	26.6	19	17.5
24	1991	67.9	42	26.5
25	1992	15.4	19	21.7
26	1993	ô	26.7	16.9
27	1994	41.6	36.3	36.7
28	1995	26.6	ô	33.3
29	1996	19.7	ô	22.5

Source : ANRH

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

Tableau III.12 : Les paramètres statistiques de l'échantillon.

Caractéristiques	Valeur
Nombre d'observation	29
Ecart-type	20.08
Médiane	30.30
Coefficient de variation C_v	0.531
Coefficient d'asymétrie C_s	1.426

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

III.3.1 - 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 au-dessous représentent les graphes des droites de régression obtenues par les ajustements aux trois lois :

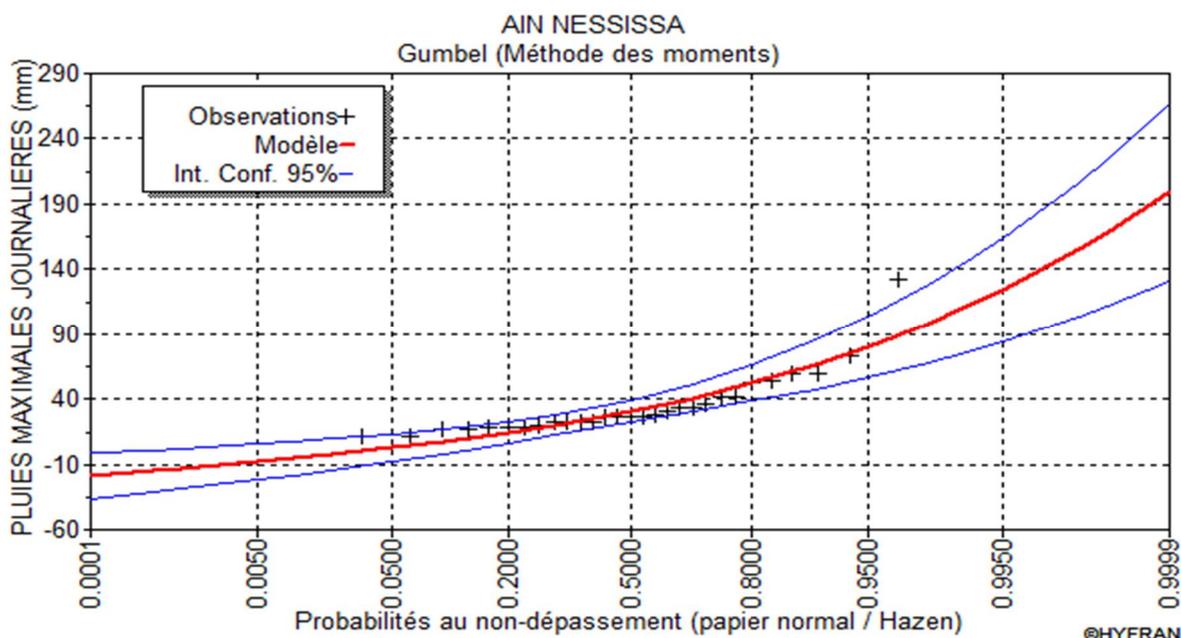


Figure III.8 : ajustement des pluies à la loi de Gumbel

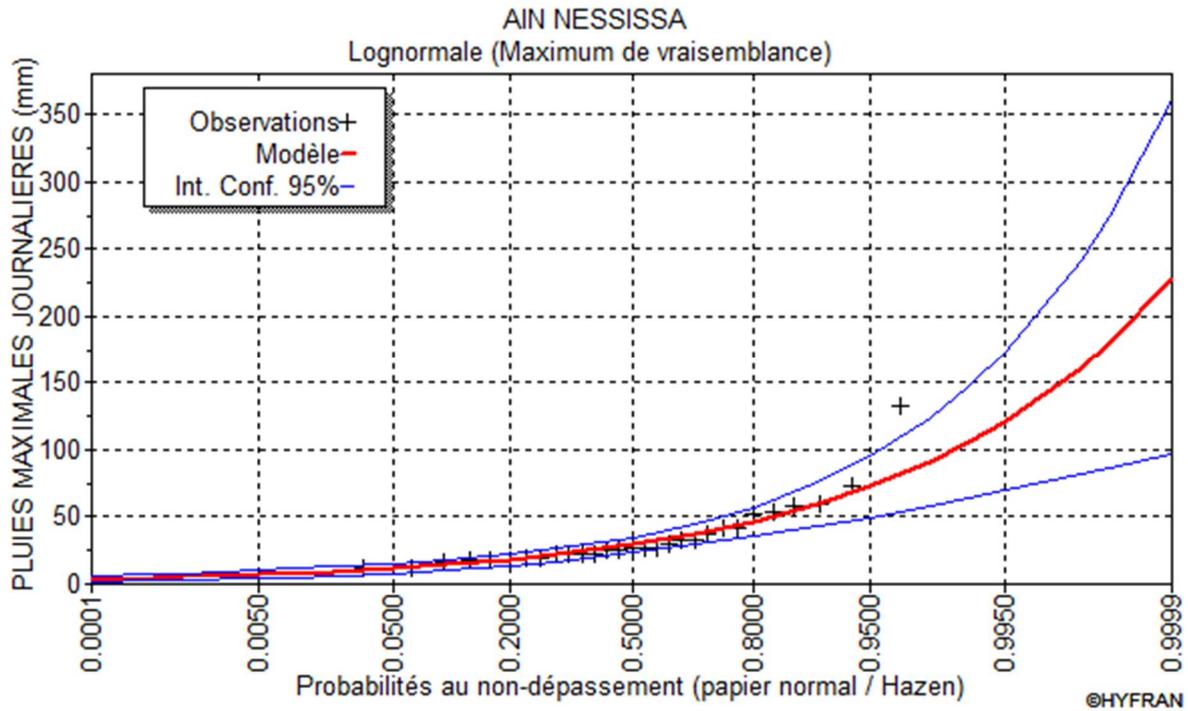


Figure III.9 : ajustement des pluies à la loi LogNormale

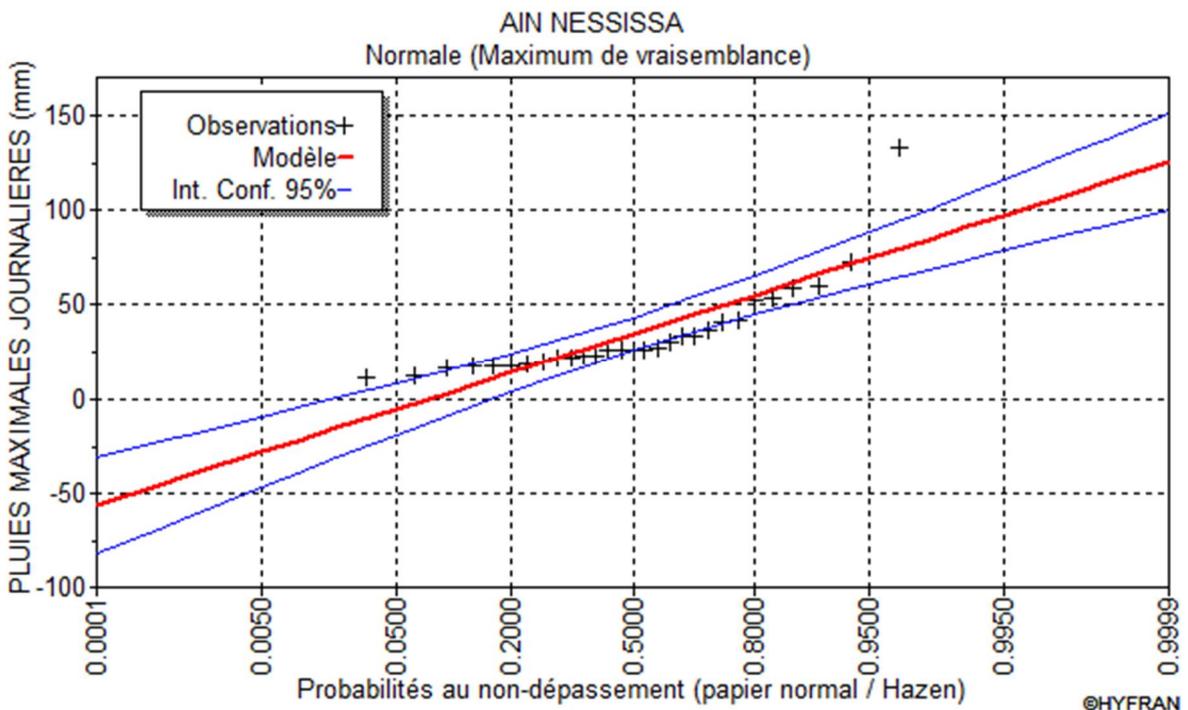


Figure III.10 : ajustement des pluies à la loi Normale

Comparaison des résultats

D'après les résultats obtenue on remarque qu'à partir les différents méthodes que la méthode de Gumbel est la méthode la plus précise et parmi les calculs c'est beaucoup des paramètres et plus longue, mais la méthode de la loi log Normal c'est une méthode classique n'est pas donnée plusieurs caractéristiques de la série.

Les résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel sont représentés dans le tableau III.13 :

Tableau III.13 : résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel.

Période de retour ans	Probabilité	X _t mm	Ecart type	Intervalle de confiance	
1000	0,999	136.96	21.56	94.68	179.24
200	0,9950	111.72	16.72	78.95	144.49
100	0,9900	100.82	14.64	72.13	129.52
50	0,9800	89.88	12.57	65.25	114.52
20	0,9500	75.30	9.84	56	94.58
10	0,9000	64.02	7.79	48.75	79.29
5	0,8000	52.26	5.76	50	63.57

Les pluies de différentes fréquences sont données au tableau III.14 :

Tableau III.14 : 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)	136.96	100.82	89.88	75.29	64.02	52.26	34.51

III.3.2 - 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.

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

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:

$$I_p = \frac{P_{max,t,p\%}}{t}$$

Ainsi, les précipitations et les intensités pour les différentes fréquences sont regroupées dans le tableau III.15 ci-dessous :

Tableau III.15 : Précipitations et intensités des différentes fréquences.

Période de retour	10		20		50		100		1000	
	P _{ct} mm	I _t mm/h								
0,50	24,32	48,64	28,61	57,21	34,15	68,30	38,30	76,61	52,03	104,07
1,00	28,92	28,92	34,02	34,02	40,61	40,61	45,55	45,55	61,88	61,88
2,00	34,40	17,20	40,45	20,23	48,30	24,15	54,17	27,08	73,59	36,79
3,00	38,07	12,69	44,77	14,92	53,45	17,82	59,95	19,98	81,44	27,15
6,00	45,27	7,54	53,24	8,87	63,56	10,59	71,29	11,88	96,85	16,14
9,00	50,10	5,57	58,92	6,55	70,34	7,82	78,90	8,77	107,18	11,91
12,00	53,83	4,49	63,32	5,28	75,59	6,30	84,78	7,06	115,17	9,60
15,00	56,92	3,79	66,95	4,46	79,92	5,33	89,64	5,98	121,78	8,12
18,00	59,58	3,31	70,07	3,89	83,65	4,65	93,82	5,21	127,46	7,08
21,00	61,92	2,95	72,82	3,47	86,94	4,14	97,51	4,64	132,46	6,31
24,00	64,02	2,67	75,30	3,14	89,89	3,75	100,82	4,20	136,96	5,71

La figure III.11 représente la courbe IDF :

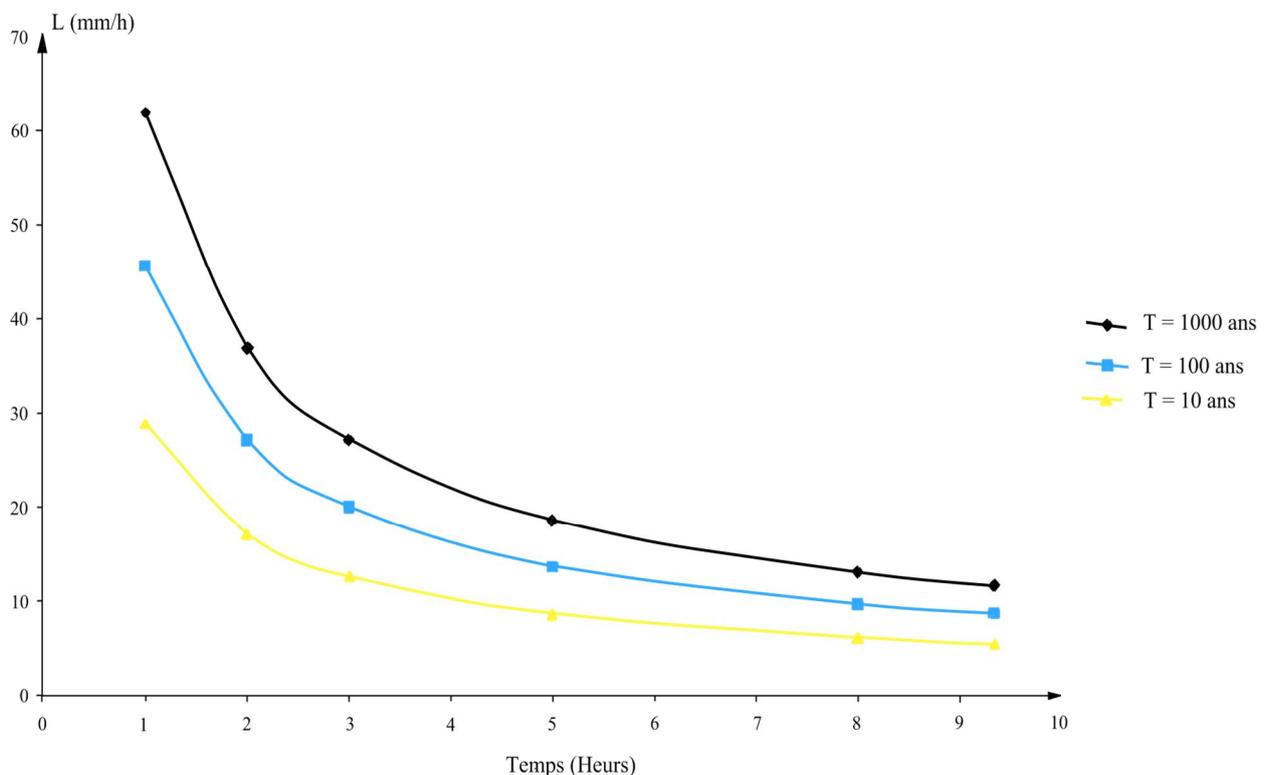


Figure III.11 : courbe intensité-durée-fréquence

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.

Ils peuvent être appréciés :

- en volume annuel (V), exprimé en m^3 ;
- en débit moyen annuel (Q), défini en m^3/s , égal au volume (V) divisé par le nombre de secondes dans l'année;
- en lame d'eau écoulée annuelle (L_e), exprimée en mm, correspondant à la hauteur d'eau fictive qu'atteindrait le volume écoulé (V) s'il était uniformément réparti sur une surface horizontale de superficie (S) égale à celle du bassin versant.

On a :

$$A_0 = Q \cdot 365 \cdot 24 \cdot 60 \cdot 60 \quad (III.15)$$

Où, A_0 : apport moyen annuel ;

L_e : lame d'eau écoulée (mm);

S : surface du bassin versant (km^2), $S=418 km^2$.

▪ Formule de Samie

$$A_0 = (P_{moy} - 2.2\sqrt{L_e}) \cdot S \quad (III.16)$$

Avec :

P_{moy} : précipitation moyenne interannuelle (mm), $P_{moy} = 275 m$.

▪ 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 .

$$Q_d = Q_{\text{écoulement}} - Q \quad \text{(III.17)}$$

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

$$Q_d = \frac{Q_{\text{écoulement}} - Q}{\text{Densité de drainage}} \quad \text{(III.18)}$$

L : Variable théorique tel que :

$$Q_d = 300 + 25Q_d + 0,05 Q_d^2 \quad \text{(III.19)}$$

T_o : Température moyenne annuelle = 18,82 °c

▪ **Formule de Deri II**

On a :

$$Q_d = 0,5131 * P_{\text{moy}}^{0,22} * S^{0,22} * D_d^{0,22} * 10^3 \quad \text{(III.20)}$$

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

S : Superficie du bassin versant (Km²) ;

D_d : Densité de drainage (km/km²).

▪ **Formule de l'A.N.R.H**

$$Q_d = 0,915 P_{\text{moy}}^{0,22} S^{0,22} D_d^{0,22} * 10^3 \quad \text{(III.21)}$$

Où, A₀ : Apport moyen annuel (Hm³) ;

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

S : Superficie du bassin versant (Km²).

Le tableau III.16 ci-après regroupe les résultats de toutes les formules :

Tableau III.16 : Calcul de l'apport moyen annuel.

Formule	Lame d'eau écoulee mm	Apport moyen annuel Hm ³
Samie	18,75	7,84
Turc	14,87	7,21
Deri II	15,41	6,45
l'A.N.R.H	11,55	4,82

Après l'analyse des résultats obtenus par les différentes méthodes on a jugé utile d'écartier la valeur de la formule de l'ANRH faibles, les valeurs de Samie et Turc sont à peu près égaux. La valeur retenue est celle de SAMIE.

D'où, $A_0 = 7.84 \text{ Hm}^3$

$L_e = 18.75 \text{ mm}$

III.4.1.2 - Caractéristiques de l'écoulement

a. Module de l'écoulement

Il est donné par la formule :

$$M_0 = \frac{A_0}{T} \tag{III.22}$$

Avec :

A_0 : apport moyen annuel (litres).

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

Soit : **$M_e = 248,6 \text{ l/s}$**

b. Module de l'écoulement relatif (M_0)

$$M_0 = \frac{M_e}{S} \tag{III.23}$$

M_0 : Module de l'écoulement (l/s) ;

S : Superficie du bassin (Km^2).

A.N : $M_0 = 0,59 \text{ l/s/km}^2$

c. Lamé d'eau écoulée

$$L_e = \frac{M_e}{M_0} \tag{III.24}$$

Soit : **$L_e = 18,75 \text{ mm}$**

d. Coefficient de l'écoulement

$$C_e = \frac{M_e}{L_e} \tag{III.25}$$

Soit : **$C_e = 0.086$**

e. Coefficient de variation

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

1. Formule de SOKOLOVSKY

$$C_v = 0,78 - 0,29 \log_{10} M_0 - 0,063 \log_{10} L_e + 1 \tag{III.26}$$

Soit : **$C_v = 0.68$**

2. Formule d'OURKGUIPROVODKHOZ

$$C_v = \frac{L_e}{M_0} \tag{III.27}$$

Soit : $C_v=0.65$

3. Formule de L'ANTONOV

$$Q_p = \frac{Q_m}{(1 - C_v \cdot K_p)^{1/C_v}} \tag{III.28}$$

AN: $C_v=0.35$

Donc, Le coefficient de variation moyen calculé à base des formules empiriques sera donc égal à 0,56. On prend le coefficient le plus proche de la moyenne : $C_v=0,65$

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 :

$$Q_p = \frac{A_0}{C_v} \left[1 - \frac{K_p}{C_v} \right] \tag{III.29}$$

- Où, A_0 : 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.17.

Tableau III.17 : Les apports de différentes fréquences.

Période de retour	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)	3,99	10,32	14,94	19,60

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.18 donne la Répartition des Apports mensuels de fréquence 80% :

Tableau III.18 : Répartition des Apports mensuels de fréquence 80%.

Mois	sep	oct	nov	déc	jan	fév	mars	avr	mai	juan	juill	août	Total
$A_{80\%}$ (Hm^3)	0,7	1,05	1,01	0,79	0,67	0,77	0,74	0,79	0,58	0,31	0,22	0,22	7,84

Le graphe ci-dessous (Figure III.12) représente la répartition mensuelle des apports :

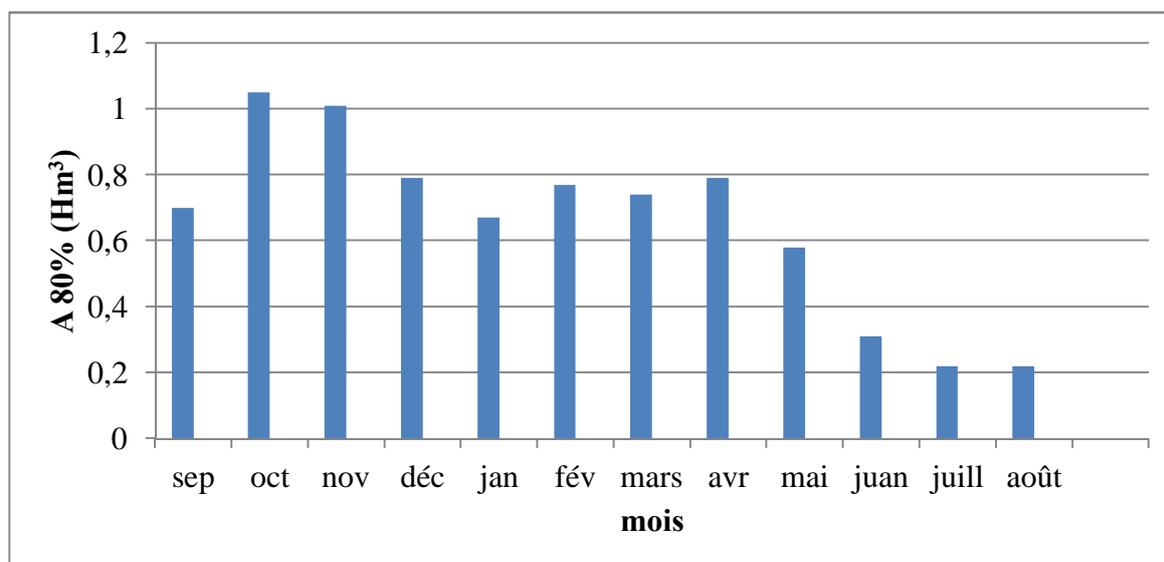


Figure III.12 : Répartition mensuelle des apports

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.

Les sédiments pénétrant dans une retenue proviennent du bassin versant amont et sont transportés jusqu'à la retenue par les lits mineurs du réseau hydrographique. Les apports solides de l'ensemble du bassin versant dépendent des caractéristiques d'érosion et de transport des sédiments du bassin ainsi que des caractéristiques de transport des lits du réseau hydrographique alimentant la retenue.

Les principaux facteurs influençant les apports solides d'un bassin versant sont les suivants :

- a. Volume et intensité des précipitations.
- b. Géologie et type de sol.
- c. Couverture du sol (végétation, débris et fragments de roches).
- d. Utilisation du sol (méthodes de culture, élevage, exploitations forestières, chantiers de construction, mesures de conservation).
- e. Géomorphologie.

- f. Historique de l'érosion (nature du réseau de drainage, densité, pente, forme, dimensions et trace des canaux).
- g. Ruissellement.
- h. Caractéristiques des sédiments (granulométrie, minéralogie, etc.).
- i. Hydraulique du lit.

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 :

$$E_s = K * L_e^{\alpha} \tag{III.30}$$

Avec :

E_s : Erosion spécifique (t/Km²/an) ;

L_e : lame d'eau écoulée (mm), $L_e = 18,75$ mm ;

α : paramètre caractérisant la perméabilité du bassin versant, $\alpha = 350$ (tableau III.19).

Tableau III.19 : valeur de α en fonction de la perméabilité.

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

A.N : $E_s = 543,27$ t/Km²/an

- *Formule de SOGREAH*

$$E_s = K * P_{moy}^{\alpha} \tag{III.31}$$

P_{moy} : pluie moyenne annuelle (mm), $P_{moy} = 275$ mm.

A.N : $E_s = 811,88$ t/Km²/an

- *Formule de Fournier*

$$E_s = \frac{P_m}{P_a} * \frac{P_m^{\alpha}}{P_a^{\alpha}} \tag{III.32}$$

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

P_m : pluie moyenne mensuelle du mois le plus pluvial, $P_m = 96.7$ mm ;

P_a : pluie moyenne annuelle ;

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

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

A.N : $E_s = 802,20 \text{ t/Km}^2/\text{an}$

III.4.2.2 – Estimation du volume mort

On a le volume mort en m^3 :

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

Q_s : Débit solide (m^3/s) ;

γ_s : Poids spécifique de la vase humide ($\gamma_s = 1,6 \text{ t/m}^3$) ;

T : Temps de service, 10 ans.

$$V_m = Q_s \cdot T \quad (\text{III.34})$$

E_s : érosion spécifique ($\text{t/Km}^2/\text{an}$) ;

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

- *Formule de TIXERONT*

$Q_s = 227086,86 \text{ t/an}$

Selon Tixeront : $V_m = 1419292,875 \text{ m}^3$

- *Formule de SOGREAH*

$Q_s = 339365,84 \text{ t/an}$

$V_m = 2121036,5 \text{ m}^3$

- *Formule de Fournier*

$Q_s = 335319,6 \text{ t/an}$

$V_m = 2095747,5 \text{ m}^3$

Sur la base de tous ces résultats, et on tient compte de la nature de la zone d'étude qui est caractérisée par un écoulement agressif, et un sol déboisé, les valeurs de Fournier et de SOGREAH sont ceux retenue, correspondant à un volume mort de **$2,1 \text{ Hm}^3$** pour une durée d'exploitation de 10 ans. Pour diminuer la vitesse d'envasement de retenue, l'alluvionnement de celle-ci doit être maîtrisé.

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 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*

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

Où, Q_{max} : débit de pointe (m³/s) ;

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

S : surface du bassin versant ($S=418 \text{ Km}^2$) ;

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

T_c : temps de concentration ($T_c=9,34$ heure) ;

C_r : coefficient de ruissellement pour la crue probable.

Les résultats sont représentés dans le tableau III.20 ci-dessous :

Tableau III.20 : Détermination des débits de pointe par la formule de Sokolovsky.

Période de retour (an)	5	10	20	50	100	1000
P_t	41,28	50,56	59,47	70,99	79,63	108,18
C_r	0,53	0,55	0,57	0,59	0,61	0,63
Q_{max}	328,98	418,15	509,72	629,81	730,41	1024,28

- *Formule Turraza*

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

Où, C_r : coefficient de ruissellement ;

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

Les résultats sont représentés dans le tableau III.21 ci-dessous :

Tableau III.21 : Détermination des débits de pointe par la formule de Turraza.

Période de retour (an)	5	10	20	50	100	1000
I_{Tc}	4,41	5,41	6,36	7,6	8,52	11,58
C_r	0,53	0,55	0,57	0,59	0,61	0,63
Q_{max}	271,39	345,49	420,93	520,64	603,45	847,08

▪ *Formule de Mallet-Gauthier*

$$Q_{T, P\%} = \frac{K * P_{moy} * S * T^{0.7}}{L_{cp}} \quad (III.37)$$

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

T : période de retour (ans) ;

P_{moy} : Pluie moyenne interannuelle (P_{moy}=275mm) ;

S: surface du bassin versant (Km²) ;

L_{cp} : longueur du cours d'eau principal (L_{cp}=26 Km).

Les résultats sont représentés dans le tableau III.22 ci-dessous :

Tableau III.22 : Détermination des débits de pointe par la formule de Mallet-Gauthier.

Période de retour (an)	5	10	20	50	100	1000
Q _{max}	260,07	370,99	455,31	547,18	607,51	774,92

Le tableau III.23 regroupe les résultats pour toutes les formules :

Tableau III.23 : débit de pointe des différentes fréquences.

Période de retour (ans)	Débits de points (m ³ /s)			
	Sokolovsky	Turraza	Mallet-Gauthier	moyenne
5	328.98	271.39	260.07	286,81
10	418.15	345.49	370.99	378,21
20	509.72	420.93	455.31	461,99
50	629.81	520.64	547.18	565,88
100	730.41	603.45	607.51	647,12
1000	1024.28	847.08	774.92	882,09

Après analyse comparatif des résultats (voir tableau III.23), on constate que les valeurs des débits des formules de Turraza et Mallet-Gauthier sont approche pour les fréquences centennales, Alors $Q_{1\%} = 647,12 \text{ m}^3/\text{s}$.

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 caractérise par un temps de montée comparativement court par rapport au temps de décrue. Parmi les modelés 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 :

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

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

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

Où, $Q_{max,p\%}$: Débit de pointe de fréquence P% (m^3/s);
 m et n : Coefficients de courbure (m=2 ; n=3) ;
 t_m : Temps de montée de la crue, $t_m=t_c= 9,34$ heure ;
 t_d : Temps de d écrue, $t_d= *t_m$.

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

- $\delta =2$ pour petit cours d'eau a capacité de drainage insignifiant ;
- $\delta =2,5$ à 3 pour les moyens et les grands cours d'eau a lit moyen peu prononce.
- $\delta =4$ pour les grands cours d'eau forestiers et lit important.

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

Dans notre cas, on prend $\delta =2,5$

D'où : $t_m= 9,34$ heure

$t_d= 24$ heure

Et : $Q_t = Q_{max,p\%} \left(\frac{t}{t_m} \right)^m$

$$Q_t = Q_{max,p\%} \left(\frac{t - t_m}{t_d} \right)^n$$

Les résultats sont représentés dans le tableau III.24 suivant :

Tableau III.24 : Construction de l'hydrogramme de crue.

Temps (h)	Débits fréquentielles (m ³ /s)		
	Q _{0,1%}	Q _{1%}	Q _{10%}
0	0,0000	0,0000	0,0000
1	9,2800	6,7900	4,3400
2	37,120	27,170	17,350
3	83,510	61,140	39,030
4	148,47	108,69	69,390
5	231,98	169,83	108,43
6	334,05	244,55	156,14
7	454,68	332,86	212,52
8	593,86	434,76	277,57
9	751,61	550,24	351,31
9,34	883,47	647,12	403,35
10	160,67	117,62	75,101
11	128,64	94,180	60,130
12	101,18	74,075	47,294
13	77,937	57,057	36,428
14	58,555	42,867	27,369
15	42,687	31,250	19,952
16	29,980	21,948	14,013
17	20,085	14,704	9,3880
18	12,648	9,2590	5,9120
19	7,3190	5,3580	3,4210
20	3,7480	2,7440	1,7520
21	1,5810	1,1570	0,7390
22	0,4680	0,3430	0,2190
23	0,0590	0,0430	0,0270
24	0,0000	0,0000	0,0000

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

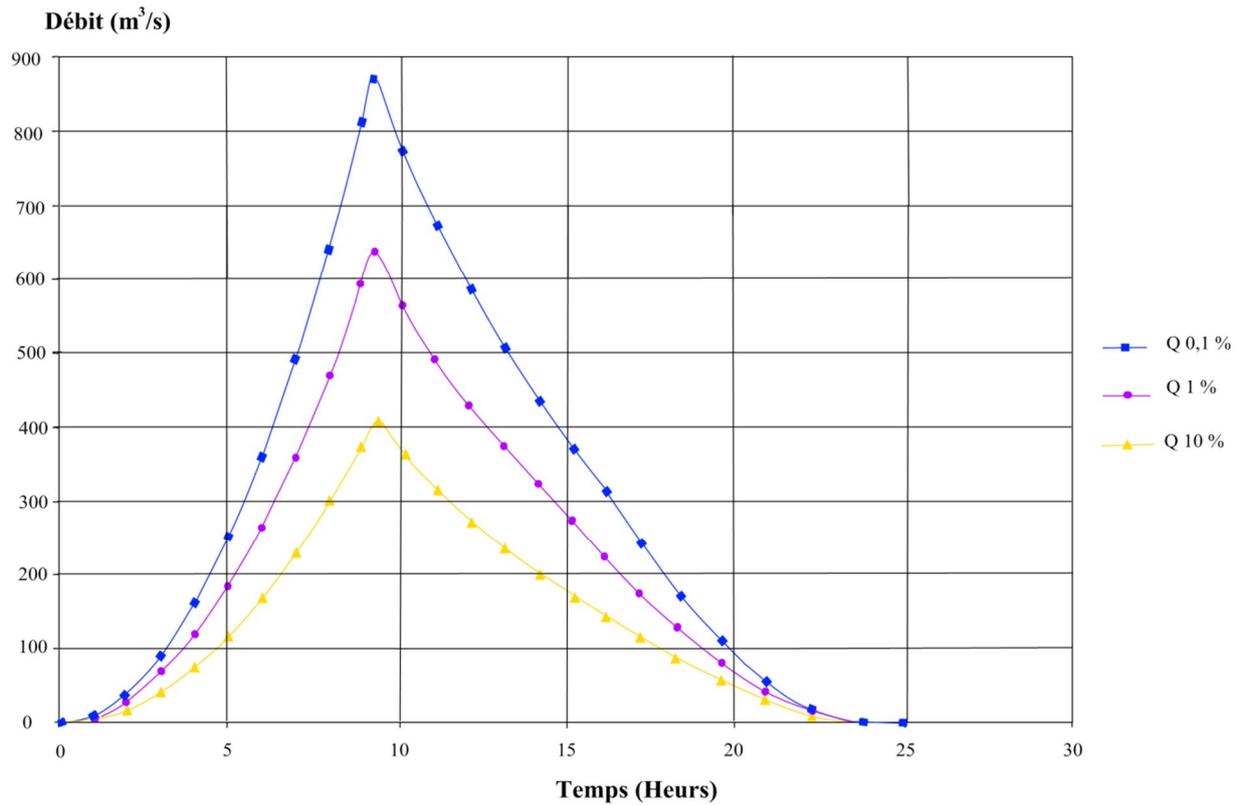


Figure III.13 : hydrogramme de crue pour différentes fréquences

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.

A partir de la connaissance des crues de différentes probabilités, il convient ensuite de choisir celle qui sera adoptée comme une crue de projet. Ce choix dépend de nombreux facteurs, on citer notamment :

➤ *Type de barrage*

La nature du barrage et la taille de la retenue sont des éléments pouvant intervenir dans le choix de la crue de projet. On sera d'autant plus prudent dans ce choix que le barrage sera sensible à un risque de submersion. La vulnérabilité de l'ouvrage aux crues est en effet différente selon qu'il est en béton, en enrochement ou en terre.

➤ *Type d'évacuateur*

Le type d'évacuateur intervient sur la sécurité du barrage et également sur son coût, l'évacuateur doit non seulement assurer l'évacuation de la crue de projet, mais également ne pas être endommagé par son passage au point d'entraîner une perte de la capacité du réservoir.

Pour différents barrages étudiés et réalisés en Algérie au cours des dernières années, il a été admis que l'on retiendrait, pour les digues, les prescriptions suivantes :

- la crue cinq millénaire doit être évacuée en toute sécurité en maintenant une revanche ultime suffisante face aux vagues dans la retenue et aux tassements possibles de la digue en cas de séisme. Cette revanche ne doit pas être inférieure à 2 m.
- il convient de s'assurer que si la revanche ultime est utilisée, le plan d'eau montant au-delà des plus hautes eaux pour atteindre le couronnement de la digue, la *crue dix millénaire* peut être évacuée, avec quelques dégâts, mais sans que soit mise en cause la sécurité du barrage.

Au niveau de cette étude le projet de l'évacuateur a été effectué en admettant la pointe de crue suivante : $Q_{crue\ de\ projet} = 647,12\ m^3/s$

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.

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

Où, V_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 ;

H : Différence d'altitudes entre les deux courbes de niveau successives.

Le tableau III.25 ci-après donne les caractéristiques topographiques de la retenue.

Tableau III.25 : surface et volume en fonction de l'altitude.

Côte (m NGA)	Surface (m ²)	S _{moy} (m ²)	H m	V (m ³)	V (m ³)
660	0	42255	5	211275	0
665	84510				211275
670	106100	95305	5	476525	687800
		237665	5	1183325	
675	369230	428015	5	2140075	1876125
		582420	5	2912100	
680	486800	582420	5	2912100	4016200
685	678040				6928300

Les courbes capacité-hauteur et surface-hauteur sont présentés par la figure III.14 :

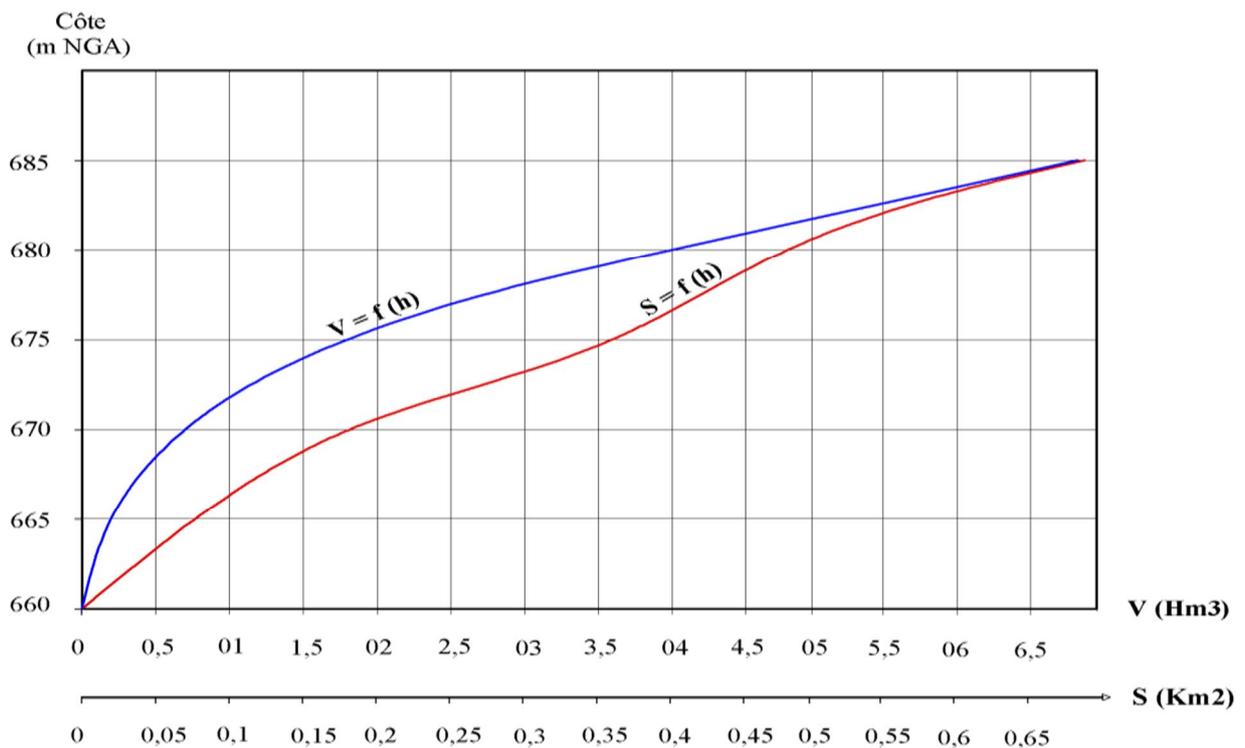


Figure III.14 : courbe capacité-hauteur, surface-hauteur

Les courbes ci-dessus nous permettent de connaître le volume de la retenue et la surface inondé, tout on connaître 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.

Différents types de régularisation sont utilisés :

- La régularisation saisonnière.
- La régularisation interannuelle.

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.26 : 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	0.0	0.0	0.0	0.1	01	1.4	1.2	0.65

DHW-service d'hydraulique agricole (w.Møila)

La répartition mensuelle des apports est donnée dans le tableau III.18.

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 "Vs" et "Vd".
- 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.27 :

Tableau III.27 : Régularisation saisonnière suivant la 1^{ère} consigne.

Mois	A _{80%} (10 ³ m ³)	U _{80%} (10 ³ m ³)	A-U (10 ³ m ³)	1 ^{ère} consigne d'exploitation		
				V _{rf} (10 ³ m ³)	V _{ri} (10 ³ m ³)	S (10 ³ km ²)
Oct	1050	0	+ 1050	2100	2100	/
				3150		/
Nov	1010	0	+ 1010	4160		/
				4950		/
Dec	790	0	+ 790	5620	5020	600
				6390	5020	1370
Jan	670	0	+ 670	7130	5020	2110
				7820	5020	2800
Fév	770	0	+ 770	7400	5020	2380
				6310	5020	1290
Mars	740	0	+ 740	5330	5020	310
				4900		/
Avr	790	100	+ 690	5600	5020	580
Mai	580	1000	- 420			
Jun	310	1400	- 1090			
Jui	220	1200	-980			
août	220	650	-430			
Sept	700	0	+ 700			

Ainsi :

$$V_s = 6420 \cdot 10^3 \text{ m}^3$$

$$V_d = 2920 \cdot 10^3 \text{ m}^3$$

$$V_u > V_d \implies V_u = V_d$$

Donc : $V_u = 2,920 \text{ Hm}^3$

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

D'où : $V_{NNR} = 5,02 \text{ Hm}^3$

▼ $NNR = 681,5 \text{ m NGA}$

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.

Une autre partie 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 :

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

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 :

$$P_{\text{inf}} = \frac{\delta * V_{\text{moy}}}{12} \quad \text{(III.42)}$$

Où, P_{inf} : Pertes par infiltration ;

δ : Coefficient qui dépendant des conditions hydrogéologiques de la cuvette déterminer soit $\delta = 1$ (tableau III.28) ;

V_{moy} : volume moyenne.

Tableau III.28 : valeurs de δ en fonction des conditions hydrogéologique.

Nature	Hauteur d'infiltration pendant une année (cm)		
		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 :

$$V_{\text{moy}} = \frac{V_{\text{max}} + V_{\text{min}}}{2}$$

Le calcul des pertes est présenté dans le tableau suivant :

Tableau III.29 : 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	1,94	0,194	90	0,017	0,019	0,036
Nov	2,97	0,297	58	0,017	0,029	0,046
Déc	3,87	0,387	38	0,014	0,039	0,053
Jan	4,60	0,460	33	0,015	0,046	0,061
Fév	5,32	0,532	38	0,020	0,053	0,073
Mars	6,67	0,667	62	0,041	0,067	0,108
Avr	6,79	0,679	89	0,060	0,068	0,128
Mai	6,92	0,692	124	0,085	0,069	0,154
Juan	6,17	0,617	150	0,092	0,062	0,154
Jui	5,13	0,513	207	0,106	0,051	0,157
Août	4,43	0,443	193	0,085	0,044	0,129
Sept	4,56	0,456	135	0,061	0,046	0,107

Les résultats de calcul de la régularisation sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III.30 : Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes).

Mois	A _{80%} (Mm ³)	U (Mm ³)	P (Mm ³)	A-(U+P) (Mm ³)	1 ^{ère} Consigne		
					V _{rf} (m ³)	V _{ri} (m ³)	S (m ³)
					2,1	2,1	
Oct	1,05	0,0	0,036	+1,014	3,114		/
Nov	1,01	0,0	0,046	+0,964	4,078		/
Déc	0,79	0,0	0,053	+0,737	4,815		/
Janv	0,67	0,0	0,061	+0,609	5,424	5,02	0,404
Fév	0,77	0,0	0,073	+0,697	6,121	5,02	1,101
Mars	0,74	0,0	0,108	+0,632	6,753	5,02	1,733
Avr	0,79	0,10	0,128	+0,562	7,315	5,02	2,295
Mai	0,58	1,0	0,154	-0,574	6,741	5,02	1,694
Juin	0,31	1,40	0,154	-1,244	5,497	5,02	0,477
Jui	0,22	1,20	0,157	-1,137	4,36		/
Août	0,22	0,65	0,129	-0,559	3,801		/
Sept	0,70	0,0	0,107	+0,593	4,394		/

Ainsi :

$$V_{\phi} = 5,808 \text{ Mm}^3$$

$$V_{\phi_1} = 3,514 \text{ Mm}^3$$

La retenue fonction à un seul temps et comme $V_{\phi} > V_{\phi_1}$, alors, $V_{\phi_1} = V_{\phi}$

Donc : $V'_u = 3,514 \text{ Mm}^3$

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 : $1\% < \epsilon < 2\%$, avec :

$$\epsilon = \frac{V_{\phi} - V_{\phi_1}}{V_{\phi_1}} \cdot 100 \tag{III.43}$$

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

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

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

Donc : $\epsilon = 20,34$

Donc on fait des itérations, après la 5^{ème} itération on trouve que la condition est vérifiée,

Le tableau III.31 donne les résultats du calcul de régularisation :

Tableau III.31 : Régularisation saisonnière (en tenant compte des pertes).

Mois	A _{80%} (Mm ³)	U (Mm ³)	P (Mm ³)	A- (U+P) (Mm ³)	1 ^{ère} Consigne		
					V _{rf} (m ³)	V _{ri} (m ³)	S (m ³)
					2,1	2,1	
Oct	1,05	0	0,050	1,000	3,100		/
Nov	1,01	0	0,058	0,952	4,052		/
Déc	0,79	0	0,063	0,727	4,780		/
Janv	0,67	0	0,070	0,600	5,379		/
Fév	0,77	0	0,083	0,687	6,066	5,69	0,376
Mars	0,74	0	0,110	0,630	6,697	5,69	1,007
Avr	0,79	0,1	0,141	0,549	7,246	5,69	1,556
Mai	0,58	1	0,170	-0,590	6,655	5,69	0,965
Juin	0,31	1,4	0,171	-1,261	5,394		/
Jui	0,22	1,2	0,179	-1,159	4,235		/
Août	0,22	0,65	0,150	-0,580	3,655		/
Sept	0,7	0	0,123	0,577	4,232		/

Donc :

$$V_s = 5,722 \text{ Mm}^3$$

$$V_d = 3,59 \text{ Mm}^3$$

La retenue fonctionne à un seul temps et comme $V_{\text{d}} > V_{\text{d}}$, alors, $V_{\text{d}} = V_{\text{d}}$

Donc : $V_u = 3,59 \text{ Mm}^3$

Et $V_{\text{NNR}} = 5,69 \text{ Mm}^3$

▼ NNR = 683 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 :

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

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.

Par intégration de l'équation différentielle ci-dessus, on obtient l'évolution dans le temps du débit sortant à partir de conditions initiales fixant notamment la cote de la retenue à l'arrivée de la crue (au pire égale à la NNR). Le volume d'eau stocké entre le NNR et le NPHE permet de limiter le débit à évacuer à une valeur inférieure au débit de pointe.

Cet effet d'écroulement est appelé laminage par la retenue. Le laminage est d'autant plus important que le volume entre le NNR et le NPHE représente une part significative du volume total de la crue.

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 :

$$V_{\text{charge}} = V_{\text{NNR}} - \frac{V_{\text{stock}}}{\%} \tag{III.45}$$

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 :

$$q_{lam} = Q\% \cdot Q_1 - \frac{V_{ch}}{L} \cdot Q_1 \quad (III.46)$$

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 :

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

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 $m=0.46$;

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

L : la longueur déversante ;

H : la charge sur le déversoir (ici on fait varier de 0,5 à 3.5 m).

Avec : $Q = m \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2}$

Et : $Q = m \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2}$

D'où : $H = \left(\frac{Q}{m \cdot \sqrt{2g}} \right)^{2/3}$

Et : $Q_{lam} = Q - \frac{V_{ch}}{L} \cdot Q$

Où : H_0 : est la charge globale ;

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

On calcule le débit (par formule III.47), en faisant varier la longueur déversante ($40 < L < 70$)

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

Le débit laminé est calculé pour différentes charges "H" et différentes largeurs de l'évacuateur de crues "b".

Les calculs ont été réalisés à l'aide du programme Kotch.xls, leurs résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau III.32 : calcul de la 1^{ère} étape.

Données		Largeur	Hauteur	Débit	surface	Vitesse
G	9,81	40	0,5	28,815	80	0,360
	1.00	45	1	91,69	112,5	0,815
2g	19,62	50	1,5	187,16	150	1,248
$\bar{Q} \bar{2}$	4,429	55	2	316,97	192,5	1,647
Q 1%	647,12	60	2,5	483,25	240	2,014
V _{cr} 1%	16696557,6	65	3	688,18	292,5	2,353
m	0,46	70	3,5	933,92	350	2,668

Tableau III.33 : calcul de la 2^{ème} étape.

Hauteur m	vitesse m/s	hauteur H ₀ m	Débit m ³ /s						
			b=40	b=45	b=50	b=55	b=60	b=65	b=70
0,50	0,360	0,507	29,389	33,062	36,736	40,410	44,083	47,757	51,430
1,00	0,815	1,034	85,676	96,385	107,095	117,804	128,513	139,223	149,932
1,50	1,248	1,579	161,77	181,99	202,206	222,427	242,648	262,868	283,089
2,00	1,647	2,138	254,82	286,67	318,527	350,380	382,232	414,085	445,938
2,50	2,014	2,707	362,92	408,29	453,652	499,018	544,383	589,748	635,113
3,00	2,353	3,282	484,62	545,2	605,775	666,353	726,931	787,508	848,086
3,50	2,668	3,863	618,78	696,13	773,475	850,823	928,171	1005,51	1082,86

Tableau III.34 : calcul de la 3^{ème} étape.

H (m)	V _{ch} (m ³)	q _{lam} (m ³ /s)	Débit (m ³ /s)						
			b=40	b=45	b=50	b=55	b=60	b=65	B=70
0,50	244300	587,161	29,389	33,062	36,736	40,410	44,083	47,757	51,430
1.00	482500	578,66	85,676	96,385	107,095	117,804	128,513	139,223	149,932
1,50	722700	570,088	161,77	181,99	202,206	222,427	242,648	262,868	283,089
2.00	965400	561,426	254,82	286,67	318,527	350,380	382,232	414,085	445,938
2,50	1220800	552,311	362,92	408,29	453,652	499,018	544,383	589,748	635,113
3.00	1481400	543,011	484,62	545,2	605,775	666,353	726,931	787,508	848,086
3.50	1741600	533,724	618,78	696,13	773,475	850,823	928,171	1005,51	1082,86

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.15 et III.16.

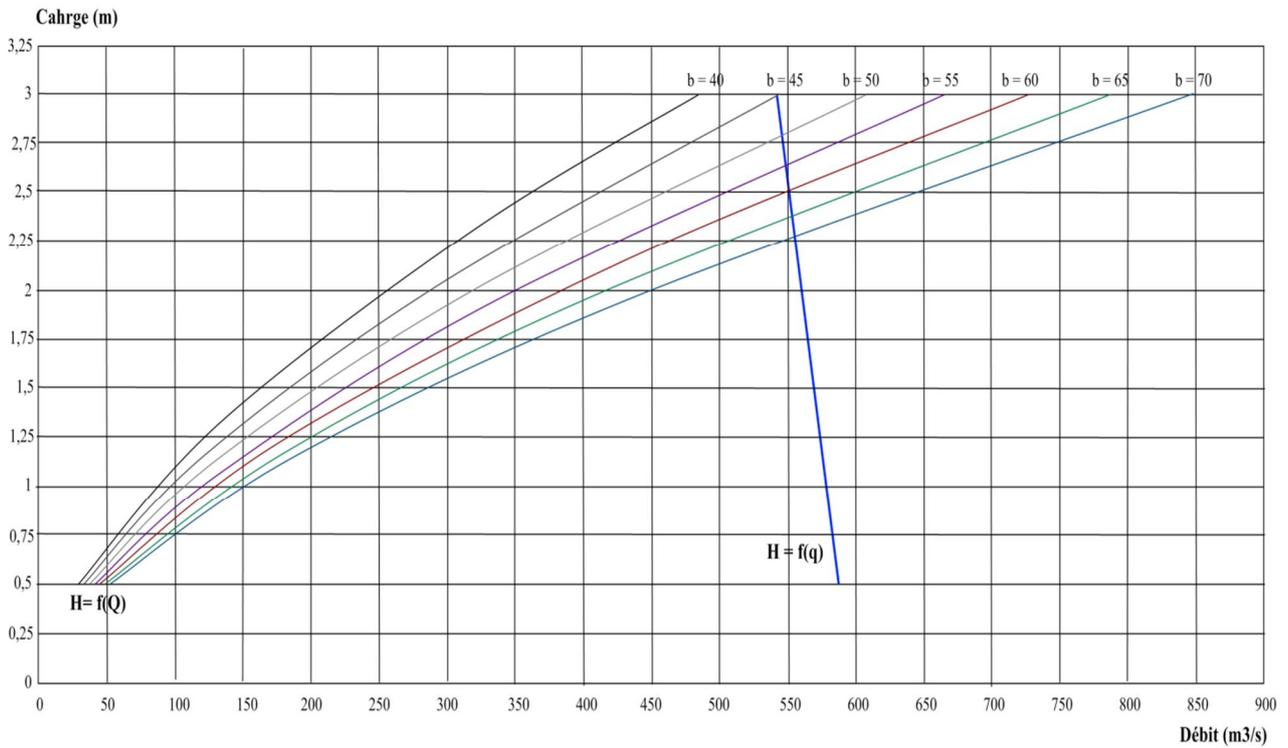


Figure III.15 : courbe du débit en fonction de la hauteur

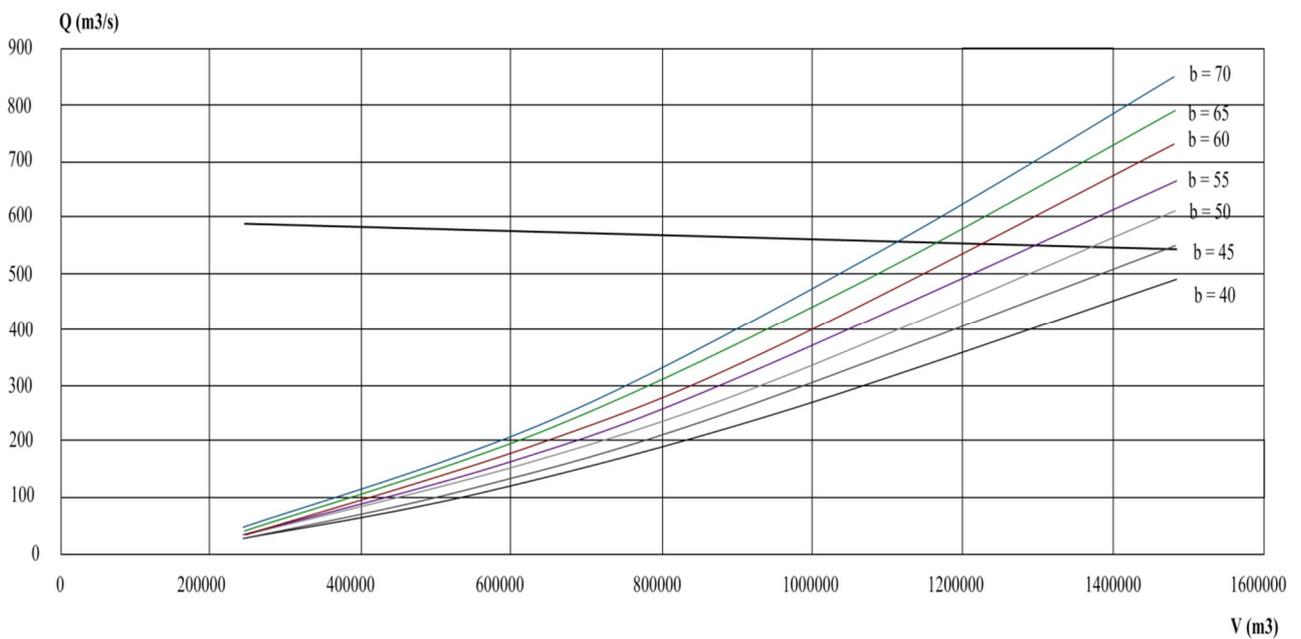


Figure III.16 : Courbe du débit en fonction du volume

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.35 :

Tableau III.35 : tableau récapitulatif.

Largeur (m)	q_{lam} (m ³ /s)	V_{ch} (Hm ³)	H (m)	Côte (m NGA)
45	543.18	1.476	3.27	686,27
50	545.12	1.422	3.05	686,05
55	549.29	1.305	2.88	685,88
60	551.81	1.234	2.73	685,73
65	554.39	1.162	2.59	685,59
70	556.21	1.111	2.47	685,47

Pour des raisons économiques et de sécurité on adopte un déversoir de largeur $b=57.0m$ correspondant à un débit laminé de $544.10 m^3/s$ et une hauteur déversante égale à $2.80m$.

Les caractéristiques de la retenue trouvée au vu de cette étude sont présentées dans le tableau III.36 :

Tableau III.36 : Caractéristique de la retenue.

Dénomination	Unités	Valeurs
Côte NVM	m NGA	676
Côte NNR	m NGA	683
Côte NPHE	m NGA	685,8
Cote du fond	m NGA	660
Volume utile	Hm ³	5,69
Volume mort	Hm ³	2,1

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 voûte 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 résistant 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.

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 limon argileux et 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.2 – Construction de la section transversale du barrage

IV.2.1 - Hauteur de barrage

$$H_b = Cr \text{ ó } Cf \quad (IV.1)$$

Où : H_b : hauteur du barrage (m) ;

Cr : côte de la crête (m NGA) ;

Cf : côte de la fondation (m NGA).

IV.3.1.1 - Calcul de la revanche

La revanche est une tranche comprise entre la côte de plus hautes eaux et la crête du barrage. Pour la déterminer, on doit tenir compte de la hauteur des vagues qui se forment sur le plan d'eau, de la projection de l'eau vers le haut du barrage due à la vitesse de propagation des vagues lorsque celles-ci recentrent le barrage. Il existe des formules empiriques qui permettent d'évaluer la hauteur des vagues en fonction de la longueur du plan d'eau ou "Fetch" et de la vitesse du vent :

1. 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 IV.1 :

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

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 :

$$H_v = 0,75 + 0,34 \sqrt{VF} - 0,26 \sqrt[3]{VF} \quad (IV.3)$$

Où : F : longueur du fetch (Km), $F = 1,6$ km ;

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

b. Formule de Molitor

Pour $F < 30$ km :

$$H_v = 0,75 + 0,032 \sqrt{VF} - 0,27 \sqrt[3]{VF} \quad (IV.4)$$

c. Formule de Mallet et Paquant

$$H_v = 0,50 + 0,33 \sqrt{F} \quad (IV.5)$$

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

$$v = 1,5 + 2 \sqrt[3]{F} \quad (IV.6)$$

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 IV.1 :

Tableau IV.1 : Calcul de la revanche par la formule de Davis.

formule	a	b	c
H_v (m)	0.887	0.808	0.921
v (m/s)	3.274	3.116	3.342
R (m)	1.211	1.10	1.26

2. Formule simplifiée

$$R = 1 + 0,3\sqrt{F} \quad (IV.7)$$

A.N : $R = 1,379$ m

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

D'où : $R = 1,3$ m

IV.3.1.2 - Calcul de la côte de la crête

La côte de la crête est peut être estimée par la relation IV.7 ci-dessous :

$$Cr = NPHE + R + h_s \quad (IV.8)$$

Où : Cr : côte de la crête (m NGA) ;

$NPHE$: côte au niveau des plus hauts eaux (m NGA) ;

R : revanche (m) ;

h_s : hauteur de sécurité (m).

A.N : $Cr = 687,5$ m NGA

D'où : $H_b = 27,5$ m

IV.2.2 – Calcul de la largeur en crête

Elle facilite la circulation sur le barrage une fois terminée, elle est nécessaire dans la finition de l'ouvrage avec des équipements de compactage. Le niveau de la crête définit la hauteur maximale qu'atteint le barrage. La largeur en crête d'un barrage en terre doit alors permettre la circulation des engins pour la construction de l'ouvrage et ultérieurement pour son entretien.

Pratiquement la largeur en crête d'un barrage en terre n'est jamais inférieure à 3 m. Pour les ouvrages de hauteurs supérieurs 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 Knapent

$$b_{cr} = 1,65 \sqrt{H_b} \tag{IV.9}$$

2. Formule de E-F-Preece

$$b_{cr} = 1,1 \sqrt{H_b} + 1 \tag{IV.10}$$

3. Formule simplifiée

$$b_{cr} = 3,6 \sqrt{H_b} - 3 \tag{IV.11}$$

Où : b_{cr} : largeur en crête (m) ;

H_b : hauteur du barrage (m).

Le tableau IV.2 ci-après, nous donne les résultats de calcul :

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

formule	1	2	3
b_{cr} (m)	8.03	6.35	7.34

Donc, On opte une largeur en crête de 7m.

La longueur en crête par rapport à l'axe définie de la digue est : $l_{cr} = 188$ m.

IV.2.3 – 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.3 ci-après donne des valeurs indicatives des fruites de talus :

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

Donc, Hauteur du barrage : $H_b = 27,5$ m, on choisit pour les calculs les pentes:

- Parement amont $m_1 = 3$.
- Parement aval $m_2 = 2,5$.

Ces valeurs devront être vérifiées par calcul de stabilité.

IV.2.4 - 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 :

$$C_{Bam} = 672,5 \text{ m NGA.}$$

$$C_{Bav} = 672,5 \text{ m NGA.}$$

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

IV.2.5 - 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.4.

Tableau IV.4 : Epaisseur de l'enrochement et D₅₀ 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) ;
 D₅₀ : diamètre minimal du 50 % de la pierre.

D'où : pour H_v = 0,921 m ;

e = 0,45 m

IV.2.6 - 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 terre 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. Pour les petits barrages, le bord supérieur du noyau doit dépasser le niveau normal de la retenue (plus de 0,50 m).

La largeur en crête du noyau est de 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.5 ;

ΔH : charge hydraulique dans le noyau (m) ;

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

Tableau IV.5 : gradient hydraulique admissible en fonction du type d'ouvrage.

Type de sol	Classe 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 IIème classe alors on prend $I_{adm}=1,15$.

La hauteur du noyau peut être déterminée comme suivant:

$$H_n = H_b - l$$

Où : H_n : hauteur du noyau (m) ;

H_b : hauteur du barrage (m).

$$H_n = 27,5 - 1 = 26,5 \text{ m}$$

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).

$$b_{base} = 31,5 \text{ m.}$$

Cette largeur de la base doit remplir la condition suivante :

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

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

I_{adm} : Gradient hydraulique admissible.

A.N: $b_{base} = 31,5 \text{ m} > H/I_{adm} = 20 \text{ m}$, Condition vérifiée.

D'où : **$b_{base} = 31,5 \text{ m}$.**

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'ancrage doit avoir une largeur de 4.0 m pour permettre le travail de compactage.

IV.2.7 – 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

piéd 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.

o **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 : $H_p = 4m$

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 : $m_1 = 2.5$ (talus amont)

Soit : $m_2 = 3$ (talus aval)

o **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 piéd aval.

IV.2.8 - Protection de la Crête

La crête doit être recouverte en couche asphaltique 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°01 montre les coupes type des trois variantes choisies.

IV.3 - 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.3.1 – 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 :

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

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

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

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot \Delta x \quad (IV.15)$$

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

Et :

$$S_i = \frac{b_{cr} + B_{pi}}{2} \cdot h_i \quad (IV.16)$$

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 : 188 m

Largeur en crête : 7 m

Hauteur au-dessus du terrain naturel : 27,5 m

Largeur maximal en fond de vallée : 137m

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.6, IV.7 et IV.8 :

Tableau IV.6 : 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	480	221435,8	106,28
	Enrochement	1200	12657,45	15,189
	Sable et gravier	800	12032	9,625
			Total	131,10

Tableau IV.7 : 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	350	198975,67	69,64
	Argile	480	23450,55	11,256
	Enrochement	1200	12657,45	15,189
	Sable et gravier	800	15713,20	12,57
			Total	108,655

Tableau IV.8 : 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	1200	204817,65	245,78
	Argile	480	23450,55	11,256
	Sable et gravier	800	13212,40	10,569
			Total	267,605

IV.3.2 – 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 en béton, car leur construction est conditionnée par la qualité des fondations, et la nature des terrains de fondation ne supporte pas un ouvrage en béton.

Nous avons choisi une solution d'un barrage à noyau d'argile central, 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

Certains paramètres du barrage sont calculés auparavant (voir § IV.3), les résultats trouvés sont les suivants :

- La revanche du barrage : $R = 1,3 \text{ m}$
- La hauteur du barrage : $H_b = 27,5 \text{ m}$
- La largeur en crête : $b_{cr} = 7 \text{ m}$.
- Fruits de talus : fruit de talus amont : $m_1 = 3$
fruit de talus aval : $m_2 = 2,5$
- Côte des bermes : berme au talus amont : $C_{Bam} = 672,5 \text{ m NGA}$.
berme au talus aval : $C_{Bav} = 672,5 \text{ m NGA}$.

Les bermes ont 3,5 m de largeur en crête et 3% de pente. La longueur en crête est de 188 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 5 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 :

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

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

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

A.N : $C_{\text{noyau}} = 685,3$ m NGA

b) Largeur à la base du noyau

La largeur de la base est déterminée comme suit:

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

Où : m : talus du noyau (m) ;

b : largeur de la partie supérieure (m) ;

H_n : hauteur du noyau (m).

A.N : $b_{\text{base}} = 31,5$ 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, elle doit vérifier la condition suivante :

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

Où : H : 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, $I_{\text{adm}} = 1,15$ (voir § IV.2.6 et tableau IV.5).

A.N: $b_{\text{base}} = 31,5$ m > $H/I_{\text{adm}} = 20$ 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 la plus couramment utilisée pour la protection du talus amont exposé au batillage 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.2.5) est de 0,45 m, elle est construit avec des roches d'un diamètre de 0,3 m.

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

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

Où : $h_{1\%}$: hauteur des vagues pour une fréquence de 1%, $h_{1\%} = 0,921$ 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 : $D_p = 0,285$ 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

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 entrainer 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 rapport 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 :

- $D_{15} > 4$ 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 :

- $D_{15} < 4$ 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.1 : 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.2 : 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 1,5 m et 1 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 0,3 m pour épaisseur.

V.1.4.3 - Calcul des drains

a. Dimensionnement du drain tapis

Comme les recharges contiennent une portion importante 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 :

$$e_d = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{L^2 H}{K} + e^2} - e$$

Où : e_d : épaisseur du drain (m) ;

L : Distance horizontale entre la retenue et le drain, L= 39,5 m ;

H : différence de charge entre la retenue et le drain, H = 25,8 m.

AN :

$$e_d = 2 \text{ m}$$

Le drain tapis aura 2 m d'épaisseur. Il s'étend 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'ouvrage. 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 $H_p = 0.166 H_b$ (le retour d'eau est limité)

D'où : $H_p = 4m$

- **Fruits des talus**

Les fruits des talus vont :

Soit : $m_1 = 2.5$ (talus amont)

Soit : $m_2 = 3$ (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 $b_{dr} = 3$ m.

- **Largeur en base du prisme**

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

AN : $B = 11$ 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 :

$$X = \frac{d^2 Z^2}{2b^2} \quad (V.5)$$

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

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 = 10,25m

D'où : d = b_{base} - 0,7 b = 20,52

On aura : Z₀ = 10,15

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

$$Z = \sqrt{103,17 + 20,31 X}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau V.3 : Coordonnées de la parabole de KOZENY

X (m)	0	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22
Z (m)	10,16	11,99	13,58	15	16,3	17,5	18,62	19,69	20,69	21,65	22,57	23,45

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

$$Z + \Delta Z = \frac{Z_0^2}{2a} \quad (V.5)$$

Avec:

α : angle au pied du noyau, $\alpha = 63,43^\circ$.

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

$$\frac{\Delta Z}{Z + \Delta Z} = 0,3087$$

Et $a = 13,85$

D'où : $a = 4,87$ et $a = 9,57m$

Le tracé de la ligne de saturation est présenté sur le plan n°03.

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 :

$$Q_d = K.I.A \quad (V.6)$$

Où : Q_d : Débit de fuite en m^2/s ;

I : Gradient hydraulique adimensionnel ;

A : Longueur mouillée sur le parement aval du barrage ($A=80,96m$) ;

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

Le gradient hydraulique est donné par :

$$I = H / L_b = 0,2$$

Donc : $Q_d = 2,26 \cdot 10^{-5} m^3/s$

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 :

$$q = \frac{K \cdot H^2}{2,22 \cdot B} \quad (V.7)$$

Où : q : Débit de fuite à travers la fondation en $[m^2/s]$;

K : Coefficient de perméabilité moyen de la fondation ($K=2,9 \cdot 10^{-15} m/s$) ;

H : Charge hydraulique en [m].

Cette formule n'est utilisable uniquement que si $B > 2h$, dans notre cas $B = 27,7\text{m}$ et $h = 1\text{m}$ (selon la coupe géologique § II.2). Dans notre cas $B > 2h$ donc on peut utiliser la formule.

$$D'où : q = 3,2 \cdot 10^{-14} \text{ m}^3/\text{s}$$

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

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

Le débit total de fuite est :

$$Q = Q_d + Q_f = 2,26 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$$

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.4.

Tableau V.4 : 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 $N=Gn \cos \alpha$);
 - Force tangentielle (déstabilisatrice $T=Gn \sin \alpha$).
- 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.5 : Caractéristiques géotechniques des sols.

Nature du matériau	W _l	I _p	Référence à l'OPM		Cisaillement UU saturé	
			d (t/m ³)	W%	C (Bar)	(degré)
T.V.O	44.05	18.2	2.06	10.4	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 :

$$G = \gamma_1 (h_1 b) + \gamma_2 (h_2 b) + \gamma_3 (h_3 b) \tag{V.8}$$

Où : h₁, h₂, h₃ : hauteurs des tranches ;

γ₁ : densité de la zone du massif située au-dessus de la ligne de saturation, (γ_d : densité sèche) ;

γ₂ : 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) ;

γ₃ : densité de l'assise. (γ_{sat} : densité de la fondation à l'état saturé) ;

b : largeur de la tranche.

Cette force a deux composantes :

Nn= Gn cos α, qui est une force normale stabilisatrice.

Tn= Gn sin α, qui est une force déstabilisatrice tangentielle au cercle de glissement.

Avec :

$$\frac{U}{\gamma_w} = \frac{U}{\gamma_w} \frac{1 - \sin^2 \alpha}{1 - \sin^2 \alpha}$$

$$U = \gamma_w \frac{1 - \sin^2 \alpha}{1 - \sin^2 \alpha}$$

b) Force de pression interstitielle

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

$$U = \gamma_w h = \gamma_w \frac{h}{2} \tag{V.9}$$

- Où : U : pression interstitielle ;
- dl : longueur en arc de la tranche ;
- 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 :

$$F_c = c \cdot dl \tag{V.10}$$

- 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 exprimés comme suit :

$$T = a G_n \tag{V.11}$$

- 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

$$F_f = \gamma_w dl \tan \alpha - \gamma_w dl \tag{V.12}$$

- Où : α : 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 : $\frac{U}{\gamma_w} = \frac{U}{\gamma_w}$

b : largeur de la tranche.

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

$$M_s = [(N_n - U \, dl) \tan \phi + c \, dl] R \quad (V.13)$$

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 rapports au centre du cercle de glissement est donné par :

$$M_m = \sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i \quad (V.14)$$

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 :

$$M_{\text{se}} = W \, d_n \, \sin \alpha$$

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 :

$$K_s = \frac{\sum_{i=1}^n W_i \cos \alpha_i}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i} \quad (V.15)$$

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

$$K_{s\text{se}} = \frac{\sum_{i=1}^n W_i \cos \alpha_i + W_{\text{se}} \cos \alpha}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i + W_{\text{se}} \sin \alpha} \quad (V.16)$$

b) Sans l'effet de séisme

$$K_s = \frac{\sum_{i=1}^n W_i \cos \alpha_i}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i} \quad (V.17)$$

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.6 :

Tableau V.6 : Coefficients de sécurité pour différents cas de fonctionnement.

Cas de sollicitation		Coefficient de sécurité	
		Avec séisme	Sans séisme
Fonctionnement normal	Talus amont		
	R= 34.85m	1.63	2.71
	R= 40.60m	1.58	2.67
	R= 49.07 m	1.29	1.99
	Talus aval		
	R= 34.85m	1.61	2.72
R= 40.60m	1.56	2.57	
R= 49.07 m	1.29	1.97	
Fin de construction	Talus aval		
	R=34.85m	1.56	2.63
	R= 40.60m	1.57	2.59
R= 49.07 m	1.29	1.99	
Vidange rapide	Talus amont		
	R=34.85m	1.63	2.72
	R= 40.60m	1.51	2.52
R= 49.07 m	1.29	1.98	

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

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

$$K_{as} = 1,15$$

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 admissibles 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 de $647,12 \text{ m}^3/\text{s}$, qui après laminage est ramenée à $544,10 \text{ m}^3/\text{s}$. La charge maximale autorisée sur l'évacuateur est de 2,8 m.
- **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 :

- 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 (27 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 retenue 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 57m situé à 685,8 m 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

La figure VI.1 et la figure VI.2 ci-dessus, montrent la trajectoire qui va suit la nappe inférieure d'eau déversée, la face extérieur du seuil de déversoir sera conçu de tel façon à épouser cette trajectoire.

VI.3.3.3 -Chenal d'écoulement

Le chenal suit directement au déversoir, il est en général de section rectangulaire, comme dans notre cas. Il est de forme prismatique, ayant une *largeur* $b = 17 m$, une *pente* $i=0,5\%$ et une *longueur* $L_{ch} = 10 m$ (conditions topographiques).

L'écoulement dans le chenal doit être fluvial, pour permettre le passage à l'écoulement torrentiel, à l'extrémité avale (début de coursier). La profondeur d'eau au début du chenal est la même que la profondeur d'eau à la fin du convergeant.

Calcul de la profondeur critique

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b^2}} \tag{VI.4}$$

Où : h_{cr} : profondeur critique (m) ;

Q : débit laminé (m^3/s) ;

b : largeur du chenal $b = 17 m$.

D'où : $h_{cr} = 4,71 m$

Cette hauteur critique correspond à une vitesse V_{cr} tel que :

$$V_{cr} = \frac{Q}{h_{cr} \cdot b} \tag{VI.5}$$

Avec : S : section de chenal, $S=80,07 m^2$

D'où : $V_{cr} = 6,79 m/s$

Calcul de la Pente critique

D'après la formule de Manning Strickler (VI.6), on peut écrit :

$$I_{cr} = \frac{V_{cr}^2}{148,7 \cdot R_{cr}^2 \cdot S} \tag{VI.6}$$

D'où : $I_{cr} = 0,208 \%$

Le régime d'écoulement au niveau de chenal d'écoulement est torrentiel puisque :

- La pente du fond de chenal est supérieur à la pente critique ($I=0.5\% > I_{cr}=0.208\%$).

VI.3.3.4 -Calcul du convergeant

Chapitre VII

Organisation de chantier

Introduction

Les grands travaux de construction tels que les chantiers de barrages souffrent souvent de retards et de majorations de coût, qui peuvent être directement le fait d'une mal organisation de chantier et d'une mal coordination entre les différents acteurs de la construction, à savoir le maître d'ouvrage, l'ingénieur conseil, le chef d'aménagement et l'entrepreneur.

Dans ce cadre, l'organisation de chantier a pour but de réaliser des projets dans des délais courts et à moindre coûts. Il consiste à utiliser la main d'œuvre d'une façon économique, ainsi que les autres moyens mis en œuvre pour gérer le chantier.

L'organisation de chantier a pour rôle :

- Organiser le déroulement du chantier :
 - É à étudier lors de la préparation au bureau des méthodes ;
 - É prévoir les différentes phases de réalisation en déplaçant le moins possibles les hommes, les matériels, les matériaux ;
 - É faciliter la cohabitation et le dialogue entre les différents acteurs de la construction ;
 - É utiliser au mieux possible l'espace disponible ;
- Ordonner le chantier :
 - É gain de temps : diminue les temps de construction ;
 - É évite les pertes (matériaux) et double emplois (matériels) ;
 - É améliore la sécurité : humaine + matériel ;
 - É améliore la qualité (réussir du premier coup au moindre coût).

VII.1 – Les membres de l'équipe d'aménagement

Il importe de connaître les différents points de vue et objectifs des diverses parties contractantes. La position adoptée par les participants est fondamentale quant à la réussite ou à l'échec de l'exécution de l'aménagement.

VII.1.1 – Maître d'ouvrage

Le maître d'ouvrage peut être caractérisé de plusieurs façons. Tout d'abord, c'est lui qui dispose des ressources financières et qui est considéré comme le client. Des problèmes surviennent si le maître d'ouvrage n'est pas capable d'exprimer ses souhaits, si ses souhaits ne sont pas réalistes, ou si le coût de ses souhaits dépasse ses possibilités financières. Le maître d'ouvrage doit comprendre que ses actions ou inerties influencent la qualité des opérations dont il assume la direction, au cours du projet et de la construction.

VII.1.2 – Ingénieur conseil

On suppose que les ingénieurs de projet et les ingénieurs conseils intervenant dans ce type de travaux adhèrent à un code professionnel d'éthique qui les conduit à une position d'impartialité et les engage à servir le bien et l'intérêt publics. Étant donné que l'ingénieur conseil est choisi et rémunéré par le maître d'ouvrage, on comprendrait tout à fait sa fidélité à celui-ci. On comprendrait également que l'ingénieur conseil ait quelques désaccords avec l'entrepreneur de travaux si des événements surviennent, conduisant à des coûts supplémentaires pour le maître d'ouvrage.

VII.1.3 - Entrepreneur

Des difficultés survenant dans les relations professionnelles sont, également, parfois imputables aux entrepreneurs de travaux. Certains entrepreneurs peuvent ne pas disposer de ressources financières suffisantes pour soutenir leurs opérations au cours des premières étapes ; cela conduit souvent à une augmentation des réclamations (réclamations pour règlement de dépassement de coût) auprès du maître d'ouvrage.

VII.1.4 – Chef d'aménagement

Le chef d'aménagement est choisi par le maître d'ouvrage pour le représenter dans la coordination, le contrôle et la gestion des travaux.

VII.2 - Installations de chantier

Les installations de chantier seront disposées en aval du barrage afin d'éviter leur submersion pendant les épisodes de crue. Celles-ci comprennent :

- Un réfectoire
- Des toilettes
- Des douches
- Des bureaux pour les chefs de chantier et le conducteur des travaux
- Plusieurs conteneurs mécaniques et d'outils.

Des plates-formes seront aménagées et réglées à la pelle afin de recevoir ces installations. Du gravillon sera déposé au sol jouant son rôle de drainant et garantissant une installation correcte et propre.

Des pistes d'accès. S'ajoute à celui des routes d'accès principales. Il est décomposé de la façon suivante :

- Une piste d'accès à la carrière d'enrochement ;
- Une piste d'accès à la carrière d'argile.
- Une piste permettra d'alimenter les différents niveaux du barrage par des tombereaux dont la pente sera descendante du côté barrage. Ce système de piste en pente permet d'être particulièrement adaptable lors de la montée des couches. La piste monte en même temps que la montée des couches.

Une unité de stockage de granulats, de ciment et une centrale à béton sont installées en aval du barrage. Ce dispositif permet d'assurer les besoins en béton des galeries, de l'évacuateur de crue et du bassin d'amortissement.

VII.3 - Méthodes de construction

VII.3.1 – Matériaux

a. Enrochement

Une plate-forme sera aménagée au pied de la carrière afin de réserver une zone au tri des blocs suivant leurs qualités et leur granulométrie (pour le rip-rap par exemple) et une zone de stock tampon, située plus en amont, permettant d'assurer une semaine de travail pour contenir le risque de l'approvisionnement.

b. Argile

L'exploitation de la carrière d'argile se fera en même temps que celle de la carrière d'enrochement et selon le même principe, à ceci près qu'elle débutera par le bas. La pelle se place sur le tas d'argile et charge «en rétro» les tombereaux.

c. Béton

Le béton sera élaboré sur place dans la centrale, étant donné que les quantités en jeu sont assez importantes. Le béton est utilisé pour la réalisation de l'évacuateur de crue, de la galerie de dérivation, des galeries d'accès.

VII.3.2 – Ouvrages souterrains

a. Galerie de dérivation

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.

b. Galerie d'inspection

La galerie sera réalisée en éléments préfabriqués. Le joint ouvert entre les éléments permet de recueillir le débit de fuite des filtres. Ces éléments sont constitués d'un portique en arc, afin de reprendre au mieux les efforts de compression, dont les semelles seront coulées dans un radier ancré dans la roche, permettant une bonne solidarisation des éléments et une modélisation des caniveaux et des marches permettant d'accéder au niveau des anciennes galeries de reconnaissance.

VII.3.3 – Batardeau

Le batardeau sera réalisé une fois l'exploitation des carrières engagées. Les matériaux issus du creusement de la galerie de dérivation seront éventuellement réutilisés dans la réalisation du batardeau en fonction de leur qualité et de leur granulométrie.

VII.3.4 – Barrage

a. Travaux préparatoires de terrassement

Les sédiments seront retirés après le décapage des rives pour éviter que les matériaux des rives ne polluent la zone centrale.

Ces terrassements seront effectués par des pelles araignées dans les zones très escarpées. L'assise du corps du barrage sur les versants nécessite seulement l'enlèvement de

la terre végétale et des zones de rocher très altéré. La réalisation du para fouille suivra les opérations de décapage.

b. Réalisation du corps du barrage

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.

Les tombereaux circuleront depuis la carrière en passant par la piste aménagée. La piste évoluera en fonction de la montée du barrage. Lorsque la largeur du barrage rendra impossible le demi-tour des tombereaux, ceux-ci pourront sortir par la piste aménagée dans l'autre rive.

Les tombereaux d'argile versent le contenu de leur benne à proximité du noyau. Ces matériaux seront ensuite repris par une pelle, puis en bulldozer et enfin le compacteur.

La crête du barrage sera enfin goudronnée avec une pente dirigée vers l'amont pour évacuer le maximum d'eau de pluie.

VII.3.5 – Mise en place des matériaux

a. Engins

➤ Transport

Les tombereaux devraient assurer les rotations pour approvisionner le chantier en enrochement et en argile.

Il faut compte tenu de la présence ou non des virages dans les pistes et du relief accidenté, pour choisir le type convenable des tombereaux (articulés ou rigides).

➤ Compactage

Le compactage des remblais fait appel à des engins spécialisés dont les plus courants se récapitulent comme suit :

1. Les compacteurs à pneus : Ils conviennent pour le compactage de la quasi-totalité des sols ;

2. Les compacteurs à rouleaux vibrant : Ils sont utilisés pour le compactage des matériaux à angle de frottement élevé, tels les enrochements ou les sables à granulométrie serrée ;
3. Les compacteurs à pied dameurs : Ils conviennent pour le compactage des sols fins.

➤ **Mise en place**

La mise en place des matériaux sera assurée par un Bulldozer. Les tombereaux approvisionnent les matériaux sur la nouvelle couche, et le bull se charge des régaler ces matériaux sur la couche précédente.

Le rip-rap sera réalisé avec une pelle.

b. Mouvement de terre

Après excavation, le sol se foisonne, il prend un volume excédent ; le tableau VII.1 ci-après nous donne les coefficients de foisonnement des différents matériaux :

Tableau VII.1 : coefficients de foisonnement des différents matériaux.

Matériaux	Coefficient de foisonnement (sol foisonné)	Coefficient résiduel (sol compacté)
Argile, limon	1,3	0,9
Sable, gravier	1,1	1
Roche	1,3	1,2

Source : ENPC - *Projet de Barrage*

VII.4 – Volumes

VII.4.1 – Recharge

Tableau VII.2 : Calcul de volume des recharges.

Section	1-2	2-3	3-4	4-5
Surface (m ²)	0	359,37	1805,67	2272,14
Distance (m)	52	100	39,5	53,5
Volume (m ³)	8343,62	88256,5	60538,53	50779,75

Alors le volume des recharges est $V_{recharge} = 207918,4 m^3$.

VII.4.2 – Noyau

Idem pour les recharges, on trouve $V_{noyau} = 24340 m^3$.

VII.4.3 – Enrochement (rip-rap)

Les mêmes sections utilisées précédemment sont pris ici, les surfaces sont calculées comme suite :

$$S = e * L_{talus} \quad \text{Où : } e : \text{ épaisseur d'enrochement (m) ;}$$

$$L : \text{ longueur de la digue en talus (m).}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau IV.8 ci-après :

Tableau VII.3 : Calcul du volume d'enrochement.

Section	1-2	2-3	3-4	4-5
Surface (m ²)	0	42,471	92,66	113,607
Distance (m)	52	100	39,5	53,5
Volume (m ³)	1104,25	6756,55	4073,77	3039

Alors le volume d'enrochement est $V_{enrochement} = 14973,57 m^3$.

VII.4.4 – filtres

Idem pour l'enrochement, avec des couches de gravier et de sables de même épaisseur :

$$V_{filtres} = 14014 m^3.$$

VII.4.5 – Total barrage

Le tableau VII.1 nous informe des coefficients de foisonnement des différents matériaux du barrage. Nous en déduisons le tableau ci-dessous :

Tableau VII.4 : Volumes foisonnés/compactés des différents matériaux.

Matériaux	Volume en place	Volume foisonné	Volume compacté
Argile	24340	31642	21906
Enrochement	14973,57	19465,64	19465,64
Filtre	14014	15415,4	14014

NB : Unités SI (système international).

Les volumes totaux nécessaires pour la construction du barrage sont représentés dans la graphique ci-dessus (figure VII.2) :

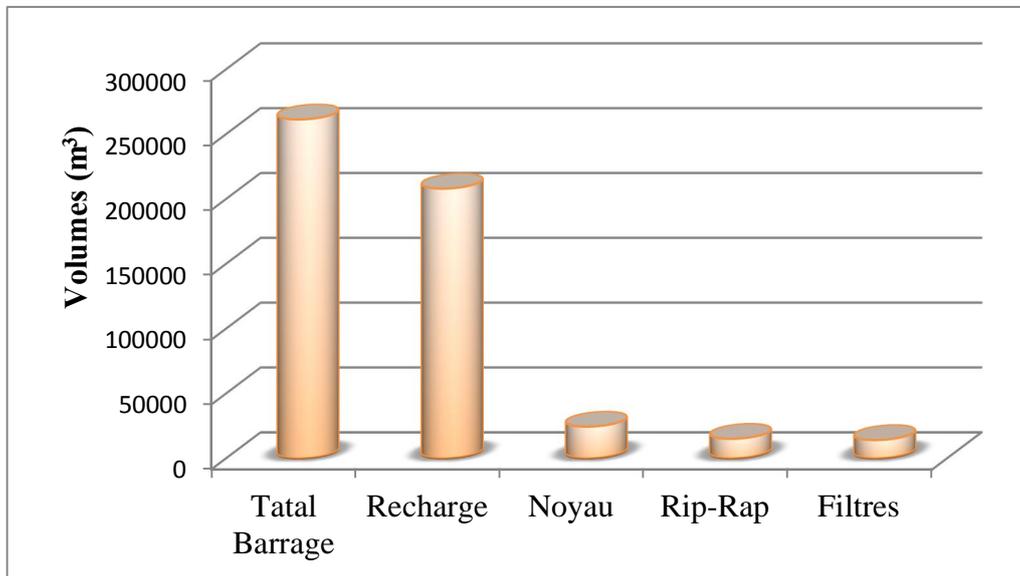


Figure VII.1 : volumes totaux du barrage

VII.5 – Planning

Le planning est réalisé avec la méthode C.P.M (méthode du chemin critique) basé sur un réseau à nœuds, il est réalisé en intégrant les données suivantes :

a. Enchaînement des tâches

Il faut tenir compte de l'enchaînement chronologique des tâches. Certaines découlent avant des autres. Il faut attendre leur achèvement pour débiter la tâche suivante :

- Les pistes d'accès sont créés pendant l'installation secondaire, cela permet de débiter par la suite l'exploitation des carrières.
- La galerie de dérivation est débiter par l'aval. Une fois au droit de l'évacuateur, ce dernier peut commencer à être creusé.
- Une fois la pelle ayant réalisé la piste d'accès à la carrière, celle-ci effectue le terrassement du seuil déversant. Ensuite, elle continue ses travaux de terrassement en descendant sur la rive gauche.

- Le batardeau est réalisé après la galerie de dérivation afin d'éviter sa destruction par une crue après sa construction.
- Le décapage des sédiments de la zone centrale est réalisé avant la réalisation du batardeau.
- Le montage des couches du barrage se déroule à l'abri derrière le batardeau préalablement construit.
- Le décapage précède toujours le creusement du parafouille, qui précède lui-même les injections.
- Le montage des couches suit la réalisation de la galerie de visite et des injections.

b. Durées des tâches

Tableau VII.5 : symboles et durée des opérations.

Tâches	Code	Volume	Rendement par jour	Durée (j)
Installation de chantier	A	/	/	30
Galerie de dérivation (excavation et bétonnage)	B	150 ml	5 ml	30
Réalisation du batardeau	C	13000 m ³	1000 m ³	13
Réalisation de la vidange et de la prise d'eau	D	/	/	30
Execution du bassin d'amortissement	E	3000 m ³	200 m ³	15
Excavations, fouilles pour l'évacuateur de crue	F	30000 m ³	1400 m ³	22
Coffrage, ferrailage de l'évacuateur de crue	G	/	/	40
Bétonnage de l'évacuateur de crue	H	/	/	40
Excavation du tranche de la clé d'encrage	I	3500 m ³	400 m ³	9
Remblais de la clé d'encrage	J	4000 m ³	200 m ³	20
Remblais du barrage, et prisme de drainage	K	250000 m ³	3000 m ³	85
Revêtement sur les talus (amont, aval)	L	/	/	45
Equipements hydromécaniques	M	/	/	30
Travaux de finitions	N	/	/	50

c. Occupation des zones géographiques

Nous nous sommes imposé des contraintes géographiques pour garantir une certaine sécurité sur notre chantier. En effet, au-delà d’une certaine densité de travaux ou d’engins, la sécurité est diminuée et les rendements ne sont pas ceux escomptés.

d. Période de réalisation des tâches critiques

Nous avons choisi de ne pas réaliser de travaux de bétonnage, ni de montée de couche pendant les périodes hivernales. De plus, nous réalisons les travaux de terrassement et de réalisation du batardeau ainsi que la réalisation du barrage lui-même pendant les périodes d’été.

Le réseau à nœud est donné dans la figure VII.2 ci-dessous :

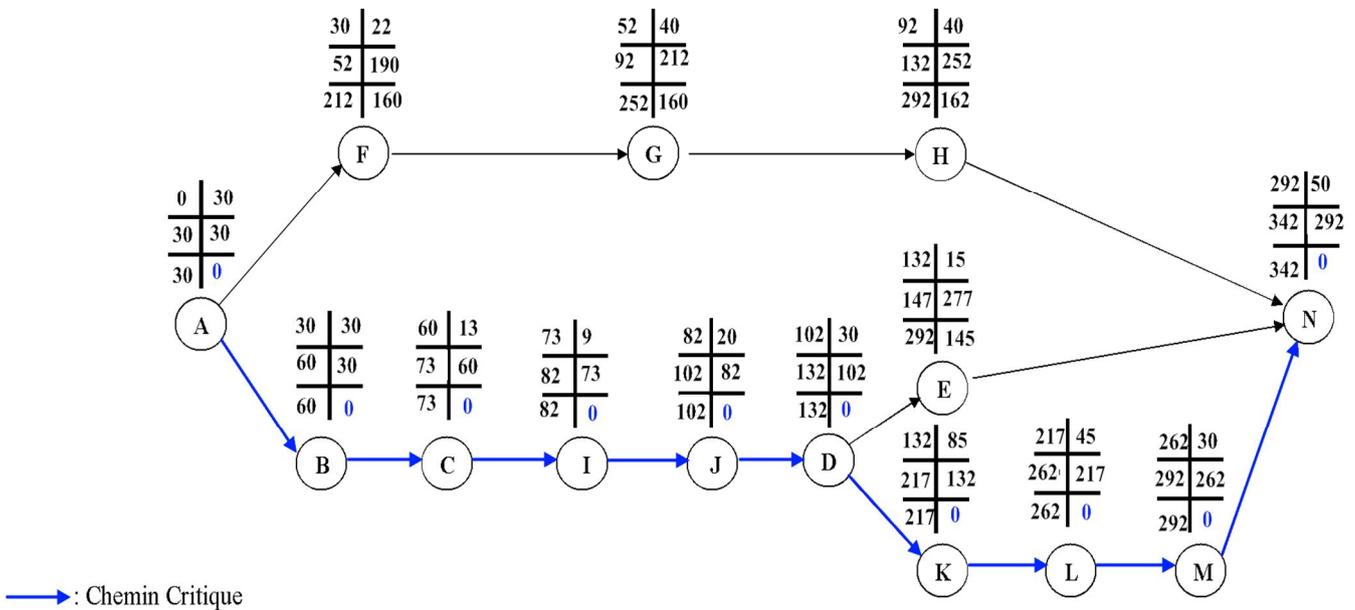


Figure VII.2 : Réseau à nœud

Conclusion : la durée de réalisation de l’ouvrage est de 11 mois 15 jours

Le diagramme de Gante est donné dans les annexes (annexe D).

VII.6 – 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 **113,63 10⁶ 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.

Chapitre VIII

Protection et sécurité de travail

Introduction

« Dans la plupart des barrages, le risque en vies humaines dû aux accidents du travail pendant la construction est plus élevé que le risque dû à la rupture de l'ouvrage » ; aussi, « la rupture des barrages récents cause, statistiquement, beaucoup moins d'une victime par barrage construit ».

C'est un problème très important, car les accidents de chantier sont lourds de conséquences tant pour les dommages corporels subis par les ouvriers, et qui peuvent conduire à une incapacité de travail et même à la mort, que pour les dégâts matériels aux machines, à l'outillage et aux installations et, de façon plus générale, pour les entraves à l'organisation du travail, dues au ralentissement et à la baisse de productivité.

La sécurité du personnel de chantier doit être considérée de même importance que la sécurité de barrage. Donc il est nécessaire de lutter contre les accidents du travail ; Dans le présent chapitre, nous chercherons à évaluer au mieux les Causes des accidents de travail dans les chantiers de construction des barrages, puis nous suggérerons les méthodes et les moyens pour les prévenir.

Il faut signaler d'abord que l'évaluation de la fréquence des accidents du travail est effectuée au moyen des indices de fréquence et de gravité calculés avec les formules suivantes:

- Indice de fréquence (If)
$$\frac{\text{Nombre d'accidents du travail}}{\text{Nombre d'ouvriers} \times \text{Durée de l'ouvrage (en heures)}}$$
- Indice de gravité (Ig)
$$\frac{\text{Nombre de jours d'arrêt}}{\text{Nombre d'ouvriers} \times \text{Durée de l'ouvrage (en heures)}}$$

VIII.3 – Mesures pour limiter les accidents dans la construction des barrages

Nous chercherons maintenant à cerner quelles peuvent être les mesures les plus appropriées pour éviter ou réduire les accidents et les maladies professionnelles dans la construction des barrages.

La prévention des accidents du travail

Pour combattre les accidents du travail ; il faut qu'on mette en œuvre toutes les mesures utiles et nécessaires à garantir la protection physique du personnel.

VIII.3.1 – niveaux d'intervention

Un programme efficace de prévention comprend trois phases :

- **la prévention proprement dite**, qui consiste dans l'adoption de mesures techniques et d'organisation afin d'éliminer les causes des accidents du travail et des maladies professionnelles (par exemple, l'usage de machines « sûres » ou de robots dans les opérations dangereuses ou insalubres), dans l'instruction du personnel et dans la planification des actions de sécurité.
- **la protection**, qui consiste dans l'adoption de mesures de défense, collectives ou individuelles, pour réduire au minimum les conséquences d'un accident (par exemple l'adoption de filets pour arrêter les chutes, de casques pour amortir les chocs, ou de masques lorsque l'air est pollué, etc.).
- **le secours immédiat et efficace aux accidentés**, pour limiter les conséquences de l'accident, par un système d'alerte efficace et des moyens de transport rapides.

VIII.3.2 – Responsabilité

Tout le personnel du chantier doit être persuadé que la sécurité, dans la construction du barrage, a la même importance que la qualité du travail et le respect des programmes et du devis. Il lui appartient donc de participer à la lutte contre les accidents du travail et les maladies professionnelles.

- **Le chef de projet** en définissant les lignes directrices du projet, doit veiller à ce que les ouvrages puissent être exécutés selon des méthodes simples et bien définies, afin que dans les phases successives de construction il soit possible de prendre en compte les critères de prévention, surtout dans les opérations les plus complexes (excavation, ouvrages en surplomb et en hauteur, installations électromécaniques).

- **Les projeteurs des installations de chantier** doivent veiller à ce que les installations offrent le maximum de sécurité pendant leur montage, leur fonctionnement et leur démontage. De plus, ils devront veiller à ce que les machines n'engendrent pas un bruit excessif, des poussières, des fuites de gaz ou de liquides, qui se révéleraient nocifs pour le personnel de conduite, les ouvriers du voisinage et l'environnement.
- **Les chefs de chantier, les chefs de section, les contremaîtres** devront s'assurer que les travaux sont exécutés selon les méthodes prévues; ils proposeront les modifications souhaitables et mettront en œuvre tous les dispositifs de sécurité qu'une bonne technique et leur expérience personnelle peuvent suggérer.
- **Les ouvriers** devront agir suivant les techniques et les méthodes prévues par la direction, se conformer aux instructions de leurs chefs et ne pas se soustraire aux mesures de sécurité existantes.
- **Les équipes de secours** devront toujours être prêtes à intervenir. Dans ce but, elles devront s'entraîner sous la direction d'instructeurs expérimentés et maintenir leur matériel et leur équipement en ordre.

VIII.3.3 - Comité d'hygiène et de sécurité de travail

La tâche fondamentale du Comité d'hygiène et de sécurité est de *déterminer, promouvoir et maintenir* les conditions optimales du site et le plus haut niveau possible de sécurité. Surtout sur les grands chantiers, la pratique courante est de confier au Comité d'hygiène et de sécurité du Travail, en plus de mission mentionnée ci-dessus, d'autres tâches.

Il s'agit en général de :

- gestion des postes de secours et d'incendie;
- contrôle du stockage et de la manipulation des explosifs;
- contrôle de la circulation;
- formation du personnel aux techniques de sécurité ;
- relevé des données concernant les accidents et élaboration de statistiques.

VIII.3.4 – Plan d'hygiène et de sécurité

Le *Plan d'Hygiène et de Sécurité*, c'est un document rédigé avant le début des travaux, dans lequel sont analysés, en détail, toutes les activités de construction ainsi que les procédés d'exécution, en relation directe avec la sécurité du personnel de chantier. Ce plan définit les

risques prévisibles, indique les mesures de prévention et de protection à adopter pour réduire les risques, et établit les modalités de contrôle de l'application desdites mesures.

Il est rédigé et géré au sein même de l'entreprise, avec la collaboration des spécialistes de la sécurité, étant donné que c'est dans l'entreprise que l'on connaît les techniques à adopter, les machines et les engins disponibles, le projet d'exécution, le planning des travaux;

Le Plan d'hygiène et de sécurité peut correspondre à différents niveaux : le plan général relatif à l'exécution générale des travaux; les plans détaillés concernant les différentes parties d'ouvrage. Évidemment, aucun plan ne saurait correspondre à toutes les situations. Pour être effectif il doit se rapporter à une activité bien définie, aux technologies mises en œuvre, aux conditions particulières du chantier et à ses différents secteurs. Il doit être souple pour permettre les changements possibles des procédés d'exécution. Il doit enfin favoriser l'intégration de la sécurité dans la réalisation des travaux. Il ne doit pas créer de contraintes ou d'entraves qui limiteraient l'activité aux procédures déjà déterminées.

Conclusion

La réduction du nombre et de la gravité des accidents du travail et des maladies professionnelles nécessite, la mobilisation des ressources pour la lutte contre ces derniers, la mise en œuvre des moyens d'organisation et des méthodes de travail.

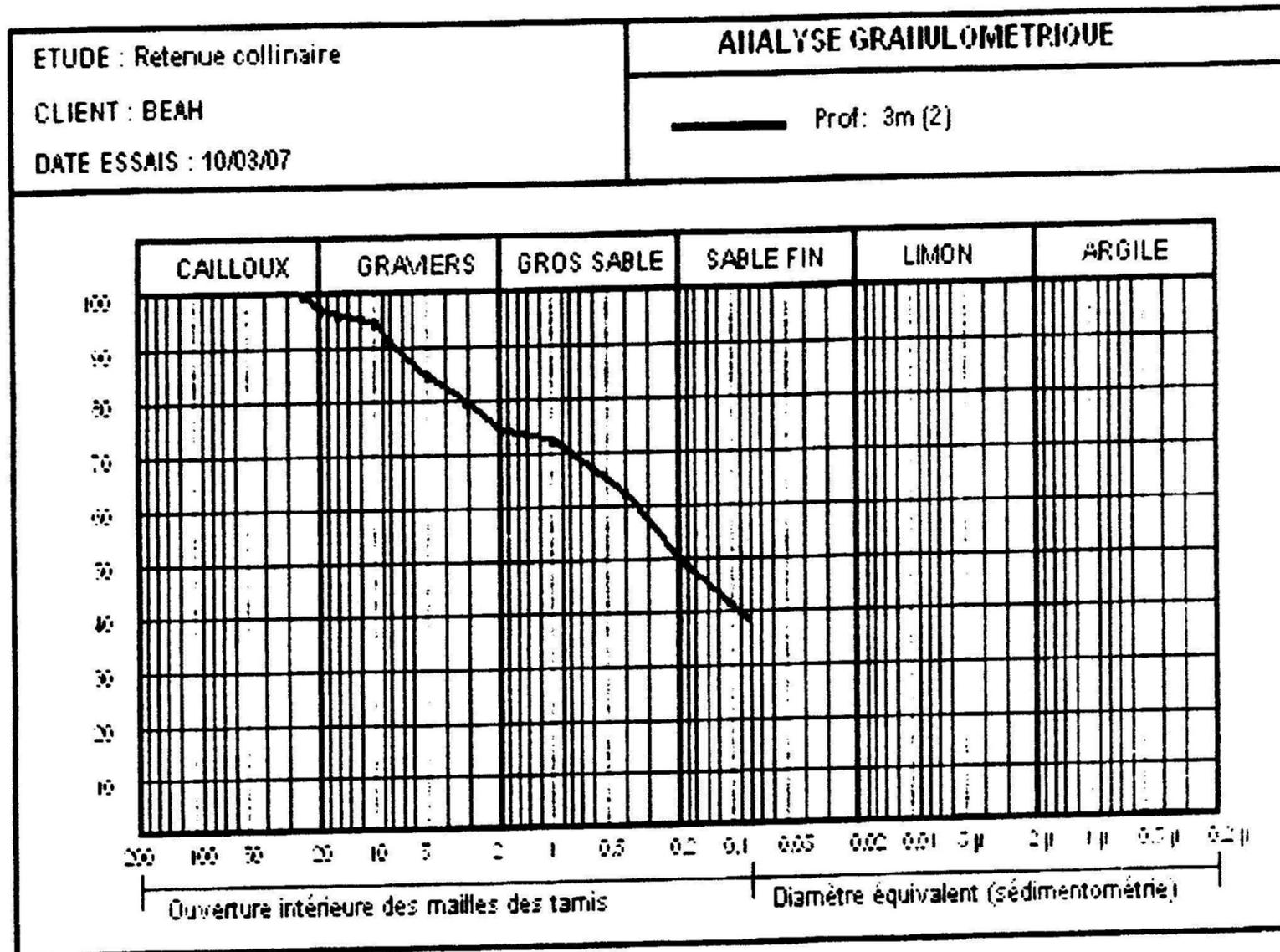
Il est évident qu'au cours de l'exécution des travaux le maître d'ouvrage doit assurer un contrôle efficace des mesures de sécurité mises en œuvre, et de l'organisation proposée par le comité d'hygiène et de sécurité du travail, en plus des contrôles effectués par les Services Publics.

Références bibliographiques

- [1] Technique des barrages en aménagement rural.
- [2] TOUAIBIA.B, Manuel pratique de l'hydrologie, ENSH. Blida. Algérie, 2004
- [3] J.P. LABORDE, Eléments d'hydrologie de surface, Nice, 2000.
- [4] FAO, Crues et apports, Rome, 1996.
- [5] TOUAIBIA.B, les retenues-régularisation des débits, ENSH, 2001
- [6] CIGB, Choix de la crue de projet, Bulletin n°82, Paris, 1992.
- [7] CIGB, Glossaire de termes relatifs aux barrages, Bulletin n°31A, Paris, 1982
- [8] M. GUERINET, Projet de Barrage, ENPC, 2010.
- [9] P.NOVAK, Hydraulic structures, Londer, 2005.
- [10] CIGB, Barrages en remblai, protection du talus amont, Bulletin n°91, Paris, 1993.
- [11] CIGB, Barrages en remblai, filtres et drains granulaires, Bulletin n°95, Paris, 1994.
- [12] CIGB, Evacuateur de crues de barrages, Bulletin n°58, Paris, 1987.
- [13] CIGB, Les principaux acteurs de la construction, Bulletin n°85, Paris, 1992.
- [14] CIGB, Chantiers de barrages, prévention des accidents, Bulletin n°80, Paris, 1992.

Annexe A

Courbe granulométrique

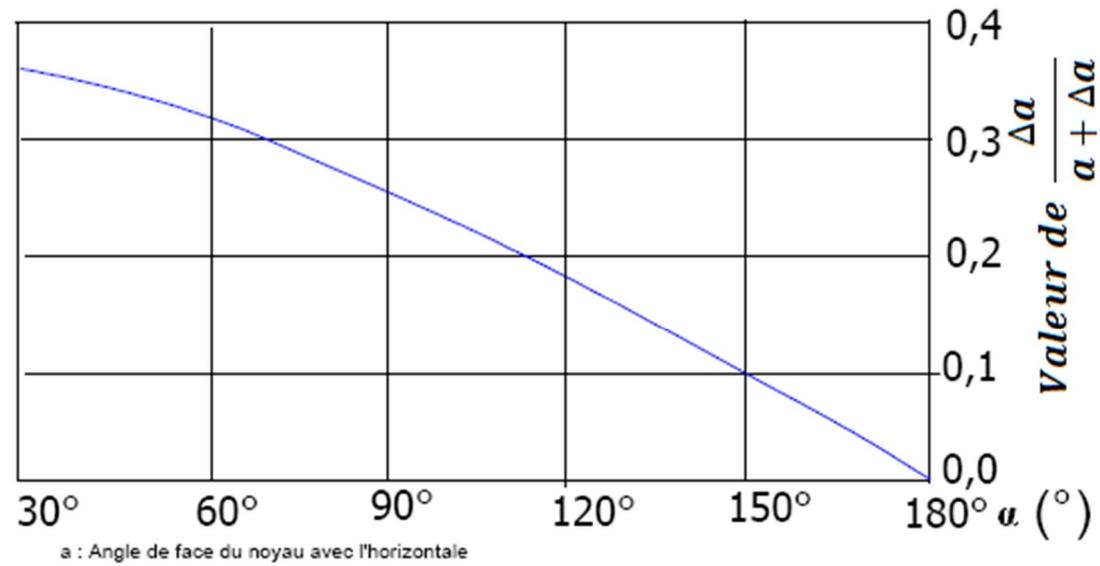


Annexe B : Précipitations mensuelles de la station d'Ain-Nessissa (050101).

année	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout
1967	0	0	0	0	-999	9,6	19,2	12,8	17,5	13,8	2,2	6,4
1968	0	0	5,5	13,8	12,5	31,3	17,3	41,3	11,5	28,2	0	2,8
1969	13,3	26	16,3	3,7	10,7	1,8	17	11,7	3,5	15,8	6,3	2,8
1970	16,8	14,5	9,4	5,1	16	0	25,8	10,9	11,4	0	6,4	0,3
1971	8,8	3,5	34,6	12	52,5	10,5	16,7	2,8	30,1	8,1	1,5	0
1972	12,4	19,5	8,2	132,6	3,1	3,7	11	14,9	0	16,8	1,4	1,4
1973	12	0	5,5	6,9	0	12,4	14,5	8,8	22,5	7,6	0	6,8
1974	3,3	21,8	7,6	0	6,6	7,9	13,2	2,2	17,3	18,5	0	13,4
1975	11,4	0	10,8	8,3	5,5	17,1	5,4	15,4	12,5	18,2	26,4	8,8
1976	72,5	17,2	3,6	10,4	14,2	0	0	27,4	8,5	5,2	3,4	0
1977	16,2	6,8	23	2,2	13,8	3,2	4,3	9,2	13,8	0	0	30,1
1978	0	9,8	9,5	0	12,2	5,4	9,2	6,8	5,7	33,2	0	7,4
1979	58,8	22,8	5,3	8,4	10,9	11,6	9,8	7,8	13,8	0	0	0
1980	8,1	2,6	14,5	10,5	0	17,6	6,3	16,9	3,8	5,6	0	0
1981	5,8	3,2	0	19	15	0,6	16,4	41,4	8	4,8	1,1	0
1982	6,1	4,6	6,7	2,8	0	11,9	0	9,2	9	3,8	3,7	11,6
1983	0	0	9,8	0	7,2	11,6	17,6	8,8	1,5	5,2	0	11,2
1984	2,2	13,8	6,8	5,8	8,2	18,7	4,9	0	5,6	3,8	11,6	0
1985	3,6	8,8	17,9	4,8	9,2	4,8	59,6	0	4,2	14,6	0	0
1986	9,8	27,5	9,5	3,9	11,5	10,4	12	0	7,2	9,8	4,2	5,6
1987	5,4	11,6	8,5	9,7	1,4	6,7	5,5	8,4	5,4	6,8	0	0
1988	3,3	4,2	3,4	13,3	0	2,1	0	2,8	5,2	3,8	0	20
1989	53,8	9,5	5,8	12,9	22,5	0	18,8	14,3	18,8	20,8	11,8	15,6
1990	3,7	0	9,6	11,5	8,2	7,6	17,5	3,2	8,2	2,5	0	0
1991	26,5	12,5	7,1	5,6	12,4	2,2	9,4	9,9	25,4	7,5	5,6	0
1992	9,8	5,4	14,5	11,1	0	5,6	4,1	9,1	13	4,5	0	21,7
1993	16,9	2,4	4,6	12,3	7,6	12,8	0	7,5	1,4	0	0	1,4
1994	17,8	15	36,7	6,5	19,3	0	26	0	0	9,5	0	0
1995	30	16,5	10,5	16,7	16	19,5	18,4	13,7	6,5	40	12	-999
1996	9,6	2,2	6,5	9,5	8,7	9,5	0	10,1	22,5	0	0	9

Annexe C

Annexe C.1 :



Abaque de CASAGRANDE

Annexe C.2 : Calcul de la stabilité.

Talus aval pour le cas de fin de construction, $R_{\min} = 34,85$ m

N°	bn	h	Sin	Cos	dl	Gn	tan	Nn	Tn	c dl	dn	a Gn dn	Nn tag	U dL tan	(Nn-UdL) tan
-4	0,59	0,52	-0,29	0,96	0,62	0,63	0,71	0,61	-0,18	0,17	34,72	4,39	0,43	0,00	0,43
-3	3,48	3,36	-0,21	0,98	3,56	24,09	0,71	23,53	-5,16	0,96	33,87	163,17	16,80	0,00	16,80
-2	3,48	5,81	-0,14	0,99	3,52	41,65	0,71	41,22	-5,95	0,95	32,55	271,15	29,43	0,00	29,43
-1	3,48	7,90	-0,07	1,00	3,49	56,63	0,71	56,49	-4,05	0,94	31,38	355,43	40,33	0,00	40,33
0	3,48	8,76	0,00	1,00	3,48	62,80	0,71	62,80	0,00	0,94	30,41	381,94	44,84	0,00	44,84
1	3,48	9,65	0,07	1,00	3,49	69,18	0,71	69,00	4,94	0,94	29,65	410,23	49,27	0,00	49,27
2	3,48	11,04	0,14	0,99	3,52	79,14	0,71	78,33	11,31	0,95	29,15	461,41	55,93	0,00	55,93
3	3,48	12,07	0,21	0,98	3,56	86,53	0,71	84,52	18,54	0,96	28,95	500,99	60,35	0,00	60,35
4	3,48	12,71	0,29	0,96	3,63	91,12	0,71	87^317	26,03	0,98	29,03	529,02	62,35	0,00	62,35
5	3,48	12,93	0,36	0,93	3,73	92,69	0,71	86,58	33,10	1,01	29,42	545,40	61,82	0,00	61,82
6	3,48	12,66	0,43	0,90	3,85	90,76	0,71	82,00	38,90	1,04	30,11	546,54	58,55	0,00	58,55
7	3,48	11,78	0,50	0,87	4,02	84,45	0,71	73,14	42,22	1,09	31,10	525,27	52,22	0,00	52,22
8	3,48	10,09	0,57	0,82	4,24	72,33	0,71	59,36	41,33	1,15	32,34	467,85	42,38	0,00	42,38
9	3,48	7,18	0,64	0,77	4,54	51,47	0,71	39,43	33,09	1,23	33,88	348,77	28,15	0,00	28,15

$K_{ss} = 2.63$ et

$K_{as} = 1.56$

Talus aval pour le cas de fin de construction, $R_{moy} = 40.60$ m

N°	bn	h	Sin	Cos	dl	Gn	tan	Nn	Tn	c dl	dn	a Gn dn	Nn tan	U dL tan	(Nn-UdL) tan
-3	2,17	1,71	-0,23	0,97	2,23	7,64	0,74	7,44	-1,76	0,60	40,17	61,41	5,51	0,00	5,51
-2	4,06	4,57	-0,15	0,99	4,11	38,22	0,74	37,77	-5,88	1,11	39,00	298,12	27,98	0,00	27,98
-1	4,06	7,01	-0,08	1,00	4,07	58,63	0,74	58,46	-4,51	1,10	37,67	441,71	43,31	0,00	43,31
0	4,06	8,07	0,00	1,00	4,06	67,49	0,74	67,49	0,00	1,10	36,53	493,11	50,01	0,00	50,01
1	4,06	9,04	0,08	1,00	4,07	75,61	0,74	75,38	5,82	1,10	35,65	539,07	55,85	0,00	55,85
2	4,06	10,66	0,15	0,99	4,109	89,16	0,74	88,10	13,72	1,11	35,05	624,98	65,27	0,00	65,27
3	4,06	11,86	0,23	0,97	4,17	99,19	0,74	96,52	22,89	1,13	34,75	689,38	71,51	0,00	71,51
4	4,06	12,61	0,31	0,95	4,267	105,46	0,74	100,34	32,45	1,15	34,79	733,82	74,35	0,00	74,35
5	4,06	12,87	0,39	0,92	4,40	107,64	0,74	99,36	41,40	1,19	35,17	757,13	73,62	0,00	73,62
6	4,06	12,55	0,46	0,89	4,58	104,96	0,74	93,12	48,45	1,24	35,89	753,42	68,99	0,00	68,99
7	4,06	11,52	0,54	0,84	4,82	96,35	0,74	81,19	51,88	1,30	36,93	711,63	60,16	0,00	60,16
8	4,06	9,55	0,62	0,79	5,15	79,87	0,74	62,96	49,15	1,39	38,43	613,89	46,65	0,00	46,65
9	1,35	4,71	0,69	0,72	1,871	13,10	0,74	9,45	9,07	0,51	39,97	104,70	7,00	0,00	7,00

$K_{ss} = 2.59$

$K_{as} = 1.57$

Talus aval pour le cas de fin de construction, $R_{\max} = 49.07$ m

N°	bn	h	Sin	Cos	dl	Gn	tan	Nn	Tn	c dl	dn	a Gn dn	Nn tan	U dL tan	(Nn-UdL) tan
-2	3,70	2,56	-0,18	0,98	3,76	19,51	0,74	19,19	-3,55	1,02	48,40	188,88	14,22	0,00	14,22
-1	4,90	5,50	-0,09	1,00	4,92	55,52	0,74	55,29	-5,05	1,33	47,00	521,86	40,97	0,00	40,97
0	4,90	6,790	0.000	1,00	4,90	68,54	0,74	68,54	0,00	1,32	45,64	625,62	50,79	0,00	50,79
1	4,90	7,95	0.091	1,00	4,92	80,25	0,74	79,92	7,30	1,33	44,56	715,16	59,22	0,00	59,22
2	4,90	9,91	0.182	0,98	4,98	100,03	0,74	98,36	18,19	1,35	43,81	876,48	72,89	0,00	72,89
3	4,90	11,36	0.273	0,96	5,09	114,6	0,74	110,32	31,27	1,38	43,40	995,32	81,75	0,00	81,75
4	4,90	12,27	0.364	0,93	5,26	123,85	0,74	115,37	45,04	1,42	43,37	1074,30	85,49	0,00	85,49
5	4,90	12,58	0.455	0,89	5,50	126,98	0,74	113,11	57,72	1,49	43,73	1110,59	83,81	0,00	83,81
6	4,90	12,20	0,55	0,84	5,85	123,15	0,74	103,21	67,17	1,58	44,47	1095,27	76,48	0,00	76,48
7	4,90	10,97	0.636	0,77	6,35	110,73	0,74	85,42	70,47	1,72	45,80	1014,30	63,29	0,00	63,29
8	4,90	7,29	0.727	0,69	7,14	73,59	0,74	50,51	53,52	1,93	47,77	703,03	37,42	0,00	37,42

$K_{ss} = 1.99$

$K_{as} = 1.29$

Talus aval pour le cas de fonctionnement normale, $R_{\min} = 34.85$ m.

N°	bn	Sin	Cos	dl	hl	h2	h3	Gn	tan	Nn	Tn	Cdl	dn	a Gn dn	Nn tag	U dL tan	(Nn-UdL) tan
-4,00	0,59	-0,29	0,96	0,62	0,52	0,00	0,00	0,63	0,74	0,61	-0,18	0,17	34,72	4,39	0,45	0,00	0,45
-3,00	3,48	-0,21	0,98	3,56	3,36	0,00	0,00	24,09	0,74	23,53	-5,16	0,96	33,87	163,17	17,43	0,00	17,43
-2,00	3,48	-0,14	0,99	3,52	5,81	0,00	0,00	41,65	0,74	41,22	-5,95	0,95	32,55	271,15	30,55	0,00	30,55
-1,00	3,48	-0,07	1,00	3,49	7,90	0,00	0,00	56,63	0,74	56,49	-4,05	0,94	31,38	355,43	41,86	0,00	41,86
0,00	3,48	0,000	1,00	3,48	8,76	0,00	0,00	62,80	0,74	62,80	0,00	0,94	30,41	381,94	46,53	0,00	46,53
1,00	3,48	0,07	1,00	3,49	9,65	0,00	0,00	69,18	0,74	69,00	4,94	0,94	29,65	410,23	51,13	0,00	51,13
2,00	3,48	0,143	0,99	3,52	11,04	0,00	0,00	79,14	0,74	78,33	11,31	0,95	29,15	461,41	58,04	0,00	58,04
3,00	3,48	0,214	0,98	3,56	12,07	0,00	0,00	86,53	0,74	84,52	18,54	0,96	28,95	500,99	62,63	0,00	62,63
4,00	3,48	0,286	0,96	3,63	12,71	0,00	0,00	91,12	0,74	87,32	26,03	0,98	29,03	529,02	64,70	0,00	64,70
5,00	3,48	0,36	0,93	3,73	12,93	0,00	0,00	92,69	0,74	86,58	33,10	1,01	29,42	545,40	64,16	0,00	64,16
6,00	3,48	0,43	0,90	3,852	12,66	0,00	0,00	90,76	0,74	82,00	38,90	1,04	30,11	546,54	60,76	0,00	60,76
1,00	3,48	0,50	0,87	4,02	11,78	0,00	0,00	84,45	0,74	73,14	42,22	1,09	31,10	525,27	54,19	0,80	53,39
8,00	3,48	0,57	0,82	4,24	10,09	0,00	0,00	72,33	0,74	59,36	41,33	1,15	32,34	467,85	43,99	0,85	43,14
9,00	3,48	0,643	0,77	4,54	7,18	1,540	0,00	62,30	0,74	47,72	40,05	1,23	33,88	422,13	35,36	0,91	34,45

$K_{ss} = 2.71$

$K_{as} = 1.61$

Talus aval pour le cas de fonctionnement normale, $R_{moy}=40.60$ m

N°	bn	Sin	Cos	dl	hl	h2	h3	On	tan	Nn	Ta	c dl	dn	a Gn dn	Nn tag	U dL tan	(Nn-UdL) tan
-3,00	2,17	-0,23	0,97	2,23	1,71	0,00	0,00	7,64	0,74	7,44	-1,76	0,60	40,17	-61,41	5,51	0,00	5,51
-2,00	4,06	-0,15	0,99	4,11	4,57	0,00	0,00	38,22	0,74	37,77	-5,88	1,11	39,00	298,13	27,99	0,00	27,99
-1,00	4,06	-0,08	1,00	4,07	7,01	0,00	0,00	58,63	0,74	58,46	-4,51	1,10	37,67	441,71	43,32	0,00	43,32
0,00	4,06	0,00	1,00	4,06	8,07	0,00	0,00	67,49	0,74	67,49	0,00	1,10	36,53	493,11	50,01	0,00	50,01
1,00	4,06	0,08	1,00	4,07	9,04	0,00	0,00	75,61	0,74	75,38	5,82	1,10	35,65	539,08	55,86	0,00	55,86
2,00	4,06	0,15	0,99	4,11	10,66	0,00	0,00	89,16	0,74	88,10	13,72	1,11	35,05	624,98	65,28	0,00	65,28
3,00	4,06	0,23	0,97	4,17	11,86	0,00	0,00	99,19	0,74	96,52	22,89	1,13	34,75	689,39	71,52	0,00	71,52
4,00	4,06	0,31	0,95	4,27	12,61	0,00	0,00	105,47	0,74	100,35	32,45	1,15	34,79	733,83	74,36	0,85	73,51
5,00	4,06	0,39	0,92	4,40	12,87	0,00	0,00	107,64	0,74	99,36	41,40	1,19	35,17	757,14	73,63	0,88	72,75
6,00	4,06	0,46	0,89	4,58	12,55	0,00	0,00	104,96	0,74	93,12	48,45	1,24	35,89	753,43	69,00	0,92	68,08
7,00	4,06	0,54	0,84	4,82	11,52	0,00	0,00	96,35	0,74	81,19	51,88	1,30	36,93	711,63	60,16	0,96	59,20
8,00	4,06	0,62	0,79	5,15	9,55	0,00	0,00	79,87	0,74	62,96	49,15	1,39	38,43	613,90	46,65	1,03	45,62
9,00	1,35	0,69	0,72	1,87	4,71	0,00	0,00	13,10	0,74	9,45	9,07	0,51	39,97	104,71	7,00	0,37	6,63

$K_{ss}=2.57$

$K_{as}=1,56$

Talus aval pour le cas de fonctionnement normale, $R_{max}=49.07$ m

N°	bn	Sin	Cos	dl	hl	h2	h3	Gn	tan	Nn	Tn	Cdl	dn	a Gn dn	Nn tag	U tan	dL (Nn-UdL) tan
-2,00	3,70	-0,18	0,98	3,76	2,56	0,00	0,00	19,51	0,74	19,19	-3,55	1,02	48,40	188,88	14,22	0,00	14,22
-1,00	4,90	-0,09	1,00	4,92	5,50	0,00	0,00	55,52	0,74	55,29	-5,05	1,33	47,00	521,86	40,97	0,00	40,97
0,00	4,90	0,00	1,00	4,90	6,79	0,00	0,00	68,54	0,74	68,54	0,00	1,32	45,64	625,62	50,79	0,00	50,79
1,00	4,90	0,09	1,00	4,92	7,95	0,00	0,00	80,25	0,74	79,92	7,30	1,33	44,56	715,16	59,22	0,00	59,22
2,00	4,90	0,18	0,98	4,98	9,91	0,00	0,00	100,03	0,74	98,36	18,19	1,35	43,81	876,48	72,89	0,00	72,89
3,00	4,90	0,27	0,96	5,09	11,36	0,00	0,00	114,67	0,74	110,32	31,27	1,38	43,40	995,32	81,75	0,00	81,75
4,00	4,90	0,36	0,93	5,26	12,27	0,00	0,00	123,85	0,74	115,37	45,04	1,42	43,37	1074,30	85,49	0,00	85,49
5,00	4,90	0,46	0,89	5,50	12,58	0,00	0,00	126,98	0,74	113,11	57,72	1,49	43,73	1110,58	83,81	0,00	83,81
6,00	4,90	0,55	0,84	5,85	12,20	0,00	0,00	123,14	0,74	103,21	67,17	1,58	44,47	1095,26	76,48	1,17	75,31
7,00	4,90	0,64	0,77	6,35	10,97	0,00	0,00	110,73	0,74	85,42	70,47	1,72	45,80	1014,29	63,29	1,27	62,02
8,00	4,90	0,73	0,69	7,14	7,29	0,00	0,00	73,59	0,74	50,51	53,52	1,93	47,77	703,03	37,42	1,43	36,00

$K_{ss}=1.97$

$K_{as}=1,27$

Talus amont pour le cas de fonctionnement normale, $R_{\min} = 34.85m$

N°	bn	Sin	Cos	dl	hl	h2	h3	Gn	tan	Nn	Tn	Cdl	dn	a Gn dn	Nn tag	U tan	dL (Nn-UdL) tan
-4,00	0,59	-0,29	0,96	0,62	0,52	0,00	0,00	0,63	0,74	0,61	-0,18	0,17	34,72	4,39	0,45	0,00	0,45
-3,00	3,48	-0,21	0,98	3,56	3,36	0,00	0,00	24,09	0,74	23,53	-5,16	0,96	33,87	163,17	17,43	0,00	17,43
-2,00	3,48	-0,14	0,99	3,52	5,81	0,00	0,00	41,65	0,74	41,22	-5,95	0,95	32,55	271,15	30,55	0,00	30,55
-1,00	3,48	-0,07	1,00	3,49	7,90	0,00	0,00	56,63	0,74	56,49	-4,05	0,94	31,38	355,43	41,86	0,00	41,86
0,00	3,48	0,00	1,00	3,48	8,76	0,00	0,00	62,80	0,74	62,80	0,00	0,94	30,41	381,94	46,53	0,00	46,53
1,00	3,48	0,07	1,00	3,49	9,65	0,00	0,00	69,18	0,74	69,00	4,94	0,94	29,65	410,23	51,13	0,00	51,13
2,00	3,48	0,14	0,99	3,52	11,04	0,00	0,00	79,14	0,74	78,33	11,31	0,95	29,15	461,41	58,04	0,00	58,04
3,00	3,48	0,21	0,98	3,56	12,07	0,00	0,00	86,53	0,74	84,52	18,54	0,96	28,95	500,99	62,63	0,00	62,63
4,00	3,48	0,29	0,96	3,63	12,71	0,00	0,00	91,12	0,74	87,32	26,03	0,98	29,03	529,02	64,70	0,00	64,70
5,00	3,48	0,36	0,93	3,73	12,93	0,00	0,00	92,69	0,74	86,58	33,10	1,01	29,42	545,40	64,16	0,00	64,16
6,00	3,48	0,43	0,90	3,85	12,66	0,00	0,00	90,76	0,74	82,00	38,90	1,04	30,11	546,54	60,76	0,00	60,76
7,00	3,48	0,50	0,87	4,02	11,78	0,00	0,00	84,45	0,74	73,14	42,22	1,09	31,10	525,27	54,19	0,85	53,34
8,00	3,48	0,57	0,82	4,24	10,09	0,00	0,00	72,33	0,74	59,36	41,33	1,15	32,34	467,85	43,99	0,91	43,08
9,00	3,48	0,64	0,77	4,54	7,18	0,00	0,00	51,47	0,74	39,43	33,09	1,23	33,88	348,77	29,22	0,91	28,31

$K_{ss} = 2.71$

$K_{as} = 1.63$

Talus amont pour le cas de fonctionnement normale, $R_{moy}=40.60$ m

N°	bn	Sin	Cos	dl	hl	h2	h3	Gn	tan	Nn	Tn	Cdl	dn	a Gn dn	Nn tag	U dL tan	(Nn-UdL) tan
-3,00	2,17	-0,23	0,97	2,23	1,71	0,00	0,00	7,64	0,74	7,44	-1,76	0,60	40,17	61,41	5,51	0,00	5,51
-2,00	4,06	-0,15	0,99	4,11	4,57	0,00	0,00	38,22	0,74	37,77	-5,88	1,11	39,00	298,13	27,99	0,00	27,99
-1,00	4,06	-0,08	1,00	4,07	7,01	0,00	0,00	58,63	0,74	58,46	-4,51	1,10	37,67	441,71	43,32	0,00	43,32
0,00	4,06	0,00	1,00	4,06	8,07	0,00	0,00	67,49	0,74	67,49	0,00	1,10	36,53	493,11	50,01	0,00	50,01
1,00	4,06	0,08	1,00	4,07	9,04	0,00	0,00	75,61	0,74	75,38	5,82	1,10	35,65	539,08	55,86	0,00	55,86
2,00	4,06	0,15	0,99	4,11	10,66	0,00	0,00	89,16	0,74	88,10	13,72	1,11	35,05	624,98	65,28	0,00	65,28
3,00	4,06	0,23	0,97	4,17	11,86	0,00	0,00	99,19	0,74	96,52	22,89	1,13	34,75	689,39	71,52	0,00	71,52
4,00	4,06	0,31	0,95	4,27	12,61	0,00	0,00	105,47	0,74	100,35	32,45	1,15	34,79	733,83	74,36	0,00	74,36
5,00	4,06	0,39	0,92	4,40	12,87	0,00	0,00	107,64	0,74	99,36	41,40	1,19	35,17	757,14	73,63	0,00	73,63
6,00	4,06	0,46	0,89	4,58	12,55	0,00	0,00	104,96	0,74	93,12	48,45	1,24	35,89	753,43	69,00	0,00	69,00
7,00	4,06	0,54	0,84	4,82	11,52	0,00	0,00	96,35	0,74	81,19	51,88	1,30	36,93	711,63	60,16	0,96	59,20
8,00	4,06	0,62	0,79	5,15	9,55	0,00	0,00	79,87	0,74	62,96	49,15	1,39	38,43	613,90	46,65	1,03	45,62
9,00	1,35	0,69	0,72	1,87	4,71	0,00	0,00	13,10	0,74	9,45	9,07	0,51	39,97	104,71	7,00	0,00	7,00

$K_{ss}=2.67$

$K_{as}=1.68$

Talus amont pour le cas de fonctionnement normale, $R_{\max} = 49.07$ m

N°	bn	Sin	Cos	dl	hl	h2	h3	Gn	tan	Nn	Tn	Cdl	dn	a Gn dn	Nn tag	U tan	dL (Nn-UdL) tan
-2,00	3,70	-0,18	0,98	3,76	2,56	0,00	0,00	19,51	0,74	19,19	-3,55	1,02	48,40	188,88	14,22	0,00	14,22
-1,00	4,90	-0,09	1,00	4,92	5,50	0,00	0,00	55,52	0,74	55,29	-5,05	1,33	47,00	521,86	40,97	0,00	40,97
0,00	4,90	0,00	1,00	4,90	6,79	0,00	0,00	68,54	0,74	68,54	0,00	1,32	45,64	625,62	50,79	0,00	50,79
1,00	4,90	0,09	1,00	4,92	7,95	0,00	0,00	80,25	0,74	79,92	7,30	1,33	44,56	715,16	59,22	0,00	59,22
2,00	4,90	0,18	0,98	4,98	9,91	0,00	0,00	100,03	0,74	98,36	18,19	1,35	43,81	876,48	72,89	0,00	72,89
3,00	4,90	0,27	0,96	5,09	11,36	0,00	0,00	114,67	0,74	110,32	31,27	1,38	43,40	995,32	81,75	0,00	81,75
4,00	4,90	0,36	0,93	5,26	12,27	0,00	0,00	123,85	0,74	115,37	45,04	1,42	43,37	1074,30	85,49	0,00	85,49
5,00	4,90	0,46	0,89	5,50	12,58	0,00	0,00	126,98	0,74	113,11	57,72	1,49	43,73	1110,59	83,81	0,00	83,81
6,00	4,90	0,55	0,84	5,85	12,20	0,00	0,00	123,15	0,74	103,21	67,17	1,58	44,47	1095,27	76,48	1,17	75,31
7,00	4,90	0,64	0,77	6,35	10,97	0,00	0,00	110,73	0,74	85,42	70,47	1,72	45,80	1014,30	63,29	1,27	62,02
8,00	4,90	0,73	0,69	7,14	7,29	0,00	0,00	73,59	0,74	50,51	53,52	1,93	47,77	703,03	37,42	1,43	36,00

$K_{ss} = 1.99$

$K_{as} = 1,29$

Talus amont pour le cas d'une vidange rapide, $R_{\min} = 34.85$ m

N°	bn	Sin	Cos	dl	hl	h2	h3	Gn	tan	Nn	Tn	Cdl	Nn tag	U dL tan	(Nn-UdL) tan	dn	a Gn dn
-4	0,590	-0,286	0,958	0,616	0,520	0,000	0,000	0,632	0,741	0,606	-0,181	0,16	0,449	0,000	0,449	34,72	4,389
-3	3,480	-0,214	0,977	3,563	3,360	0,000	0,000	24,087	0,741	23,528	-5,162	0,96	17,434	0,000	17,434	33,87	163,166
-2	3,480	-0,143	0,990	3,516	5,810	0,000	0,000	41,651	0,741	41,224	-5,950	0,94	30,547	0,000	30,547	32,55	271,146
-1	3,480	-0,071	0,997	3,489	7,900	0,000	0,000	56,634	0,741	56,489	-4,045	0,94	41,858	0,000	41,858	31,38	355,432
0	3,480	0,000	1,000	3,480	8,760	0,000	0,000	62,799	0,741	62,799	0,000	0,94	46,534	0,000	46,534	30,41	381,942
1	3,480	0,071	0,997	3,489	9,650	0,000	0,000	69,179	0,741	69,002	4,941	0,94	51,131	0,000	51,131	29,65	410,231
2	3,480	0,143	0,990	3,516	11,04	0,000	0,000	79,144	0,741	78,332	11,306	0,94	58,044	0,000	58,044	29,15	461,407
3	3,480	0,214	0,977	3,563	12,070	0,000	0,000	86,527	0,741	84,517	18,542	0,96	62,627	0,000	62,627	28,95	500,994
4	3,480	0,286	0,958	3,631	12,710	0,000	0,000	91,115	0,741	87,317	26,033	0,98	64,702	0,000	64,702	29,03	529,016
5	3,480	0,357	0,934	3,726	12,930	0,000	0,000	92,693	0,741	86,579	33,104	1,00	64,155	0,000	64,155	29,42	545,403
6	3,480	0,429	0,904	3,852	12,660	0,000	0,000	90,757	0,741	82,000	38,896	1,04	60,762	0,000	60,762	30,11	546,539
7	3,480	0,500	0,866	4,018	11,780	0,000	0,000	84,448	0,741	73,135	42,224	1,08	54,193	0,804	53,389	31,10	525,269
8	3,480	0,571	0,821	4,241	10,090	0,000	0,000	72,333	0,741	59,360	41,333	1,14	43,986	0,848	43,138	32,34	467,851
9	3,480	0,643	0,766	4,543	7,180	0,000	0,000	51,472	0,801	39,427	33,089	1,22	31,581	0,983	30,598	33,88	348,774

$K_{ss} = 2.72$

$K_{as} = 1,63$

Talus amont pour le cas d'une vidange rapide, $R_{moy}=40.60$ m

N°	bu	Sin	Cos	dl	hl	h2	h3	Gn	tan	Nn	Tu	Cdl	Nn tag	U dL tan	(Nn-UdL) tan	dn	a Gn dn
-3	2,170	-0,231	0,973	2,230	1,710	0,000	0,000	7,644	0,741	7,43	-1,76	0,60	5,511	0,00	5,511	40,17	61,412
-2	4,060	-0,154	0,988	4,109	4,570	0,000	0,000	38,222	0,741	37,76	-5,88	1,10	27,985	0,00	27,985	39,00	298,12
-1	4,060	-0,077	0,997	4,072	7,010	0,000	0,000	58,629	0,741	58,45	-4,51	1,09	43,315	0,00	43,315	37,67	441,71
0	4,060	0,000	1,000	4,060	8,070	0,000	0,000	67,494	0,741	67,49	0,00	1,09	50,013	0,00	50,013	36,53	493,11
1	4,060	0,077	0,997	4,072	9,040	0,000	0,000	75,607	0,741	75,38	5,81	1,09	55,859	0,000	55,859	35,65	539,07
2	4,060	0,154	0,988	4,109	10,660	0,000	0,000	89,156	0,741	88,09	13,71	1,10	65,278	0,00	65,278	35,05	624,98
3	4,060	0,231	0,973	4,173	11,860	0,000	0,000	99,192	0,741	96,51	22,89	1,12	71,518	0,00	71,518	34,75	689,38
4	4,060	0,308	0,951	4,267	12,610	0,000	0,000	105,465	0,741	100,38	32,45	1,15	74,358	0,00	74,358	34,79	733,82
5	4,060	0,385	0,923	4,398	12,870	0,000	0,000	107,640	0,741	99,30	41,40	1,18	73,625	0,00	73,625	35,17	757,13
6	4,060	0,462	0,887	4,577	12,550	0,000	0,000	104,963	0,741	93,15	48,45	1,23	68,998	0,00	68,998	35,89	753,42
7	4,060	0,538	0,843	4,818	11,520	0,000	0,000	96,349	0,741	81,18	51,80	1,30	60,160	0,96	59,197	36,93	711,63
g	4,060	0,615	0,788	5,151	9,550	0,000	0,000	79,872	0,741	62,98	49,12	1,39	46,652	1,03	45,621	38,43	613,89
9	1,350	0,692	0,722	1,871	4,710	0,000	0,000	13,099	0,741	9,42	9,08	0,50	7,004	0,00	7,004	39,97	104,70

$K_{ss}=2.52$

$K_{as}=1,51$

Talus amont pour le cas d'une vidange rapide, $R_{\max} = 49,07$ m

N°	bn	Sin	Cos	dl	hl	h2	h3	Gn	tan	Nn	Tn	C dl	Nn tag	U dL tan	(Nn-UdL) tan	dn	a Gn dn
-2	3,700	-0,182	0,983	3,763	2,560	0,000	0,000	19,512	0,741	19,187	-3,54	1,01	14,218	0,000	14,218	48,40	188,87
-1	4,900	-0,091	0,996	4,920	5,500	0,000	0,000	55,517	0,741	55,287	-5,04	1,32	40,968	0,000	40,968	47,00	521,80
0	4,900	0,000	1,000	4,900	6,790	0,000	0,000	68,538	0,741	68,538	0,00	1,32	50,787	0,000	50,787	45,64	625,17
1	4,900	0,091	0,996	4,920	7,950	0,000	0,000	80,247	0,741	79,915	7,29	1,32	59,217	0,000	59,217	44,56	715,16
2	4,900	0,182	0,983	4,983	9,910	0,000	0,000	100,032	0,741	98,364	18,18	1,34	72,888	0,000	72,888	43,81	876,46
3	4,900	0,273	0,962	5,093	11,360	0,000	0,000	114,668	0,741	110,321	31,73	1,37	81,748	0,000	81,748	43,40	995,3
4	4,900	0,364	0,932	5,260	12,270	0,000	0,000	123,853	0,741	115,374	45,03	1,42	85,493	0,000	85,493	43,37	1074,3
5	4,900	0,455	0,891	5,501	12,580	0,000	0,000	126,983	0,741	113,106	57,79	1,48	83,812	0,000	83,812	43,73	1110,5
6	4,900	0,545	0,838	5,846	12,200	0,000	0,000	123,147	0,741	103,214	67,71	1,57	76,432	1,170	75,312	44,47	1095,2
7	4,900	0,636	0,771	6,352	10,970	0,000	0,000	110,731	0,741	85,417	70,46	1,71	63,294	1,271	62,023	45,80	1014,3
G	4,900	0,727	0,686	7,139	7,290	0,000	0,000	73,585	0,741	50,505	53,57	1,92	37,424	1,428	35,996	47,77	703,03

$K_{ss} = 1,98$

$K_{as} = 1,29$

Annexe D

Diagramme de GANT

N°	Opérations	Temps (J)						Observation
		50	100	150	200	250	300	
1	A	30						
2	B	30						travail en poste
3	C		13					
4	F	22						travail en poste
5	I		9					travail en poste
6	G	40						
7	J		20					travail en poste
8	D		30					
9	K		85					
10	L				45			travail en poste
11	H		40					
12	E			15				
13	M					30		
14	N						50	

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

