

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEUR DE L'HYDRAULIQUE  
ARBAOUI ABDALLAH

DEPARTEMENT DES SPECIALITES

# MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

OPTION : Conception Des ouvrages hydrotechniques

THEME:

**Etude d'avant projet détaillée la digue**

**Du barrage de Bou Nachi**

**(W. TIZI OUZOU)**

Présenté par :

M<sup>r</sup> HAFI Ilyes

Promoteur :

M<sup>r</sup> M. HASSANE

Devant le jury composé de :

President: M<sup>r</sup> M.K MIHOUBI

Examineurs: M<sup>r</sup> A.AMMARI  
M<sup>me</sup> N.HADJ SADOUK  
M<sup>r</sup> R.REKROUK  
M<sup>me</sup> M.LATROUS  
M<sup>me</sup> H.BOUCAMA

le - /07 / 2009

# Remerciements

Tout d'abord, tout louange à dieu qui m'a fourni le courage, la capacité et la patience pour réaliser ce modeste travail avec toutes ses difficultés et ses obstacles.

Je tiens à remercier mon encadreur Monsieur Mohamed HASSANE, Maître de Conférence à l'ENSH, pour sa patience, son encouragement et ses conseils valeureux.

Je tiens à présenter ma gratitude à Monsieur BOUKRIF DJAMEL Chef de projet du barrage DRAA DISS qui m'a permis de faire mon stage pratique dans de bonnes conditions ainsi pour son appui et ses critiques constructives.

Mon respect s'adresse aux membres de jury « Messieurs : Mustapha Kamel MIHOUBI, Maître de Conférence, AMMARI Abdelhadi, Maître Assistant, et Mesdames : Malika LATROUS et Nabila HADJSADOK, Maîtres assistants à l'ENSH. Qui me feront l'honneur d'apprécier ce travail.

Remerciements plus particuliers à :

Monsieur Abderrahmane AYADI, Chef de Département de spécialités pour son soutien moral notamment pendant l'élaboration de ce mémoire.

Monsieur Abdelhak AYAD, Maître Assistant à l'ENSH pour ses précieux conseils et son soutien moral.

Monsieur ZEROUAL Ayoub ingénieur à l'ADE de Bourdj Bou Arréridj, pour son aide, ainsi pour sa bonne humeur, et pour ses précieux conseils qu'il n'a cessé de me prodiguer.

Messieurs Abdelouaheb TOUATI et Mahmoud KARMACH, mes copains de chambre pour tout ce que m'ont fait durant la réalisation de ce travail.

Les étudiants qui m'ont aidé de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire et spécialement Diab GUERCHOUCHE, Bilal BOUTABA, Fouad ZAOUACH et Hichem KHEDDAR.

Sans oublier de remercier : L'ensemble du personnel du barrage de DRAA DISS pour leur aide.

## Dédicaces

### *Je dédie ce travail :*

- ❖ A ma défunte mère que dieu l'accueille dans son vaste paradis.
- ❖ A mon père pour ses encouragements et sa patience.
- ❖ A ma deuxième mère.
- ❖ A mes frères et sœurs.
- ❖ A toute la famille grand et petit.
- ❖ A tous mes amis.
- ❖ A Monsieur Abdelhafid TABABOUCHT.

## ملخص:

في إطار الإستراتيجية الوطنية التي تهدف إلى الحفاظ على الموارد المائية من أجل تخزين ملايين الأمتار المكعبة التي تتسرب إلى البحر و عبر الحدود، لذا ترى الوكالة الوطنية للسدود والتحويلات ضرورة إنشاء سدود وحواجز مائية بالمنطقة.

وعلى اثر ذلك ، يجب الاهتمام بهذه المنشآت من حيث تقدير الأبعاد الهندسية والاختيار الأمثل لمواقعها ودراسة جميع ملحقاتها وامتوماتها

## **Résume :**

Dans le cadre de la stratégie nationale en matière de conservation des eaux et afin de mobiliser les millions de mètre cubes d'eau qui sont perdus (rejet en mer et pertes au niveau des frontières). L'ANBT s'est vue réaliser des barrages et des retenues collinaires.

Toutefois l'étude, le choix et le dimensionnement des ouvrages de stockage méritent d'être approfondis. Ainsi, l'étude que nous avons menée dans ce MFE est une étude d'APD de la digue d'un barrage dans la wilaya de TIZI OUZOU et principalement sur l'Oued RABTA.

## **Abstract:**

In the setting of the national strategy concerning conservation of water, in order to mobilize an important quality of water that is lost (dismissal in sea and loss at the borders).

The ANBT saw itself achieving dams.

However the survey, the choice and the dimensionality of the storage works deserve to be deepened. Sow to survey we led in this thesis is a preliminary detail project of a dam in the wilaya of the area of TIZI OUZOU on Oued RABTA.

1<sup>ere</sup> partie :

Synthèse de l'étude de  
faisabilité

## INTRODUCTION

Les besoins en eau potable de la population et en eau pour l'irrigation des surfaces agricoles du littoral de l'Algérie démontrent au fil des années un accroissement important. La satisfaction de ces besoins en eau croissant sera possible par la mobilisation de nouvelles ressources. De ce fait, l'oued RABTA a aussi été identifié comme une ressource potentielle sur lequel sera créée par la construction d'un barrage une retenue qui servira à la mobilisation des potentialités hydrologiques de ce cours d'eau.

Le bassin versant de l'oued RABTA se trouve dans la Wilaya de TIZI OUZOU à environ 20 km à l'Est de la ville du même nom. Ce nom a été d'ailleurs donné à la Wilaya elle-même. Au niveau du découpage du territoire de l'Algérie du Nord en secteurs, le bassin versant de l'oued RABTA se situe dans la partie orientale du bassin versant 2, à environ 130 km à l'Est de la ville d'Alger.

L'oued RABTA porte le nom de la localité de RABTA. A l'amont de cette localité, le cours d'eau prend le nom de TACIF. La longueur du cours d'eau de RABTA, depuis la source jusqu'au confluent dans l'oued SABAOU atteint environ 16 km. Le bassin versant est entouré de monts d'une hauteur allant de 300 (sur le cours inférieur) à presque 1200 m (sur le cours supérieur). La superficie versante totale de l'oued RABTA jusqu'au confluent dans l'oued SABAOU est de 70 m<sup>2</sup> environ. Le débit moyen au droit du confluent est de l'ordre de 900 l/sec.

Le bassin de l'oued RABTA est principalement recouvert d'herbes avec une végétation forestière faiblement marquée. Le cours supérieur est caractérisé par une végétation forestière quelque peu plus riche représentée par le maquis, les conifères et les forêts à feuilles caduques. Dans la partie du cours moyen et inférieur se trouvent des surfaces cultivables. Sur cette zone, parmi les cultures agricoles pratiquées, ce sont des céréales (blé, orge, avoine), des cultures maraîchères, vignes et arbres fruitiers.

Dans la présente Etude sera étudiée la solution technique de la mobilisation des eaux de l'oued RABTA qui seront destinées à l'irrigation des surfaces cultivables.

---

# Chapitre 1

## Etude topographique

### I.1.1 Introduction

La topographie constitue le support essentiel du travail d'un hydraulicien qui doit toujours situer précisément les observations réalisées par le topographe, tant en planimétrie qu'en altimétrie. Selon le degré d'avancement des études et l'importance des problèmes, Avant de commencer l'étude du projet qui permet en premier lieu de se prononcer sur l'aptitude topographique du site et de positionner au mieux le barrage et ses ouvrages annexes il est nécessaire d'avoir une connaissance des conditions topographiques, géologiques, géotechniques et hydrologiques du site. Les données topographiques nécessaires concernent le bassin versant, la vallée de la rivière à l'amont et l'aval du barrage, son site de la retenue et les zones d'emprunts des matériaux de construction de la digue.

### I.1.2 Situation géographique du site :

Le bassin versant de l'oued RABTA se trouve dans la Wilaya de TIZI OUZOU à environ 20 km à l'Est de la ville du même nom. Ce nom a été d'ailleurs donné à la Wilaya elle-même. Au niveau du découpage du territoire de l'Algérie du Nord en secteurs, le bassin versant de l'oued RABTA se situe dans la partie orientale du bassin versant 2, à environ 130 km à l'Est de la ville d'ALGER. L'emplacement du barrage projeté sera situé sur un bief du cours d'eau considéré à l'Ouest de la localité de MEKLA.

Le site du barrage de BOUNACHI est prévu sur l'oued RABTA à l'Ouest de la localité de MEKLA.

Les surfaces utiles agricoles dans la plaine se trouvent dans la partie aval du cours d'eau, avant son confluent dans l'oued SEBAOU qui se jette dans la méditerranée.

L'activité de la population locale se limite en général à l'agriculture et à l'élevage.

L'oued RABTA coule sur une longueur de presque 20 km à travers le bassin versant de forme allongée, ce dernier et symétriquement représente de part et d'autre du



---

En allant à l'amont, la vallée est assez large sans rétrécissements accentués qui pourraient servir pour un site de barrage favorable. De ce fait, deux sites déjà mis en évidence ont fait l'objet d'une étude.

**Le site n° 1:** sur le cours inférieur à environ 3 km a l'amont du confluent. Ce site est le plus aval possible, Parce que la vallée s'élargit a l'aval avec le terrain qui descend sur le flanc droit.

Ce site du barrage a été étudié dans le rapport: RECHERCHE DE SITES DE BARRAGES ENGRANDE KABYLIE, établi par SALOUEV, ing en 1965. La cote normale de retenue sur le site n° 1 ne devrait pas dépasser 170 m, vu que les bâtiments d'habitation construits a des hauteurs plus élevées seront submergés. Serait aussi menacée la voie de communication asphaltée qui relie la localité de MEKLA à la voie de communication régionale qui emprunte l'oued SEBAOU.

La nature géologique des terrains sur les deux sites possibles étudiés est presque identique. L'archose est constituée de marnes qui sont recouvertes d'argiles. Du point de vue morphologique, la vallée permet la construction d'un barrage sur les deux sites envisagés.

**Le site n°2:** il est situé a environ 600 m a l'amont du site n°1 et a les mêmes caractéristiques géologique et morphologique que le premier mais il n'y a pas de contraintes significatives

Les matériaux argileux et sablo-graveleux se trouvent a proximité immédiate du site du barrage. La carrière se situe à l'extrémité de la cuvette de retenue au-dessus de la cote 200m.

Le site du barrage n°2 est estimé comme le plus favorable a l'évacuation des débits de crue.

#### **I.1.4 Documentation a consultés :**

Les documents topographiques ci –dessous nous ont été disponibles :

- Carte topographique au 1/50.000 (feuille FORT NATIONAL)
- Carte topographique au 1/5000 de la cuvette de la retenue et
- Carte topographique au 1/1000 du site du barrage.

A noter qu'à la demande du Service Contractant la carte topographique au 1/5000 a été complétée de façon à inclure la zone limitée par la courbe de niveau 200 m. La carte topographique au 1/1000 du site du barrage a aussi été complété de telle façon que les sites de barrages alternatifs n° 1 et n° 2 y soient inclus

---

# Chapitre 2

## Etude géologique et géotechnique

### I.2.1 Introduction

Concernant les études géologiques et géotechniques, nous aborderons plus spécialement :

- les diverses techniques possibles ;
- l'identification et choix du site de barrage ;
- les études géologiques, géotechniques et les travaux de reconnaissance permettant l'adaptation du projet au site choisi, avec notamment le choix du type de barrage le mieux adapté au site ;
- le suivi géologique des travaux de construction du barrage.

Le but de cette étude est d'étudier la géologie du site, de la cuvette et de l'axe de barrage et de savoir les principales caractéristiques :

- Perméabilité de la cuvette.
- Stabilité de la fondation, la digue et la cuvette.
- Recherche des matériaux d'emprunts.

La faisabilité d'un barrage est basée sur la nature géologique de son axe et de sa cuvette.

Ce site doit être géologiquement acceptable c'est-à-dire qu'il doit assurer une bonne assise de la digue et pouvoir fournir les matériaux nécessaires pour sa construction.

La cuvette doit être étanche et les berges de la retenue stables.

Le sol de fondation doit présenter de bonnes caractéristiques mécaniques tels que :

- Faible compressibilité, perméabilité, degré d'altération.
- Grande résistance à l'écrasement.

Par conséquent les matériaux de construction ne doivent pas être riches en argile (bonne imperméabilité). Ils doivent être plastiques et possèdent une faible résistance au cisaillement à l'état humide et il serait souhaitable d'utiliser un matériau à granulométrie étendue continue.

### **I. 2.2 Reconnaissance géologique et géotechnique :**

La société ENERGOPROJEKT-Belgrade a commencé les activités liées à l'établissement de l'étude de faisabilité du barrage de BOU NACHI, par la prospection du terrain en mars et l'élaboration du projet de travaux de reconnaissance en mai 2003. Le projet prévoit les travaux de reconnaissance de terrain comprenant le levé géologique, les sondages de reconnaissance, les puits et les prospections géophysique. Il est envisagé aussi la réalisation des essais de perméabilité et des essais de pénétration standard ainsi que plusieurs essais de laboratoire sur les échantillons prélevés.

Les reconnaissances du terrain ont démarré en octobre 2003 par l'exécution des sondages de reconnaissance. En février 2004 ont été effectuées des prospections géophysiques. En septembre et en octobre 2004 ont été excavés des puits dans les zones d'emprunt des matériaux de construction. Ces puits ont fait l'objet de levé géologique et les échantillons y ont aussi été prélevés aux fins d'essais de laboratoire. Les échantillons ont été prélevés en surface du terrain au droit des carrières potentielles. Les rapports sur la campagne de reconnaissance et les essais effectués ont été successivement transmis au Bureau d'études jusqu'au 1er juin 2005.

### **I.2.3 Emplacement du site du barrage :**

Le site du barrage se trouve à 17 km de la ville de TIZI OUZOU et à environ 3,5 km à l'amont du confluent de l'oued RABTA avec l'oued SEBAOU.

L'emplacement du barrage de BOU NACHI est prévu sur l'oued RABTA à l'Ouest de la localité de MEKLA.

Au cours d'une première visite du terrain a été effectuée une prospection sur 2 km de longueur du cours d'eau, partant d'un site à environ 3 km à l'amont du confluent de l'oued

RABTA avec l'oued SEBAOU. Ont été pris en considération à cette occasion deux sites de barrages possibles pour la construction d'un barrage sur cette partie du cours d'eau.

En allant à l'amont, la vallée est assez large sans rétrécissements accentués qui pourraient servir pour un site du barrage favorable. De ce fait, deux sites déjà mis en évidence ont fait l'objet d'une étude. Il s'agit de deux sites de barrages

:(L'emplacement et les caractéristiques des deux sites sont cités en détail dans le chapitre I « Etude topographique ».

La figure qui suit représente l'emplacement du site choisis sur la carte géologique :

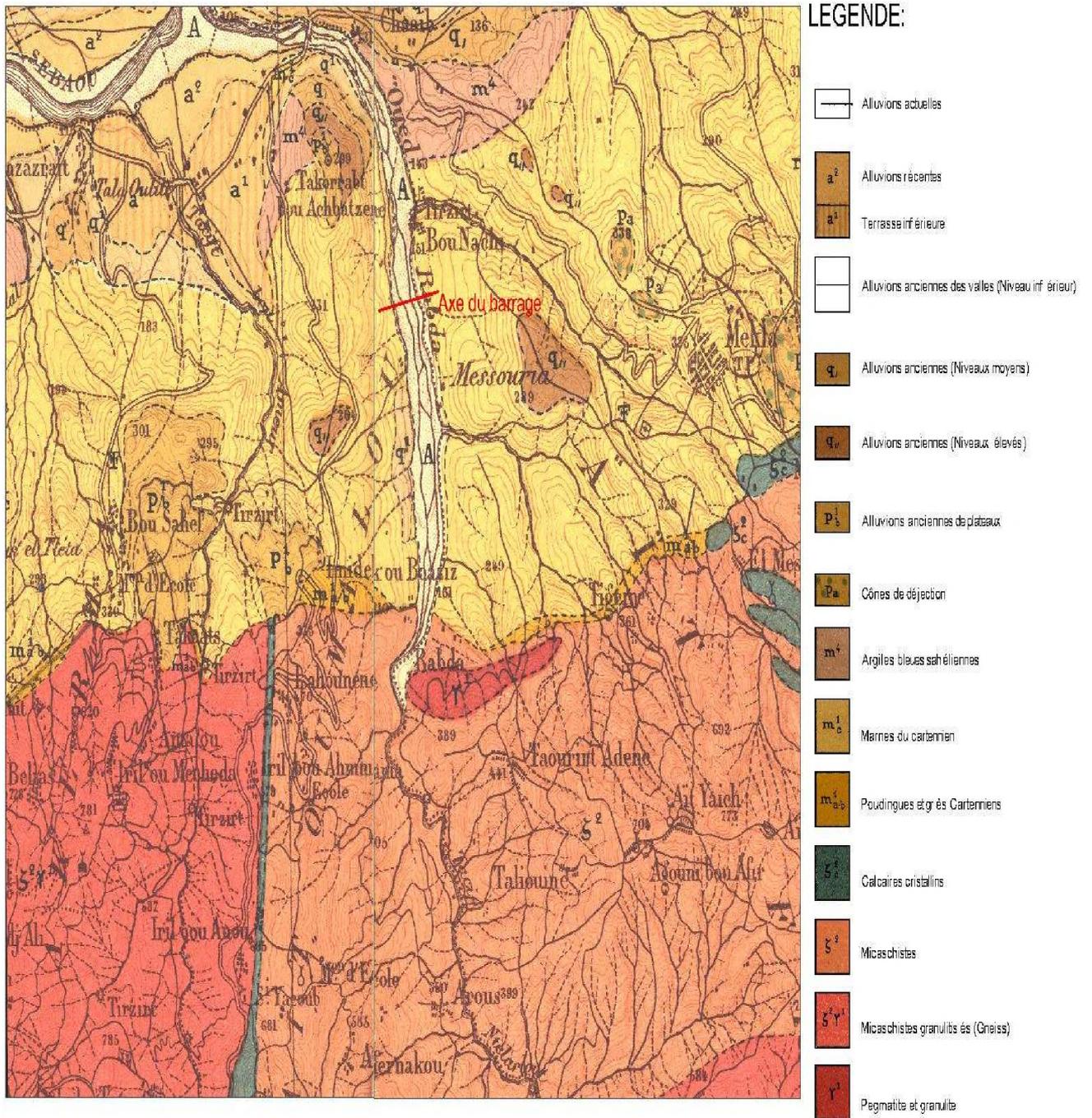


Figure N°2.4: Emplacement du site du barrage.

### I.2.4 Géologie à l'emplacement du barrage

Quant à la géologie, les terrains au droit du site d'implantation du barrage et de la retenue de Bou Nachi appartiennent au complexe sédimentaire miocène qui est en bordure nord discordant sur le complexe azoïque métamorphique et magmatique de Grande Kabylie

La limite entre le complexe sédimentaire et celui métamorphique et magmatique est discordante. Les déplacements néotectoniques se font le long des ruptures de direction Est – Ouest.

Le site du barrage est constitué de substratum rocheux sédimentaire, recouvert de dépôts cohésifs alluviaux et colluviaux.

**Le fond rocheux** est formé de complexe marneux sédimentaire miocène. Il est représenté par alternance de couches de différentes propriétés physico-mécaniques. Il s'agit pour la majeure partie des marnes et des argilites qui sont plastiques et susceptibles de désagrégation.

**Le recouvrement récent** a une épaisseur de 1.5 à 5 m sur la rive droite et de 3 à 6 m sur la rive gauche.

Au – dessous de ces sédiments viennent des

#### **$m_c^1$ -Marnes (cartennienes).**

Au-dessus de ces marnes, désagrégées en surface jusqu'aux argiles, viennent en rive gauche des Alluvions anciennes résiduelles (niveaux inférieurs), ainsi que sur la rive droite des Alluvions anciennes résiduelles (niveaux moyens).

Les sédiments marneux affleurent en surface au bas du versant droit érodé par le courant. Les deux versants sont recouverts par des matériaux argileux, ayant l'origine dans l'assise argileuse et marneuse. Ces sédiments représentent probablement les résidus des sédiments anciens alluviaux et déluviaux :

- Alluvions anciennes de plateaux ( $P_b^1$ ),

- Alluvions anciennes (Niveaux élevés) ( $q_{11}$ ),
- Alluvions anciennes (Niveaux moyens) ( $q_1$ ),
- Alluvions anciennes des vallées (Niveaux inférieurs) ( $q_1$ ).

Les matériaux argileux brun foncé parmi les ( $m^4$ ) Argiles bleues sont principalement des argiles de moyenne à grande plasticité (OI, CH).

Dans des parties des versants constitués par des ( $m_c^1$ ) Marnes, la couleur des matériaux argileux est brun clair, c'est – à- dire que ces matériaux présentent une plus faible plasticité (CL, OL, CI).

Au bas des versants, les deux variétés argileuses sont intercalées aux fractions sableuses et graveleuses des alluvions actuelles.

### **I.2.5 Séismicité**

Une activité sismique modérée est caractéristique de la zone étendue de la localité de Bou Nachi. De ce fait, il est assez difficile, à partir des séismes survenus pendant le siècle écoulé, de préciser les trains sismiques prédominants. Selon les REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA 99, CENTRE NATIONAL RECHERCHE APPLIQUEE EN GENIE PARASEISMIQUE, l'emplacement de Bou Nachi appartient à la zone 2 – niveau de sismicité modéré.

### **I.2.6 Hydrogéologie**

Au point de vue de l'hydrogéologie, une épaisseur significative des alluvions actuelles conditionne la circulation de l'eau souterraine dans la zone du lit de l'oued. Autres ensembles rocheux peuvent être considérés comme faiblement aquifères.

La circulation de l'eau souterraine se fait le long des fissures dans la masse rocheuse marneuse. Quoique que les marnes renferment un très haut pourcentage de carbonate, le processus de karstification n'est pas trop développé le long des fissures. Cela indique que la circulation de l'eau est faible. Des essais de perméabilité effectués dans des sondages font apparaître la perméabilité faible en rives du futur barrage de l'ordre de 0,5 – 2,5 Lugeons. Dans le lit de l'oued, les

résultats obtenus sont différents. Aussi est-il que dans le sondage BF – 1 sur toute sa profondeur et dans le sondage BF – 2 jusqu'à 14 mètres, la perméabilité atteint quelques dizaines LUGEONS.

### I.2.7 Géologie de la cuvette de la retenue

Dans la partie la plus amont de la cuvette de retenue et au – dessus de la cote normale de retenue (175), les  $m_c^1$  - **Marnes (Cartennien)**, reposent le plus probablement en discordance sur les:

- $m_{a-b}^1$  - **Poudingues et gres (Cartennien)** (contact tectonique possible orienté Est – Ouest).

Dans la zone de la cuvette de retenue (localité de Rabta), les  $m_c^1$  - **Marnes (Cartennien)**, reposent en discordance sur les :

- $\zeta^2$  – **Micaschistes.**

Au niveau des  $\zeta^2$ -**Micaschistes**, une masse isolée est mise en évidence:

- $\gamma^1$ -**Granulite et pegmatite.**

Dans le bassin de l'oued Rabta sont représentés aussi:

**X-Schistes et phyllades, Xc-Calcaires cristallins bleuâtres, X $\zeta^2$ -Schistes micacés, X $\gamma^1$ -Schistes granulitisés (Gneiss),  $\zeta_c^2$ -Calcaires cristallins,  $\zeta^2 \gamma^1$ -Micaschistes granulitisés (Gneiss),  $\gamma^1 \zeta^2$ -Granulite gneissique,  $\gamma^1$ -Granulite et pegmatite.**

Outre ces sédiments, dans les parties plus hautes des terrains à l'Est et à l'Ouest de la cuvette de retenue potentielle, on note la présence des

- $P_b^1$  -**Alluvions anciennes résiduelles de plateaux et q<sub>3</sub>-Alluvions anciennes résiduelles (Niveaux élevés),**

Les matériaux argileux brun sombre de  $m^4$ -**Argiles bleues**, sont, en général, estimés comme des argiles de plasticité moyenne à grande (OI, CH).

---

Dans les parties des versants constitués à la base par des **m<sub>c</sub><sup>1</sup>-Marnes**, la couleur des matériaux argileux est brun clair, de moindre plasticité (CL, OI, CI).

Au bas des versants, les deux variétés argileuses sont intercalées aux fractions sableuses des

- **al-Alluvions actuelles.**

Les apports solides des affluents d'allure torrentielle:

- **pr-Cônes de déjection,**

Sont hétérogènes mélangés aux apports solides en place de l'oued Rabta. Ils sont principalement argileux (CL) renfermant des fragments de marnes en place et des graves.

En amont de la cuvette de la retenue dans le bassin de l'oued Rabta, la sédimentation des alluvions (érosion des débits solides) n'a pas été mise en évidence. Sa sédimentation n'est évidente que dans la zone de la retenue prévue. En amont, au niveau des magmatites et des métamorphites, en plus de l'altération physico-chimique, les processus de dénudation et de ravinement sont notés.

## **I.2.8 Matériaux de construction**

### **I.2.8.1 Zone d'emprunt des argiles**

**a. Argile de moyenne à très grande plasticité de teinte brun foncé (OI, CH) dans les q<sub>1</sub>-Alluvions anciennes- niveaux inférieurs et q<sub>2</sub>-Alluvions anciennes - niveaux moyens):**

- La rive droite dans la zone du site du barrage et immédiatement à son amont et aval, occupant une superficie d'environ 275 000 m<sup>2</sup>, d'une épaisseur supposée près de 2 à 5 m, dans les **q<sub>2</sub>-Alluvions anciennes-** niveaux moyens;
- La rive gauche à proximité immédiate de la zone du site du barrage de 40 000 m<sup>2</sup> de superficie et d'une épaisseur supposée située entre 2 et 5 m (en majeure partie dans les **q<sub>1</sub>**) ;

- 
- La rive gauche à 0.9 km en amont du site du barrage d'une superficie près de 20 000 à 25 000 m<sup>2</sup> et d'une épaisseur supposée comprise entre 2 et 3 m (dans les **q<sub>2</sub>**);
  - La rive gauche à 1.1 km en amont du site du barrage, d'une superficie de 25 000 m<sup>2</sup> et d'une épaisseur supposée comprise entre 1 et 3 m (aussi dans les **q<sub>2</sub>**).

**b. Cailloux argileux peu à moyennement plastiques renfermant des fragments de marnes et de graviers (GC,GW)**, en bordure de deux rives et dans les alluvions actuelles ou en prolongement des **pr - Cônes de déjection** occupant une surface totale supérieure à 200 000 m<sup>2</sup>, de 1-3 m d'épaisseur.

### **I.2.8.2 Zone d'emprunt des matériaux pour filtres**

- Les **al Alluvions actuelles** du lit de l'oued Rabta sont représentées sur toute la longueur de la cuvette de la retenue. Il s'agit de graviers grossiers qui passent aux cailloux (en fonction de la granulométrie) de 2 à 30 cm de dimensions, puis de gravillons des dimensions extrêmes de 0.5 à 0.8 m, d'une épaisseur dans le lit près de 10 m et d'un recouvrement par endroits qui est formé de sables fins d'une épaisseur voisine de 0.5 m. Du point de vue minéralogique et pétrographique, ces alluvions actuelles sont liées aux magmatites, métamorphites et pegmatites.

### **I.2.8.3 Zones d'emprunt pour la recharge en enrochements**

Les matériaux les plus favorables dont l'emplacement est le plus proche sont les suivants:

- (**γ<sup>1</sup>**)-Pegmatite et granulite, et
- (**ζ<sup>2</sup>**)-Micaschistes.

Ils constituent la partie la plus amont de la cuvette de retenue où débute les gorges de la vallée de l'oued Rabta.

Les matériaux constituent un tonnage supérieur à la demande.

#### **I.2.8.4 Zones d'emprunt pour les agrégats pour béton:**

Les zones d'emprunt optimales pour l'exploitation des agrégats pour béton sont les suivantes :

- **al-Alluvions actuelles-Oued Rabta**, et
- **$\gamma^1$ -Pegmatite et granulite** qui peuvent fournir les agrégats pour béton appropriés au moyen de procédé de concassage et de tamisage des fractions.

#### **Remarque :**

- Tous les zones d'emprunts pour les différentes matériaux de construction est représenté dans la planche n° 1.
- Les coupes développée des puits de reconnaissance ( ARG1. ARG3. ARG4.ARG5) est représenté dans l'annexe (1.2).

#### **I.2.8.5 Reconnaissance des emplacements potentiels des zones d'emprunt des matériaux de construction :**

##### **a) Travaux de reconnaissance du terrain :**

- Reconnaissance des matériaux argileux ;
- Reconnaissances des zones d'emprunt des matériaux sablo-graveleux pour les filtres et les agrégats pour béton ;
- Reconnaissance des zones d'emprunt de pierres ;

##### **b) Essais de laboratoire :**

Les échantillons prélevés dans les zones d'emprunt des matériaux de construction ont été soumis aux essais de laboratoire, indiqués dans le tableau suivant :

**Tableau N°2-1 : Essais de laboratoire sur échantillons prélevés dans les zones d'emprunt des matériaux de construction :**

ZONE D'EMPRUNT  ESSAIS	Argile				MATER.SABLO-GRAVELEUX		PIERRES
	Arg-1	Arg-3	Arg-4	Arg-5	Pour filtres	Agrégats pour béton	
	Nombre d'essais						
Analyse granulométrique	9	3	3	4	5	5	-
Limite d'Atterberg	9	3	3	4	-	-	-
Poids spécifique	9	3	3	4	-	-	2
Teneur en eau naturel	9	3	3	4	-	-	-
Densité humide	9	3	3	4	-	-	2
Perméabilité	9	3	3	4	-	-	-
Essai Proctor	9	3	3	4	-	-	-
Essai de cisaillement	9	3	3	4	-	-	-
Essai oedometrique	9	3	3	4	-	-	-
Essais triaxiaux	9	3	3	4	-	-	-
Teneur en matière organique	9	3	3	4	-	-	-
Teneur en CaCO <sub>3</sub>	9	3	3	4	-	-	-
Porosité	-	-	-	-	-	-	2
Los Angeles	-	-	-	-	-	-	2
Essai Deval	-	-	-	-	-	-	2
Analyses minéralo- pétrographiques	-	-	-	-	-	-	2

Les tableaux suivant nous donne un récapitulatif des paramètres géotechniques pris en considération dans notre étude d'APD (conditions du remblai et fondation) :

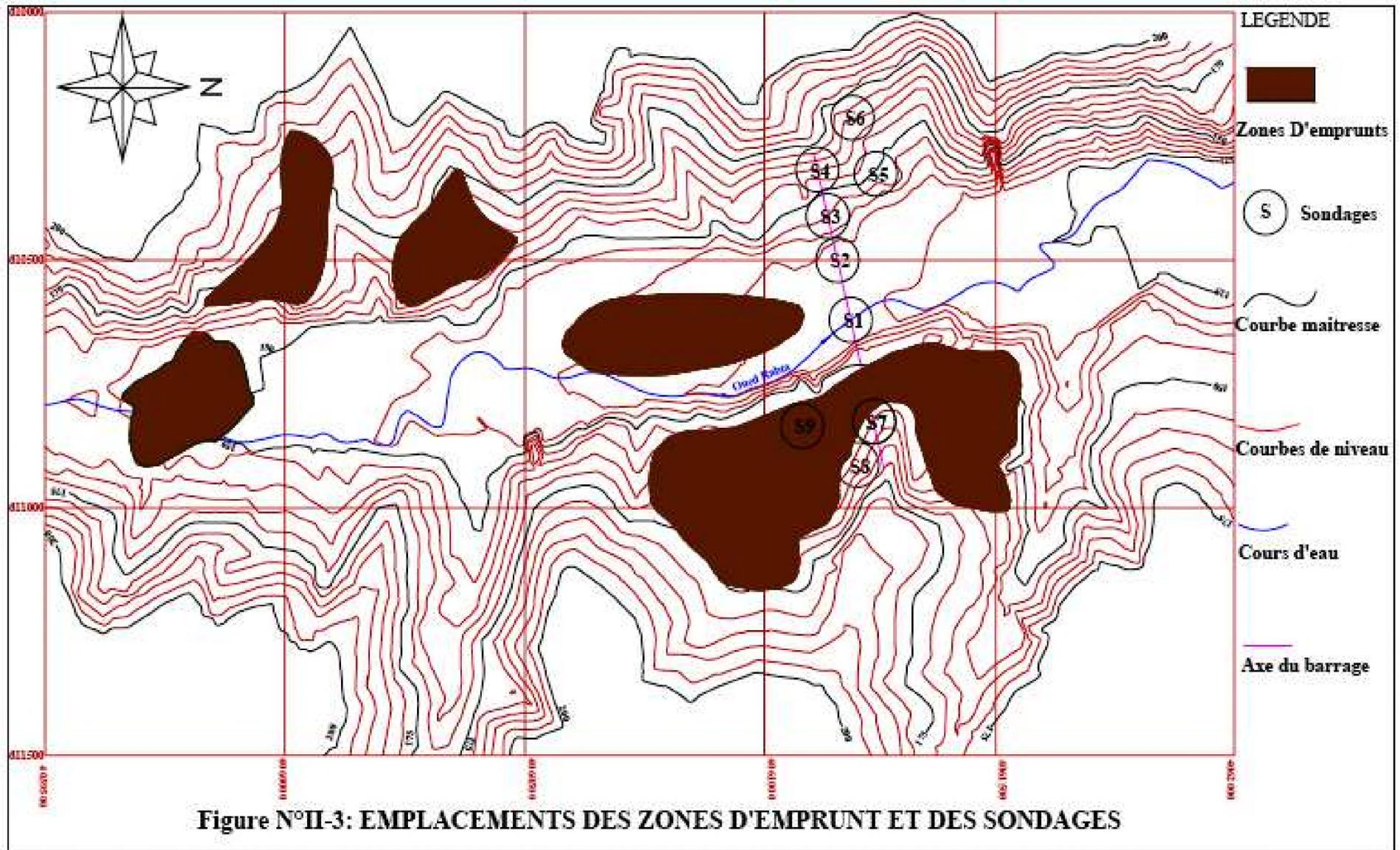
**Tableau N°2.2: Conditions du remblai (argile limoneux) :**

Caractéristiques		Indice	Valeur	Unité
Paramètres physiques	Teneur en eau	w	13,18	%
	Poids spécifique des grains solides	$\gamma_s$	2,65	t/m <sup>3</sup>
	Poids spécifique humide	$\gamma_h$	1,8	t/m <sup>3</sup>
	Poids spécifique saturé	$\gamma_{sat}$	1,996	t/m <sup>3</sup>
	Densité sèche	$\gamma_d$	1,6	t/m <sup>3</sup>
Paramètres mécaniques	Angle de frottement (partie sèche)	$\Phi_1$	20,83°	degré
	Angle de frottement (partie humide)	$\Phi_2$	15,83°	degré
	Angle de frottement (partie saturée)	$\Phi_3$	15°	degré
	Cohésion (partie sèche)	C <sub>1</sub>	1	t/m <sup>2</sup>
	Cohésion (partie humide)	C <sub>2</sub>	1,3	t/m <sup>2</sup>
	Cohésion (partie saturée)	C <sub>3</sub>	1,5	t/m <sup>2</sup>
	Indice de plasticité	I <sub>p</sub>	35,54	
	Perméabilité	k	1,09 10 <sup>-7</sup>	cm/s

**Tableau N°2.3: Conditions de la fondation :**

	Caractéristiques	Indice	Valeur	Unité
Paramètres physiques	Teneur en eau	w	15,70	%
	Poids spécifique des grains solides	$\gamma_s$	2,67	t/m <sup>3</sup>
	Poids spécifique humide	$\gamma_h$	1,96	t/m <sup>3</sup>
	Poids spécifique saturé	$\gamma_{sat}$	2,066	t/m <sup>3</sup>
	Densité sèche	$\gamma_d$	1,63	t/m <sup>3</sup>
Paramètres mécaniques	Angle de frottement (partie sèche)	$\Phi_1$	28	degré
	Angle de frottement (partie humide)	$\Phi_2$	16	degré
	Angle de frottement (partie saturée)	$\Phi_3$	15	degré
	Cohésion (partie sèche)	C <sub>1</sub>	4,7	t/m <sup>2</sup>
	Cohésion (partie humide)	C <sub>2</sub>	5,1	t/m <sup>2</sup>
	Indice de plasticité	I <sub>p</sub>	16,77	
	Perméabilité	k	5,7.10 <sup>-7</sup>	cm/s

Les zones d'emprunts des argiles sont représentées dans la figure N°12-3 qui suit, et représenter aussi les emplacements des sondages :



## CONCLUSION :

L'ouvrage de retenue sera réalisé sur l'oued RABTA, affluent gauche du SEBAOU, en Grande Kabylie. Le site du barrage se trouve à 17 km à l'Est de la ville de TIZI OUZOU en direction ouest de la localité de MEKLA qui est la plus proche. La vallée est très large et les terrains sont constitués en majeure partie de sédiments marneux recouverts par des matériaux argileux- sédiments quaternaires qui masquent la roche sur place et ses éléments structuraux. Les roches métamorphiques (micaschistes, pegmatites) qui s'étalent au début même de la retenue et qui sont en contact tectonique avec des marnes font toutefois exception. Dans le lit de l'oued se trouvent des dépôts alluvionnaires actuels d'un volume important et d'une granulométrie très différente.

Une sismicité modérée est caractéristique de la zone d'étude. La localité de BOUNACHI appartient à la zone II-a selon RPA99-version 2003. Le jeu de ruptures le plus marqué est aligné suivant la direction Est- Ouest et il sépare le complexe magmatique- métamorphique de celui rocheux sédimentaire.

Du point de vue géologique, le site du barrage choisi est le plus favorable à la construction du barrage sur toute la zone avec la réalisation éventuelle d'un dispositif d'étanchéité qui garantira l'étanchéité du site du barrage lui-même.

On estime que les marnes sont de qualité satisfaisante du point de vue des propriétés géotechniques et qu'elles représentent un milieu apte aux fondations de différents types de barrage.

Les excavations en rive gauche seront exécutées dans les marnes carbonatées relativement compactes ou dans les marno-calcaires de caractéristiques géotechniques favorables.

A proximité immédiate du barrage, les matériaux de qualité satisfaisante se trouvent en quantité suffisante pour la construction du barrage. Il s'agit des matériaux suivants y représentés : argiles, matériaux gravelo- sableux et pierres. Les matériaux provenant des excavations pour les fondations, les graviers en provenance des alluvions, ainsi que les matériaux argileux issus des pentes des rives seront utilisés dans la construction du barrage.

La capacité de la retenue sera augmentée par des excavations dans la partie amont.

---

L'exécution des pentes de talus adéquates permettra la stabilisation des versants dans les conditions de création de la retenue et diminuera l'alluvionnement.

Les matériaux argileux de qualité satisfaisante se trouvent en quantité suffisante dans 4 zones d'emprunt à proximité immédiate du barrage. La zone la plus importante des matériaux argileux Arg-1 se situe en rive droite immédiatement à l'amont du site du barrage.

Les pierres se situent dans la zone des gorges, dans la partie extrême amont de la cuvette de retenue. Il s'agit de micaschistes et de pegmatites dont la qualité est satisfaisante et qui constituent sur place un tonnage important.

Les matériaux gravelo-sableux pour les filtres dans le corps du barrage et pour la confection des agrégats pour béton peuvent être assurés à partir des alluvions de l'oued RABTA au site du barrage et immédiatement à son amont, avec une possibilité éventuelle d'éliminer des clastites grossiers- brèches de plusieurs dizaines de centimètres de diamètre.

Les effets défavorables de la création de la retenue se rapportent à l'inondation des terres agricoles à l'amont dans la zone à proximité immédiate des alluvions. Sera également submergée la station de pompage sur la rive gauche et quelques bâtiments d'habitation.

# Chapitre 3

## Etude hydrologique

### I.3.1 CARACTERISTIQUES METEOROLOGIQUES ET CLIMATIQUES DE LA ZONE D'ETUDE

Les caractéristiques météorologiques et climatiques de la zone d'étude qui sont fait par le bureau d'étude BELGRADE (ENERGOPROJEKT HIDROINZENJERING) résumé dans le tableau suivant :

**Tableau (3.1):CARACTERISTIQUES DU BASSIN VERSANT AU SITE DU BARRAGE DE BOUNACHI**

<b>CARACTERISTIQUES DU BASSIN VERSANT AU SITE DU BARRAGE DE BOUNACHI</b>	
<b><u>CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES</u></b>	
SUPERFICIE DU BASSIN	62 km <sup>2</sup>
PERIMETRE	40.6 km
LONGUEUR THALWEG PRINCIPAL	16.4 km
LONGUEUR MAXIMUM DU BASSIN	15.0 km
LONGUEUR DU RECTANGLE EQUIVALENT	12.9 km
LARGEUR DU RECTANGLE EQUIVALENT	4.8 km
ALTITUDE MOYENNE	668 m
ALTITUDE MAXIMUM	1232 m
INDICE DE COMPACITÉ DE GRAVELIUS	1.44
PENTE MOYENNE (SUIVANT LA GRILLE 2 x 2 km)	0.34
<b><u>CARACTÉRISTIQUES HYDRAULIQUES</u></b>	
APPORT MOYEN ANNUEL	24.88 Hm <sup>3</sup>

DEBIT FICTIF INSTANTANE	0.789 m <sup>3</sup> /s
DEBIT SPECIFIQUE MOYEN	12.73 l/s/ km <sup>2</sup>
LAME D'EAU ECOULEE	401 m.m.
PLUIE MOYENNE EQUIVALENTE	967 m.m.
COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT MOYEN	0.415
DEFICIT D'ECOULEMENT MOYEN	566 m.m.
APPORT DECENNAL SEC	14.88 Hm <sup>3</sup>
APPORT DECENNAL HUMIDE	36.49 Hm <sup>3</sup>
CRUE DE TRAVAUX (T=20 ANS)	246 m <sup>3</sup> /s
CRUE DE PROJET (T=1000 ANS)	473 m <sup>3</sup> /s

### I.3.2 Bilan d'eau

Le bilan d'eau au site du barrage de BOU NACHI sur l'oued RABTA a été déterminé à partir de l'analogie avec les bassins des stations hydrométriques RN 12 et RN 30 sur l'oued AISSI. Sur la base des similitudes établies quant à la géologie des terrains, les caractéristiques pédologiques et le type de végétation sur le bassin de l'oued RABTA et la station hydrométrique RN 12 sur l'oued AISSI, il a été établi la corrélation entre ces deux bassins versants. A partir de cette corrélation, une série de débits moyens mensuels a été définie au site du barrage de BOU NACHI pour la période de 1949-1985.

### I.3.3 Crues

Les crues au site du barrage de BOU NACHI ont été calculées par l'application de l'hydrogramme synthétique unitaire. A partir des dépouillements et calculs effectués, les valeurs maximales de l'hydrogramme de crue, de différentes périodes de retour ont été obtenues.

Cours d'eau	Site	Ordonnées maximales de l'hydrogramme pour une période de retour de T (ans)					
		10	20	50	100	1000	10000
		$Q_{\max}$ ( $m^3/s$ )	$Q_{\max}$ ( $m^3/s$ )	$Q_{\max}$ ( $m^3/s$ )	$Q_{\max}$ ( $m^3/s$ )	$Q_{\max}$ ( $m^3/s$ )	$Q_{\max}$ ( $m^3/s$ )
Oued Rabta	Bou Nachi	192	246	298	340	473	598

### I.3.4 Erosion et débit solide

Le bassin versant de l'oued RABTA appartient aux bassins versants qui n'ont pas fait l'objet d'études, les données sur les mesures du débit et du transport solide n'existant pas. Pour cette raison, on a fait une analyse de l'intensité des processus érosifs sur le bassin versant du barrage de BOU NACHI et on a calculé les coefficients relatifs au phénomène d'érosion et de débits solides.

Une analyse des facteurs généraux sur l'ensemble du bassin comme orographie, climat, sols, géologie, végétation et autre a été faite aux fins de calcul de la production des débits solides. Les analyses n'ont pas permis toute fois de dégager une partie du bassin où les processus érosifs sont marqués en particulier. Il a été constaté que l'intensité des processus d'érosion diminue en partant de la source vers le confluent à condition que le sol ne soit pas protégé par la végétation.

A partir des caractéristiques du bassin versant, on a calculé la production totale d'apports solides sur le bassin. Pour le bassin versant du barrage de BOU NACHI (surface du bassin versant est de  $62,0 \text{ km}^2$ ), la production totale de débits solides sera de l'ordre de  $128.870 \text{ m}^3/\text{an}$ , soit  $2.078,5 \text{ m}^3/\text{an}/\text{km}^2$ . La quantité totale de débit solide qui arrivera à partir de ce bassin versant à la retenue sera de  $107.419 \text{ m}^3/\text{an}$

---

dont 22.482 m<sup>3</sup>/an représenteront le débit de charriage, alors que 84.937 m<sup>3</sup>/an représenteront le volume du débit solide en suspension.

Par la mise en œuvre des travaux d'aménagement anti-érosif sur le bassin versant, à l'achèvement de la construction du barrage avec la retenue, le volume total des apports solides au barrage sera de l'ordre de 66.000 m<sup>3</sup>/an.

### **I.3.5 Qualité de l'eau**

Les résultats de l'analyse physico- chimique et microbiologique, effectuée sur l'échantillon d'eau prélevé dans le réservoir qui collecte les eaux de sept forages d'eau, puisant l'eau aux alluvions de l'oued RABTA, font apparaître ainsi qu'il est rappelé :

- du point de vue de l'irrigation des cultures agricoles, il n'y a pas de facteurs limitants pour l'utilisation de l'eau de l'oued RABTA
- afin que cette eau soit utilisée pour l'alimentation en eau, il sera utile d'employer un produit désinfectant (chlore ou produit à base de chlore) du fait de sa pollution microbiologique périodique.

---

# Chapitre 4

## DESCRIPTION DE LA VARIANTE CHOISIE

### I.4. Barrage a noyau central d'argile

#### I.4.1 La digue:

La variante envisage la construction du barrage en enrochements à noyau central d'argile et des recharges en matériaux alluviaux non sélectionnés représentent dans la 2<sup>ème</sup> partie (chapitre 2).

#### I.4.2 Ouvrages annexes

En régime d'exploitation du barrage, les débits de crue seront évacués par le fonctionnement combiné de l'évacuateur de crue avec vannes et de l'évacuateur de secours.

##### I.4.2.1 l'évacuateur de crues

L'évacuateur de crues équipé de vannes sera placé en rive gauche. Il sera dimensionné à un débit de 340 m<sup>3</sup>/s, ce qui correspond à la période de retour égale à 100 ans. Il sera constitué de deux pertuis de 6,50 m de largeur chacun. Les pertuis seront divisés par une pile de béton de 4,00 m de largeur. Sur chaque pertuis sera mise en place une vanne segment de 6,50 x 5,50 m. La manœuvre des vannes sera assurée par un moteur électrique. L'évacuateur de crues sera prolongé par un coursier de 200 m de longueur et d'une largeur variable. La largeur initiale (dans la zone du seuil déversant) sera de 17,0 m. A une distance de 30 m, la largeur initiale sera réduite à 10,0 m. Le coursier gardera cette largeur sur les 85 mètres suivants. Sur les 60 derniers mètres, la largeur sera augmentée à 20 m. Le coursier se terminera par un bassin d'amortissement de 20 m de largeur et 41,0 m de longueur. Le coursier sera un canal en béton de 6,50 m de hauteur des parois latérales et d'une largeur variable du fond. Le bassin d'amortissement aura une largeur de 20 m

---

au fond et, les parois latérales étant hautes de 9 m. De là, l'eau sera évacuée par un canal en forme de trapèze non revêtu vers le lit de l'oued.

#### **I.4.2.2 l'évacuateur de secours**

L'évacuateur de secours sera aménagé en rive droite sur une plate-forme à la cote 172,00. La plate – forme aura une largeur de 150 m. L'évacuateur sera dimensionné à un débit de 258 m<sup>3</sup>/s. Par le fonctionnement combiné de l'évacuateur avec vannes et de l'évacuateur de secours, le débit de 598 m<sup>3</sup>/s pourra être évacué, ce qui correspond à une période de retour égale à 10.000 ans. L'évacuateur de crues sera constitué de trois pertuis de 50 m de largeur chacun. Les pertuis seront encadrés par des piles en béton. Sur chacun des pertuis seront établies des digues fusibles avec des crêtes qui seront calées à différentes cotes. Sur le pertuis droit de l'évacuateur de secours, la crête de la digue fusible sera arasée à la cote 172,30, sur le pertuis central, elle sera à la cote 172,65 et sur le pertuis gauche elle sera à la cote 173,00.

- **Principe de fonctionnement :**

Le principe du fonctionnement de l'évacuateur de secours sera réalisé de la manière suivante :

Lorsque le niveau du plan d'eau aura dépassé la crête de la digue fusible, le déversement commencera et la digue sera emportée. Par la démolition de la digue fusible, une fraction de débit sera évacuée par –dessus le pertuis.

Le débit de crue décamillénaire de 598 m<sup>3</sup>/s sera évacué de la façon suivante :

Le niveau du plan d'eau sera maintenu à la cote 172,00 m par un fonctionnement adéquat des vannes. Lorsque les vannes auront été ouvertes au maximum par –dessus elles le débit de 340 m<sup>3</sup>/s seront évacué. Si les apports au barrage sont supérieurs au débit évacuable, le niveau du plan d'eau montera. Lorsque le niveau aura monté à la cote 172,30, la digue fusible sera emportée sur le pertuis droit de l'évacuateur de crue. Si la montée du niveau de la retenue continue, la digue sera emportée sur le pertuis central et puis celle sur le pertuis gauche de l'évacuateur de

---

secours. L'eau déversée par –dessus l'évacuateur de secours sera amenée par un fossé dans le cours d'eau à l'aval du barrage.

### **I.4.2.3 Galerie de dérivation**

Quant à l'évacuation des débits de crue en cours de chantier de construction, une galerie de dérivation sera établie contre le flanc gauche de la vallée. La galerie de dérivation sera un ouvrage en béton armé en forme de trapèze, de 5,50 m de largeur et 8,25 m de hauteur. Elle sera dimensionnée pour le débit de 246 m<sup>3</sup>/s ce qui correspond à une période de retour égale à 20 ans.

Le portique d'entrée de la galerie de dérivation sera équipé d'une grille grossière en béton. Des niches pour le montage d'une vanne de service seront établies en arrière de cette grille. A l'achèvement de la construction du barrage, la vanne de service sera abaissée au droit de l'entrée de la galerie de dérivation. A l'abri de cette vanne de service, il sera réduit la section transversale de la galerie de dérivation dans la zone de la chambre des vannes et l'équipement sera installé dans la chambre des vannes. Au terme de ces travaux, la vanne de la vidange de fond sera abaissée dans la chambre des vannes, alors qu'à partir de l'entrée, la vanne de service s'ouvrira.

### **I.4.2.4 Vidage de fond**

A l'achèvement de la construction du barrage, la galerie de dérivation sera aménagée dans une vidange de fond. Cette transformation consistera dans la réduction de la section transversale de la galerie aux dimensions 2,5 x 4,0 m dans la zone de la chambre des vannes.

### **I.4.2.5 Chambre des vannes**

La chambre des vannes de la vidange de fond sera située à environ 20 m à l'amont de la crête du barrage. On y accédera par un pont à partir de la crête du barrage. Dans la chambre des vannes seront mises en place deux vannes batardeaux de la

---

vidange de fond de 2,50 x 4,00 m, ainsi que la vanne de la vidange utilisée pour les lâchures agricoles. Les vannes seront commandées par un moteur électrique.

#### **I.4.2.6 Bassin d'amortissement**

La galerie de dérivation se terminera par un bassin d'amortissement qui servira à tranquilliser les eaux vidangées à travers la vidange de fond. Le bassin d'amortissement sera large de 10 m et long 30 m. Les dimensions projetées de la vidange de fond lui permettront d'effectuer des chasses des sédiments de la retenue en période de crues.

#### **I.4.2.7 Vidange pour lâcheurs agricole**

Les eaux destinées à l'irrigation des surfaces agricoles seront fournies à partir d'une vidange utilisée pour les lâchures agricoles. Cette vidange sera une conduite de 700 mm de diamètre, posée dans la paroi de la galerie de dérivation. La conduite sera raccordée à la galerie de dérivation à une distance de 6,00 m à l'amont de la chambre des vannes. Dans la zone de la chambre des vannes, la conduite sera parallèle à la vidange de fond. La vanne de la vidange pour les lâchures agricoles sera logée dans la chambre des vannes de la vidange de fond. A l'aval de la chambre des vannes, la conduite passera à travers la calotte supérieure de la vidange de fond jusqu'à sa sortie du corps du barrage. En partant de cet endroit, la conduite sera acheminée vers les surfaces à irriguer.

#### **I.4.3 Equipement du barrage**

- Vanne segment de la vidange de fond

La cote maximale de retenue 172,00 sera maintenue au moyen d'une vanne segment dont la partie inférieure prendra appui sur le seuil à la cote 166,00 alors que le bord supérieur du corps de la vanne sera calé à la cote 172,30. La vanne aura une largeur de 6,5 m et une hauteur 6,30 m. L'évacuateur pourra débiter 340 m<sup>3</sup>/s pour la cote 172,00.

Les appuis de la vanne seront calés à la cote 169,00.

La vanne pèsera environ 12000 kg et sera exécutée en tôles et profils en acier soudés.

---

La vanne sera commandée par deux moteurs électriques à réducteurs. Elle se déplacera par des roues latérales. Un fonctionnement correct lors de l'ouverture et de l'abaissement de la vanne se fera par l'intermédiaire d'un appareil de levage.

La puissance du moteur électrique sera de 2,2 kW.

**Remarque :**

- Le plan de situation du barrage est représenté dans le plan n°3
- Le plan d'ensemble du barrage est représenté dans le plan n°4

## Conclusion :

L'avantage d'une étude de faisabilité d'un barrage est la pluridisciplinarité de ses activités : la topographie, la géologie, géotechnique, et l'hydrologie et le mangement; dont on tiré certaines remarques:

- L'agriculteur va enfin être desservi en eau d'irrigation et va réfléchir à aménager de nouveaux terrains et de nouvelles cultures (arboriculture, céréaliculture....)
- En hiver les pertes d'eau par déversement augmenteront la vitesse d'envasement de la retenue, c'est pour cela qu'i faut appliquer la "technique de chasse" c'est- à –dire faire la vidange de la retenue juste avant la période d'automne. Il a été en effet montré qu'en Algérie (DEMAG et SARVARY-1982) la plupart (60 à 80%) du transport solide annuel se produisait au cours des mois d'automne, les terrains n'étant pas protégés par la couverture végétale, qui ne se développe que pendant les mois d'hiver.
- Déstabilisation de la vie marine (faune et la flore) à l'aval du barrage.
- Le chantier de réalisation de cette retenue offrira un bon nombre d'emploi aux jeunes sans travail.
- L'étude géologique et géotechnique donné de résultats qui représentent vraiment le sol du site.

2<sup>eme</sup> partie :

Etude d'avant projet  
détaillé de la digue

## INTRODUCTION

La région méditerranéenne comme la plupart des pays sous-développés vivent une véritable crise de l'eau et notre pays n'échappe pas à cet aléa car, l'eau douce, ressource que nous pensions inépuisable est rare et souvent difficile à prélever, selon les plus récentes données, moins de 1 % de toute l'eau douce sur la planète est facilement accessible à l'être humain. Le manque d'eau est également lié à la croissance démographique et à la pollution ce qui est particulièrement le cas de l'Algérie.

Partant de ce constat, les autorités publiques réagissent. Cette volonté s'est manifestée au plan institutionnel, par la création d'un département ministériel à part entière en charge de cette ressource.

La mobilisation des ressources en eau par le pouvoir public a franchi une étape importante par l'édification des barrages qui est une solution très largement utilisée pour résoudre ce délicat problème, intervient aussi la mise en œuvre progressive de l'interconnexion des barrages, permettant, de ce fait, une gestion dynamique et évolutive des disponibilités en eau sur tout le territoire national, c'est-à-dire là où se concentrent les populations et l'activité économique, agricole et industrielle. Dans ce cadre bien précis la wilaya de TIZI OUZOU a bénéficié de deux projets de barrage l'un dans la région de LARBAA NAIT IRATHEN (barrage BOUNACHI) et l'autre à MAKOUDA (barrage ZAOUÏA).

Notre projet d'étude a pour but l'étude d'APD du barrage de BOUNACHI qui est destinée à l'irrigation des terres agricoles de cette région.

Le contenu comprendra huit chapitres. Nous allons faire une analyse assez poussée des conditions géologiques et géotechniques afin de trouver le site favorable.

Puis, on traitera en détail les données pluviométriques et géomorphologiques en vue du calcul de l'hydrogramme de crue, de l'estimation et le choix de la crue de projet et du transport solide, de la régularisation des apports en fonction de la destination de l'aménagement hydraulique,

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

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

Et un chapitre traitera la protection et la sécurité de travail. En terminant ce chapitre Avant –mètre et devis estimatif.

---

# Chapitre 1

## Calcul hydrologique

### Introduction :

L'étude hydrologique vise généralement la détermination de certaines caractéristiques du bassin versant ainsi que les caractéristiques hydro pluviométriques nécessaires à l'étude de dimensionnement hydrotechnique du sujet barrage

Dans ce chapitre en va faire le calcul hydrologique avec un prolongement des donnée avec une série d'observations pluviométriques à la station de Ain El Hammam située à proximité du bassin versant. Elle comprend des données mensuelles et annuelles sur une période de 33 années allant de 1973 à 2006.

Dans le bassin versant de l'oued RABTA, il n'existe pas de stations pluviométriques appartenant au réseau permanent de stations d'observations. Néanmoins, dans la zone étendue ou dans la majeure partie du bassin versant de l'oued Sebou, sont disponibles les données pluviométriques fournies par 12 stations pluviométriques dont 5 entourent le bassin versant de l'oued RABTA.

### II.1.1 Caractéristiques du bassin versant:

Les travaux sous cité sont effectués sur des cartes d'état major de Oued Rabta et à l'échelle 1/50.000 (N° 113) ; cette carte permet de délimiter le bassin versant de l'oued Rabta en passant par les lignes de partage des eaux et les crêtes.

#### II.1.1.1 Caractéristiques morphologique:

##### Paramètres géométriques :

- **Surface du bassin versant:**

La superficie est obtenue après avoir déterminé les limites du bassin versant a été donnée par plan métrage et elle est de :

$$S = 62 \text{ Km}^2$$

- **Périmètre du bassin versant:**

Le périmètre est obtenu par curvimétrage et il est de :

$$P = 40.6 \text{ Km}$$

- **Longueur du talweg principal:**

C'est le talweg le plus long curvimètrage et il est de :

$$L_p = 16,4 \text{ Km}$$

**Paramètres de forme:**

- **Indice de compacité (GRAVELIUS):**

Cet indice caractérise la forme du bassin versant (allongé ou ramassé).

$$K_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots(1-1)$$

P: périmètre du bassin versant.

S: surface du bassin versant.

$$K_c = 1.44$$

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

- **Coefficient d'allongement :**

Ce coefficient est obtenu par la relation :  $Ca = L^2 / S \dots\dots\dots (1-2)$

L : la longueur du talweg principal    L = 16,4 Km

S : la superficie du bassin versant.    S = 62 Km<sup>2</sup>

$$Ca = 4,34$$

- **Rectangle équivalent:**

C'est la transformation du bassin versant en un rectangle de longueur L et de largeur l en gardant la même surface, ceci permet la comparaison entre les basins versant du point de vue influence de la forme sur l'écoulement. Ainsi que ces deux paramètres rentrent dans des formules par la suite.

La longueur est donnée par la formule

$$: L = K_c \frac{\sqrt{S}}{1.128} \left[ \sqrt{1 - \left( \frac{1.128}{K_c} \right)^2} + 1 \right] \dots\dots\dots (1-3)$$

La largeur est donnée par la formule:  $l = \frac{P}{2} - L \dots\dots\dots (1-4)$

$$L = 12,9 \text{ Km}$$

$$l = 4,8 \text{ Km}$$

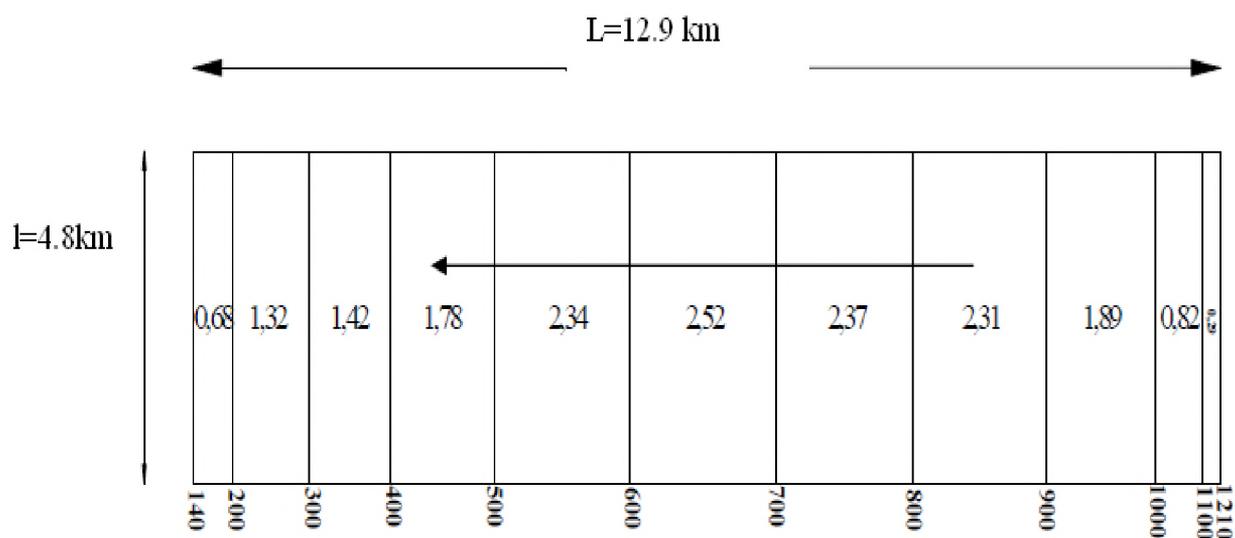


Figure 1-1 : rectangle équivalent

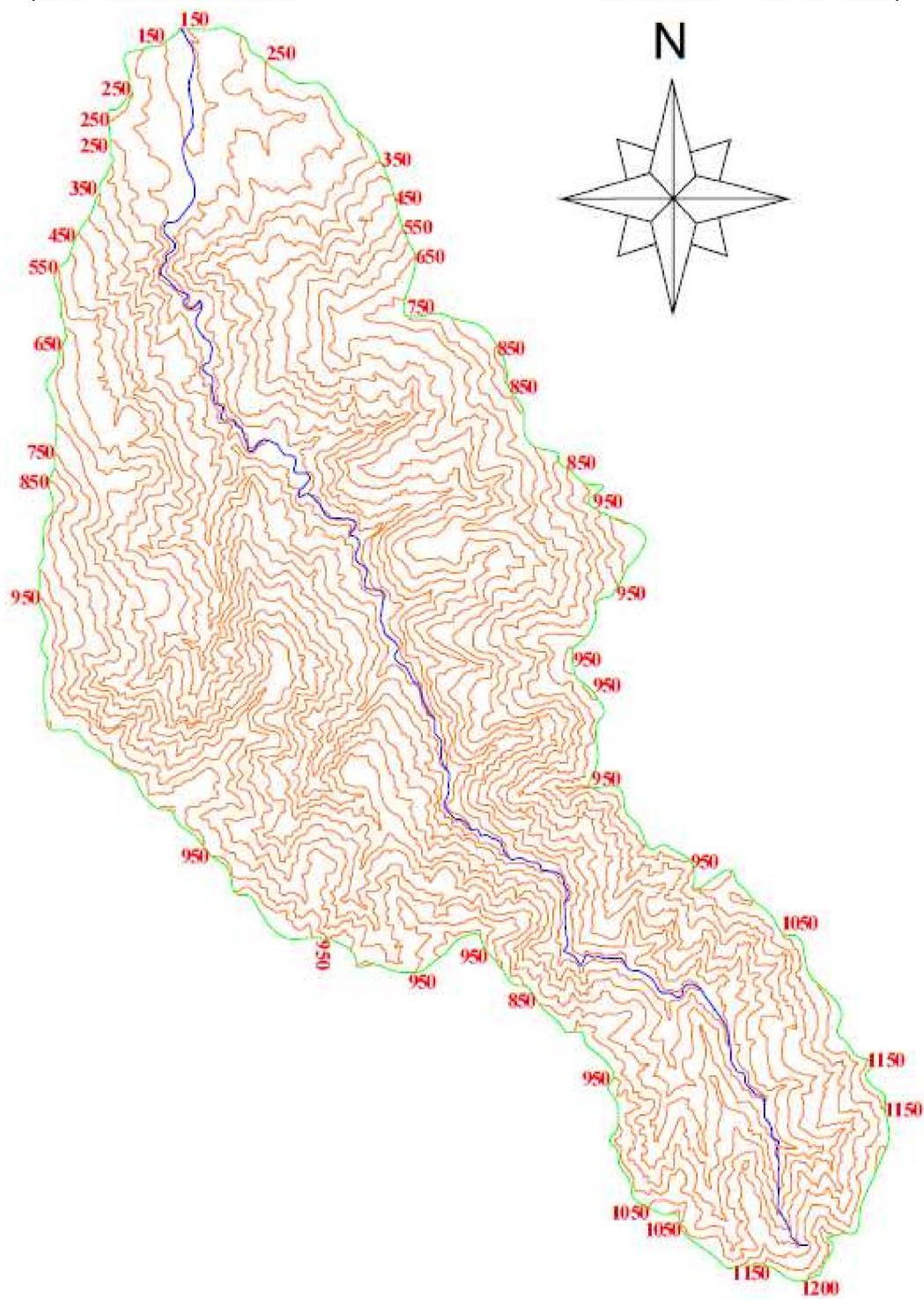


Figure 1-2 Bassin Versant D'Oued Rabta En Courbe De Niveau

### ***Hypsométrie du bassin versant***

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

**Tableau 1-1: Coordonnées de la courbe hypsométrique**

Altitude	$S_i$	$H_i$	$S_i$	$S_i$ cum
(m)	(km <sup>2</sup> )	(m)	(%)	(%)
1210-1100	1,02	110	1,69	1,69
1100-1000	2,82	100	4,62	6,31
1000-900	6,52	100	10,67	16,98
900-800	7,96	100	13,02	30
800-700	8,17	100	13,37	43,37
700-600	8,65	100	14,16	57,53
600-500	8,06	100	13,2	70,37
500-400	6,13	100	10,04	80,77
400-300	4,87	100	7,97	88,74
300-200	4,54	100	7,43	96,17
200-130	2,34	70	3,83	100

La courbe hypsométrique est représentée sur la figure 1-3.

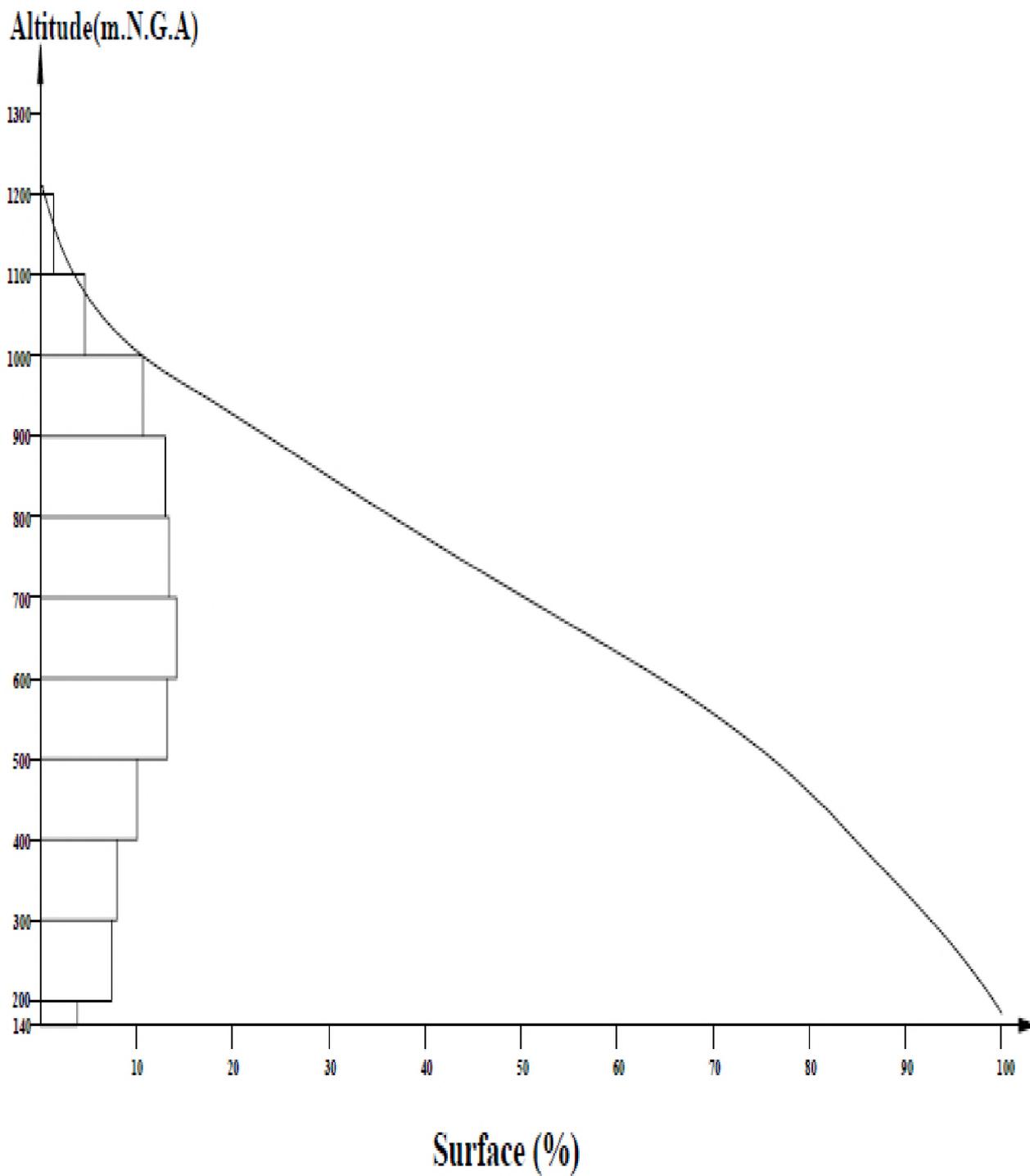


Figure 1-3 : *Courbe hypsométrique*

- **Altitude médiane:**

L'altitude médiane est  $H_{med}$  est lue sur la courbe hyps :

$$H_{med}=700 \text{ m}$$

- **Altitude moyenne:**

$$H_{moy} = \frac{\sum S_i H_i}{\bar{S}} \dots\dots\dots (1-5)$$

$S_i$  : surface partielle entre deux courbe de niveaux ( $Km^2$ )

$H_i$  : altitude moyenne entre deux courbes de niveaux successive (m)

$\bar{S}$ : Superficie du bassin versant ( $Km^2$ )

$$H_{moy}= 671 \text{ m}$$

- **Indice de pente globale:**

Cet indice est déterminé par la formule suivante:

$$I_g = \frac{D}{L} \dots\dots\dots (1-6)$$

Avec:

$$D = H_{5\%} - H_{95\%}$$

$$H_{5\%}=1300\text{m}$$

$$H_{95\%}=740\text{m}$$

$$D =560\text{m.}$$

$L$ : la longueur du rectangle équivalent.

$$I_g=4.341\%$$

- **Indice de pente moyenne  $I_{pm}$  :**

L'indice de pente moyenne est le rapport entre la dénivelée et la longueur de rectangle équivalent.

$$I_{pm} = \frac{\Delta}{L} = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \dots\dots\dots (1-7)$$

$$I_{pm}=6,032 \text{ \%}.$$

• **Indice de pente ROCHE  $I_p$  :**

$I_p$  est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondérée par les surfaces comprises entre 2 courbes de niveau  $H_i$  est  $H_{i-1}$ . Il est donné par la formule suivante :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_i^n \sqrt{A_i D_i} \dots\dots\dots (1-8)$$

L : longueur de rectangle équivalent (m)

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

**Tableau 1-2: détermination de la pente Roche  $I_p$**

altitude	$D_i=H_i-H_{i-1}$	$S_i$	$A_i=S_i/S$	$\sqrt{D_i \cdot A_i}$
m	m	km2	%	
1210-1200	10	0.16	0.26	1,612
1200-1100	100	0.86	1.43	11,958
1100-1000	100	2.82	4,62	21,494
1000-900	100	6,52	10,67	32,665
900-800	100	7,96	13,02	36,083
800-700	100	8,17	13,37	36,565
700-600	100	8,65	14,16	37,629
600-500	100	8,06	13,2	36,332
500-400	100	6,13	10,04	31,686
400-300	100	4,87	7,97	28,231
300-200	100	4,54	7,43	27,258
200-130	70	2,34	3,83	19,570
Somme		61,08	100	321,083

- **Dénivelée spécifique :**

Elle sert à comparer les indices de pentes du bassin de superficie différentes, d'après la deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M appliquée à tout le bassin quelque soit sa surface. Elle est donnée par la formule :

$$Ds = Ig\sqrt{S} \dots\dots\dots (1-9)$$

**Tableau 1-3: Classification O.R.S.T.O.M (type de relief)**

	<b>relief</b>	<b>Ds (m)</b>
<b>1</b>	Très faible	<10
<b>2</b>	Faible	25
<b>3</b>	Assez faible	50
<b>4</b>	Modéré	100
<b>5</b>	Assez modéré	250
<b>6</b>	Fort	500
<b>7</b>	Très fort	>500

$$Ds = 193,91$$

Dans notre cas le relief est assez modéré

- **Pente moyenne du bassin versant :**

$$I_{moy} = \frac{\Delta H(0.5L_1 + L_2 + L_3 + \dots + 0.5L_n)}{S} \dots\dots\dots (1-10)$$

$\Delta H$  : Dénivelés entre deux courbes de niveaux successives

$L_1L_2\dots L_n$ : les longueurs des courbes de niveaux (Km).

S: superficie du bassin versant (Km<sup>2</sup>).

Les résultats des mesures sont présentés dans le tableau (1.4).

**Tableau 1-4 Evaluation de la pente moyenne.**

N°	courbe	ΔH	Longueur (km)
1	200	100	11,25
2	300		17,99
3	400		26,06
4	500		32,76
5	600		38,85
6	700		39,19
7	800		43,52
8	900		40,51
9	1000		17,53
	1100		5,81
	1200		0,94

A.N : la pente moyenne de bassin est :

$$I_{moy} = 439,28\text{m/km}$$

**II.1.1.2 Caractéristiques hydrographiques:**

- **le réseau hydrographique :**

Pour procéder au calcul de la densité de drainage, il faut classer les cours d'eau, il existe plusieurs classifications dont la plus courante est la classification de SCHUM.

Dans cette classification de SCHUM est considéré « ordre(x+1) tout tronçon de rivière formé par la réunion de 02 cours d'eau d'ordre (x) ».

- **Densité de drainage:**

C'est la longueur totale de tous les talwegs du bassin.

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \dots\dots\dots (1-11)$$

∑L<sub>i</sub>: longueur total des talwegs d'ordre i en (Km) ∑L<sub>i</sub>=277,644Km.

$S$ : surface du bassin versant en (Km<sup>2</sup>).

Pour procéder à ce calcul, il faut classer les cours d'eau en utilisant la méthode de Schum.

$$D_d = 4,546 \text{ km/km}^2$$

- **Coefficient de torrentialité :**

Le coefficient de torrentialité  $C_t$  est calculé par l'expression suivante:

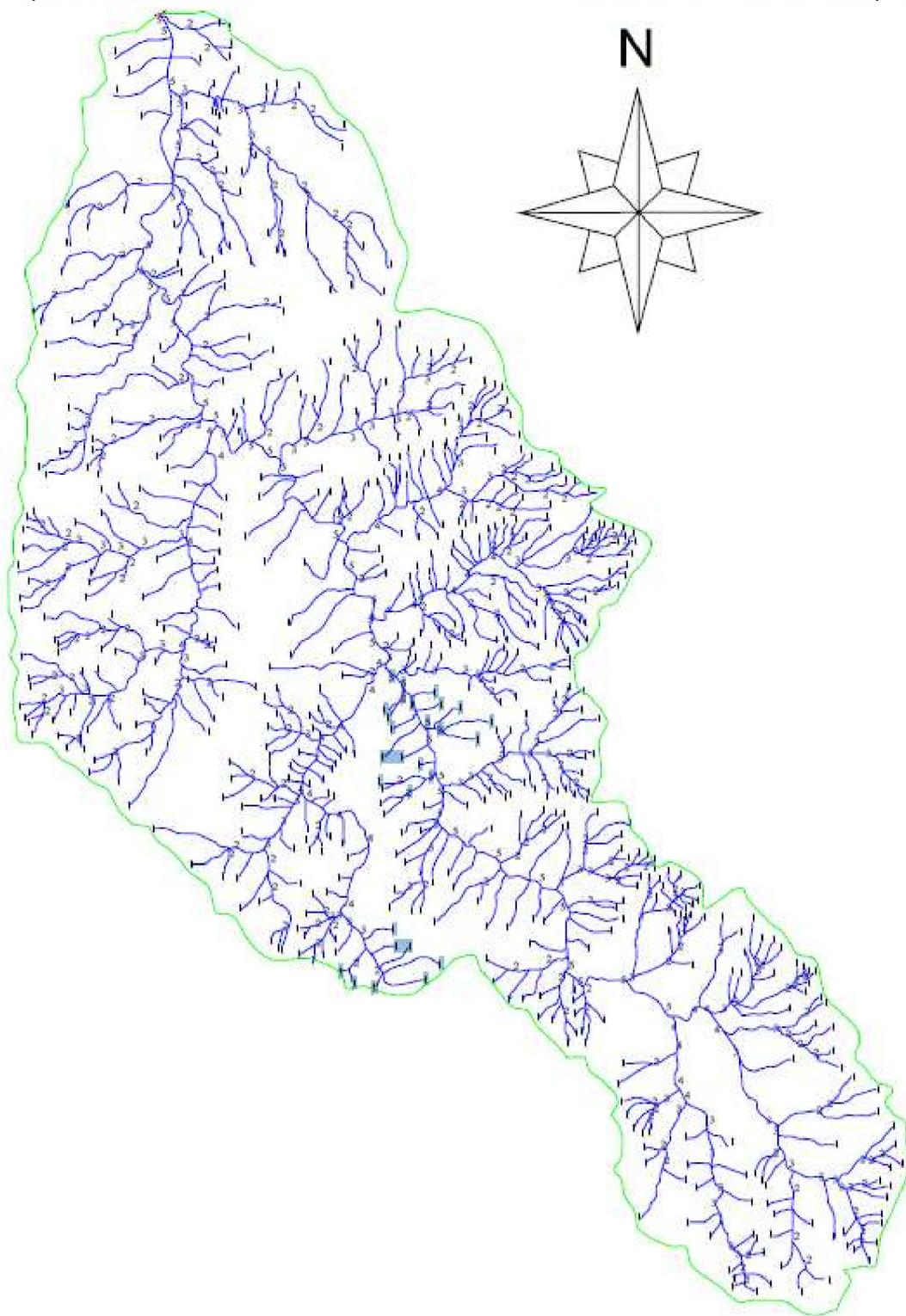
$$C_t = D_d \cdot F_1 \dots \dots \dots (3-12)$$

$F_1$ : le rapport entre le nombre des talwegs d'ordre 1 et la surface globale du bassin versant :

$$N_1 = 583$$

$$F_1 = \frac{N_1}{S} = 9,4 \dots \dots \dots (1-13)$$

$$C_t = 43,4$$



**Figure 1-3 : Réseau hydrographique du bassin d'oued RABTA**

- **Longueur moyenne des versants:**

$$L_i = \frac{L}{2D_d} \dots\dots\dots (1-14)$$

$D_d$ :densité de drainage en (km/km<sup>2</sup>).

$L$ :longueur du rectangle équivalent en (km).

$$L_i = 0.534 \text{ km}$$

**Profil en long du cours d'eau principal:**

L'oued Rabta présente un profil en long assez régulier interrompu par quelques légères ruptures en pente que l'on peut expliquer autrement que par des captures ou par des seuils rocheux particulièrement résistant à l'érosion.

Ce profil est tracé à partir de la carte topographique à l'échelle 1/25.000 en tenant compte de l'altitude et de la longueur de cours d'eau à l'exutoire.

**Pente moyenne du cours d'eau:**

Elle exprime le rapport entre la dénivelée et la longueur comprise entre deux points suffisamment éloignés du cours d'eau principal. Elle est donnée par la formule

$$\bar{I} = \frac{\Delta H}{\Delta L}$$

suivante :

Avec :  $\Delta H$  : dénivelée entre deux points suffisamment distants (m).

$\Delta L$  : distance entre ces deux points (km).

A.N :  $I_c = 4,86\%$

- **Temps de concentration:**

C'est le temps qu'effectue une particule d'eau pour parcourir la distance qui sépare l'exutoire du point du bassin le plus éloignée.

Le temps de concentration  $T_c$  peut être calculée par plusieurs formules empiriques, entre autres:

**a). Formule de GIANDOTTI:**

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L_p}{0.8\sqrt{H_{moy} - H_{min}}} \dots\dots\dots (1-16)$$

$S$ :surface du bassin versant en (Km).

$L_p$ :longueur du talweg principale en (Km).

$H_{moy}$  ,  $H_{min}$  : respectivement la hauteur moyenne et minimale du bassin versant.

**b). Formule de KIRPICH:**

$$T_C = 0.6615.L_p^{0.77} .I_g^{-0.85} \dots\dots\dots (1-17)$$

$I_g$  : indice de pente globale.

$L_p$  : longueur du talweg principal en (Km).

**c). Formule de CALIFORNIA :**

$$T_C = \left( \frac{0.87L^3}{H_{max} - H_{min}} \right)^{0.386} \dots\dots\dots (1-18)$$

**Tableau 3-6 Temps de concentration.**

Formules	Tc
Formule de <i>GIANDOTTI</i>	<b>3,25</b>
Formule de <i>KIRPICH</i>	<b>9,975</b>
Formule d'ANONYME	<b>9,608</b>

**Commentaire :**

Sur la base de ces résultats, et la considération du talweg principal, nous nous proposons d'adopter la valeur **Tc=3.25 heures**, GRIANDOTTI qui est d'emploi fréquent en Algérie parce que la formule de GRIANDOTTI tient compte tous les paramètres géométriques du bassin.

$$T_C=3.25 \text{ heures}$$

- **Vitesse moyenne de ruissellement :**

Cette vitesse est donnée par la formule suivante :

$$V_R = \frac{L_p}{T_C} \dots\dots\dots (1-19)$$

$L_p$  : longueur du talweg principale.

$T_C$  : temps de concentration.

$$V_R = 6,15 \text{ (Km/h)}$$

**Tableau 1-7: des caractéristiques hydromorphométriques du bassin versant**

DÉSIGNATION		SYMBOLE	UNITÉS	VALEUR
Superficie		S	km <sup>2</sup>	62
Périmètre		P	km	40.6
Longueur du thalweg principal		L <sub>P</sub>	km	16.4
Pente du thalweg principal		I	%	4,86
Indice de compacité		K <sub>C</sub>	-	1.44
Coefficient d'allongement		Ca	-	4.34
Rectangle équivalent	longueur	L <sub>r</sub>	km	12.9
	largeur	I <sub>r</sub>	Km	4.8
Altitudes	maximale	H <sub>max</sub>	m	1210
	moyenne	H <sub>moy</sub>	m	671
	médiane	H <sub>med</sub>	m	700
	minimale	H <sub>min</sub>	m	140
Pente moyenne de B.V		I <sub>moy</sub>	m/km	439.28
Indice de pente globale		I <sub>g</sub>	%	4.341
Indice de pente moyenne		I <sub>pm</sub>	%	6.032
Indice de pente de M Roche		I <sub>p</sub>	%	2.41
Densité de drainage		D <sub>d</sub>	Km/Km <sup>2</sup>	4.546
Coefficient de torrentialité		Ct	-	43.4
Temps de concentration		T <sub>c</sub>	h	3.25
Vitesse de ruissellement		V <sub>r</sub>	Km/H	6.15

### II.1.1.3 Caractéristiques climatique du bassin versant:

Pour la zone étudiée, la station la plus représentative qui dispose des enregistrements est celle de Tizi Ouzou (code.021703) appartenant au réseau O.N.M.

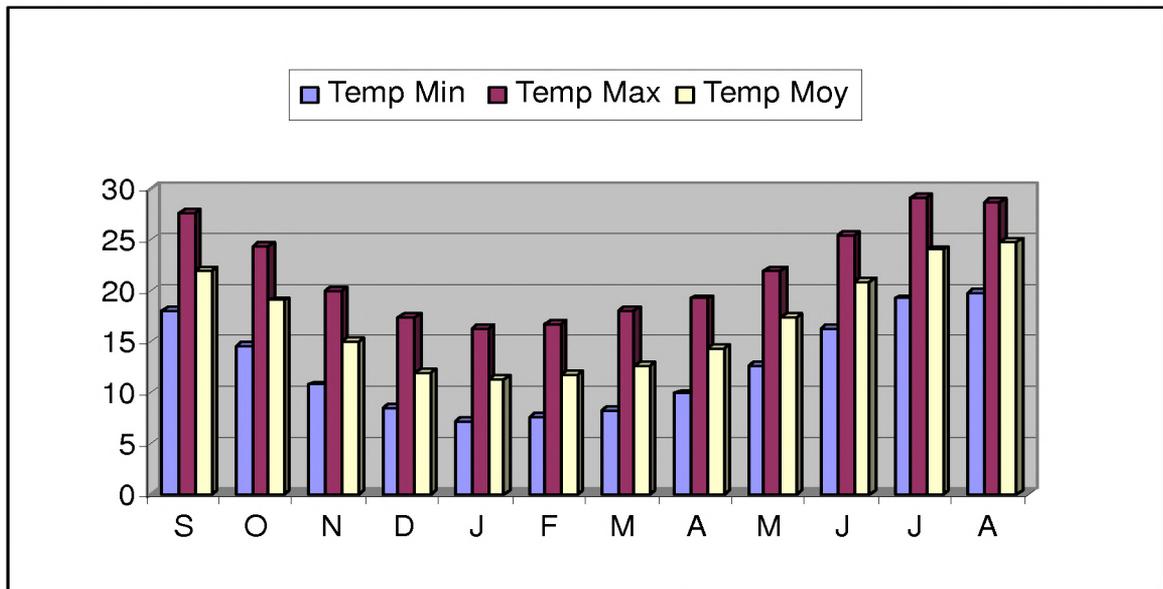
Les données climatiques considérées concernent essentiellement les précipitations, les températures et d'autres phénomènes climatiques (vent, insolation, humidité, grêle, neige, orage, etc.)

- **Température:**

Le climat est caractérisé par une saison froide relativement tempérée, durant laquelle des perturbations cycloniques apportent des pluies souvent substantielles surtout sur les reliefs, suivies d'une période chaude. La température moyenne annuelle au niveau de la station de Tizi Ouzou est de 18°C.

**Tableau 1-9 répartition mensuelle de la température.**

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moy
Temp Min	18.0	14.6	10,8	8,5	7,2	7,7	8,3	9,9	12,7	16,3	19,2	19,7	<b>12,7</b>
Temp Max	27.5	24,3	19,9	17,4	16,3	16,8	18,1	19,2	21,9	25,4	29,0	28,7	<b>22,0</b>
Temp Moy	21.9	19,0	15,0	12,0	11,3	11,7	12,6	14,4	17,4	20,8	24,0	24,8	<b>17,1</b>



**Fig : 1-5 Températures mensuelles du bassin de l'oued RABTA**

D'après le tableau 3-9 on considère que les mois les plus chauds sont les mois d'été (Juin, juillet, août, septembre) durant lesquelles les températures dépassent les 20°C, et les plus froides de décembre vers Février.

- **Vitesse de vent:**

La vitesse moyenne des vents est considérée comme « modérée » (2,6 m/s). A Tizi Ouzou les vents les plus forts soufflent à la fin de l'automne et du printemps sur la direction Est-Ouest.

**Tableau 1-12 : Moyenne mensuelle de la vitesse des vents**

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moy
<b>Vmoy</b>	2,7	2,7	2,9	2,8	2,5	2,3	2,3	2,3	2,2	2,5	2,9	3,0	<b>2,6</b>
<b>Nbre De jour Ou V ≥ 20m/s</b>	0,0	0,3	1,3	1,5	2,4	4,0	8,5	8,8	5,2	3,6	01,6	0,2	<b>37,3</b>

Les vitesses moyennes mensuelles varient de 2.7 à 3 m/s, elle peut cependant être altérée par le relief environnant.

### II.1.2 Pluviométrie:

Les précipitations étant la source principale de l'approvisionnement de Oued Rabta, le régime hydrologique dans le bassin est directement lié à ces précipitations.

#### II.1.2.1 Stations et données disponibles:

Les données pluviométriques disponibles dans la région ont été sélectionnées à partir du réseau d'observations de l'agence nationale des ressources hydrauliques (ANRH).

Selon les données disponibles, dans le bassin versant de l'oued Rabta, il n'existe pas de stations pluviométriques appartenant au réseau permanent de stations d'observations. Néanmoins, dans la zone étendue ou dans la majeure partie du bassin versant de l'oued Sebou, sont disponibles les données pluviométriques fournies par 12 stations pluviométriques dont 5 entourent le bassin versant de l'oued Rabta

On dispose une série d'observations pluviométriques à la station de Ain El Hammam située à proximité du bassin versant. Elle comprend des données mensuelles et annuelles sur une période de 33 années allant de 1973 à 2006.

**Tableau 1-13 Coordonnées et code de la station Ain El Hammam**

Code	Station	X [Km]	Y [Km]	Z [m]
2-17-03	Ain El Hammam	644,15	364,5	1200

Source : A.N.R.H

### II.1.2.2 Pluie moyenne annuelle:

Le bassin versant n'étant pas équipé d'un poste pluviométrique, aussi la méthode classique de THEISSEN ne peut être utilisée.

### II.1.2.3 Répartition mensuelle de la pluie moyenne:

La répartition mensuelle des pluies moyennes interannuelle à été établie sur la base de la série des précipitations à la station de Ain El Hammam sur la période (1973-2006), elle est donnée par le tableau ci-dessous:

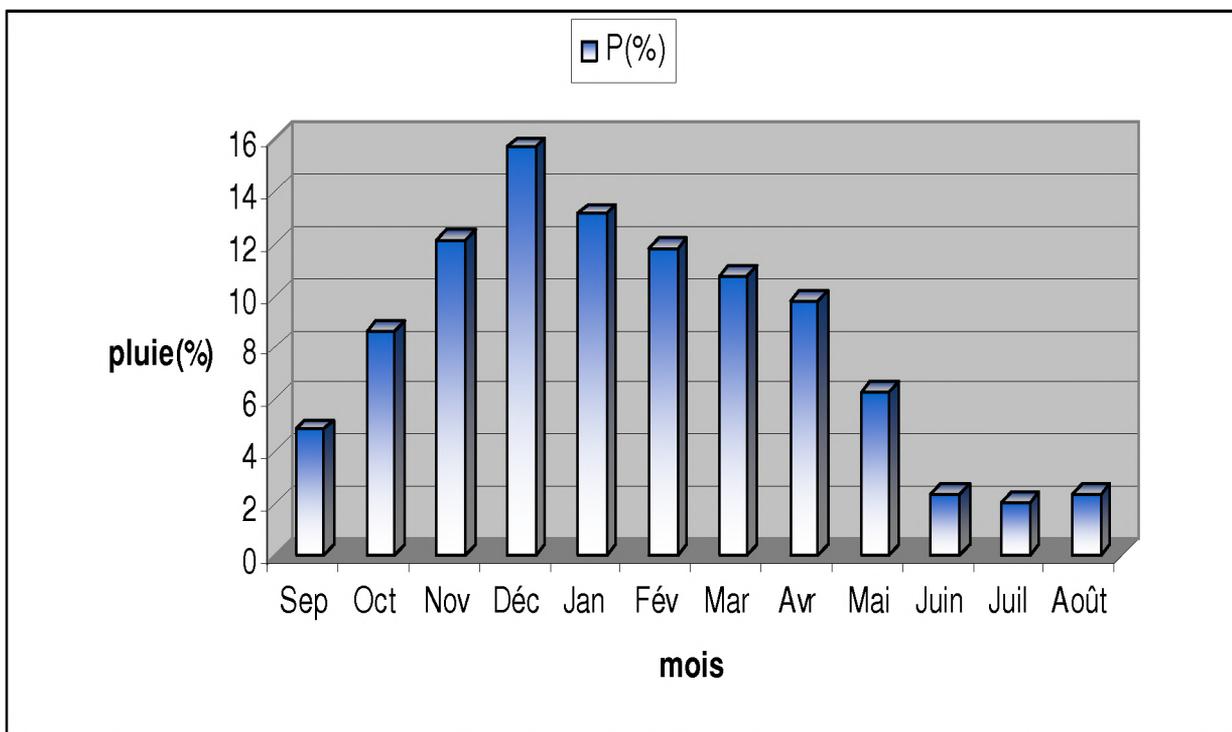
**Tableau 1-14 Répartition mensuelle des pluies moyennes.**

mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Total
<b>P (mm)</b>	43,9 6	77,9 4	109, 2	141, 58	118, 31	106, 34	96,9 5	88,1 4	56,8 4	21,2 2	18,0 4	20,9 8	899, 5
<b>P (%)</b>	4,88	8,66	12,1 4	15,7 4	13,1 5	11,8 2	10,7 9	9,8	6,32	2,36	2,01	2,33	100

Source : A.N.R.H

A travers le tableau 1-14, on déduit que la saison pluvieuse s'étale d'octobre à mai, par contre la saison sèche s'étale de juin à septembre. Ces résultats sont donnés sous forme d'histogramme dans la fig 1-8

**Fig : 1-5 Répartition mensuelle des pluies moyennes.**



Elle comprend des données mensuelles et annuelles sur une période de 34 années allant de 1973 à 2007.

**II.2.4 Les pluies maximales journalières:**

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

La station de Ain El Hammam (02-17-03) est considérée avec une série d'observation de 33 années (1973-2006)

- **Les paramètres statistiques de l'échantillon:**

<b>Nombre d'observations</b>	33
<b>Moyenne</b>	75,8
<b>Ecart-type</b>	25,1
<b>Médiane</b>	73,3
<b>Coefficient de variation</b>	0,331
<b>Coefficient d'asymétrie</b>	0,871

- **Ajustement des pluies maximales journalières:**

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

- **Teste des hypothèses:**

**Test d'adéquation** : Test de Pearson III ou du X<sup>2</sup>.

**- Hypothèses :**

H<sub>0</sub> : L'échantillon provient d'une loi Log normale

H<sub>1</sub> : L'échantillon ne provient pas d'une loi Log normale

**- Résultats :**

Résultats de la statistique :  $P(X^2) = 7,76 \% > 5 \%$  donc l'ajustement est satisfaisant.

p-valuep = 0.8806

Degrés de liberté : 5

Nombre de classes 08

**- Conclusion :**

Nous pouvons accepter H<sub>0</sub> au niveau de signification de 5 %

- **Test de discordance** (Grubbs & Beck) sur la plus grande valeur 142 mm

**- Hypothèses**

H<sub>0</sub> : Toutes les observations proviennent de la même population

H<sub>1</sub> : La plus grande observation ne provient pas de la même population que les autres

**- Résultats**

Valeur de la statistique T = 2,13

p-valuep < 0,479

**- Conclusion**

Pas de conclusion dans ce cas.

**Test de discordance** (Grubbs & Beck) sur la plus petite valeur 38,5 mm

**- Hypothèses**

H<sub>0</sub> : Toutes les observations proviennent de la même population

H<sub>1</sub> : La plus petite observation ne provient pas de la même population que les autres

**- Résultats**

Valeur de la statistique T = 1,95

p-valuep < 0,774

---

**Test d'indépendance (Wald-Wolfowitz)**
**Hypothèses**

H0 Les observations sont indépendantes

H1 Les observations sont dépendantes (autocorrélation d'ordre 1)

**-Résultats**

Valeur de la statistique  $|U| = 0.00346$

p-valuep = 0.997

**-Conclusion**

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5 %

- **Test d'adéquation (Shapiro-Wilk (n<50))**

**- Hypothèses**

H0 : L'échantillon provient d'une loi Log normale

H1 : L'échantillon ne provient pas d'une loi Log normale.

**- Résultats**

p-value SW = 0.96

Degrés de liberté : p = 0.9360

**- Conclusion**

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5 %

- **Paramètres du logiciel :**

T : Période de retour.

q : Fréquence.

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

Les droites de Gumbel et Galton sont représentées par les figures qui suivent.

- **Ajustement a la loi de GUMBEL:**

L'équation de la droite de GUMBEL:

$$P_{\max j} = \frac{1}{\alpha} y + x_0 \dots\dots\dots (1-21)$$

Y:variable de la droite de GUMBEL:

$$y = -[\ln (-\ln (F(x)))]\dots\dots\dots (1-22)$$

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{N} \dots\dots\dots (1-23) \quad \text{Ou :}$$

m: l'ordre de classement;

n: taille de l'échantillon;

$\frac{1}{\alpha}, x_0$  : sont déterminé par la méthode des moindres carrées.

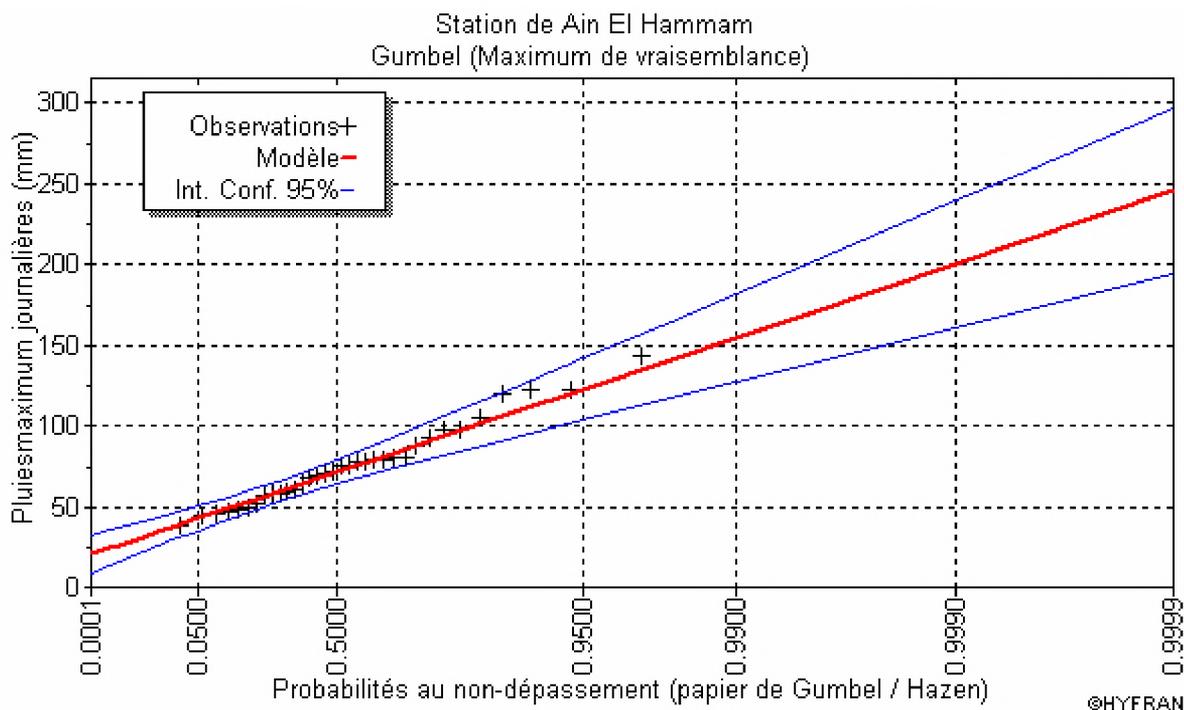
### Résultats de l'ajustement :

La droite de GUMBEL est donnée par la figure (1.7). Les résultats de calcul des fréquences expérimentales et des valeurs théoriques sont présentées dans le tableau suivant:

**Tableau 1-15 Ajustement à la loi de GUMBEL**

Période de retour	q	précipitation	Intervalle de confiances
T (ans)			95 %
10000	0.9999	245	194- 296
2000	0.9995	214	171 -256
1000	0.9990	200	161- 239
200	0.9950	168	138 -199
100	0.9900	155	127- 182
50	0.9800	141	117 -165
20	0.9500	123	104 -142
10	0.9000	108	93,0- 124
5	0.8000	93.7	81,8- 106
2	0.5000	71,5	63,7- 79,2

**Fig 1-9** Ajustement a la loi de GUMBEL



• **Ajustement a la loi log normale:**

Paramètres d'ajustement à la loi Log normale :

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

$$\sigma_{\log} = 0,127$$

$$\log P_{j\max} = 3,498$$

$\log P_{j\max} = \overline{\log P_{j\max}} + \sigma_{\log} U_{P\%}$  Avec :  $U_{P\%}$  : variable de GAUSS pour différentes fréquences.

**Résultats de l'ajustement :**

Nombre d'observations:  $n = 34$

Paramètres :  $u : 64,2498$   $\alpha : 19,6504$

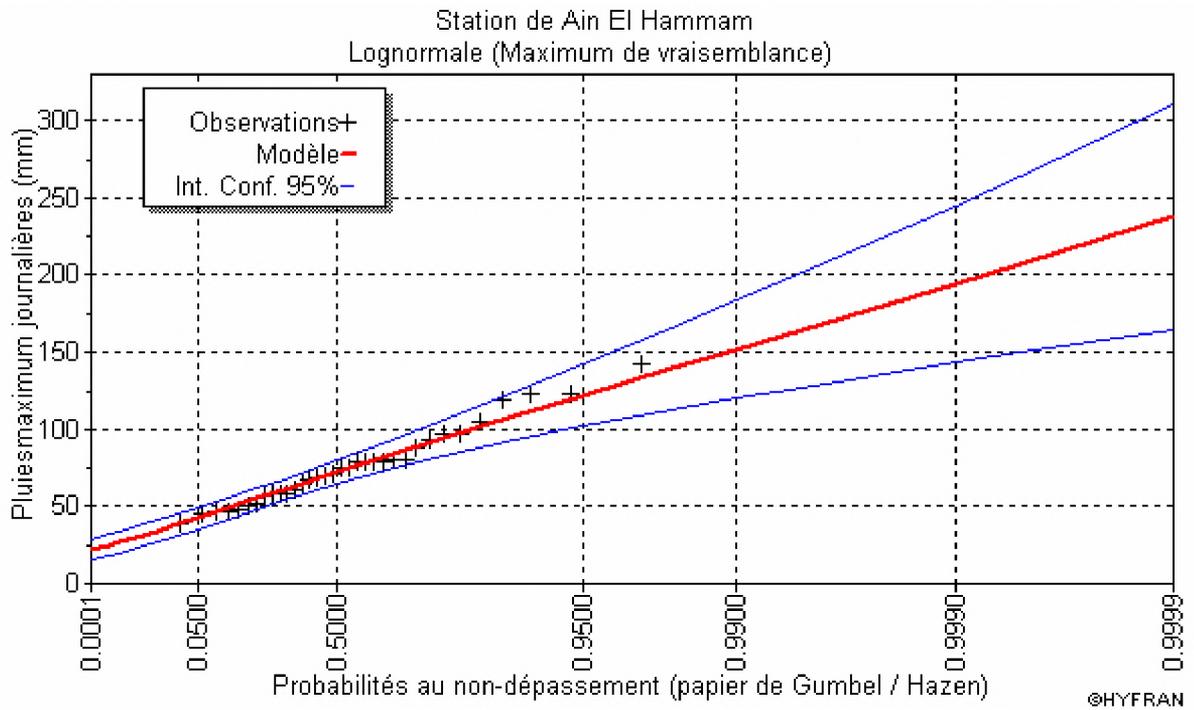
Quantiles :

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

Tableau 1-16 Ajustement a la loi log normale.

<b>Période de retour</b>	<b>q</b>	<b>précipitation</b>	<b>Intervalle de confiances</b>
<b>T (ans)</b>			<b>95 %</b>
10000	0.9999	240	165- 335
2000	0.9995	207	150 -264
1000	0.9990	194	143- 260
200	0.9950	165	127- 202
100	0.9900	152	120- 184
50	0.9800	139	112 -166
20	0.9500	122	102- 148
10	0.9000	109	92,8- 125
5	0.8000	94.4	82,5- 106
2	0.5000	72.1	64,3- 79,8

Fig 1-11 Ajustement a la loi log normale



**Conclusion:**

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

**II.1.2.5 Pluies de courtes durées et leur intensité à différentes fréquences:**

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

$$P_{tc} \square P_{max j} \left( \frac{t}{24} \right)^b \dots\dots\dots (1-26)$$

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

$P_{maxj}$ : pluies maximales fréquentielles.

$t$ : temps en heure.

$b$ : exposant climatique ( $b = 0,47$ ).

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

---

---

$$I_t = \frac{P_{ct}}{t} \dots\dots\dots (1-27)$$

Les résultats de calcul sont exposés dans le tableau 3-18:

### . II.1.3 Evaluation des apports liquides:

L'oued RABTA étant dépourvu de station hydrométrique, de plus, l'analyse du réseau d'observation de la région d'étude et ses environs nous ne pas permis de mettre en évidence une station hydrométrique analogue dont le bassin versant serait géomorphologiquement similaire au bassin versant d l'oued, l'analogie proprement dite ne peut donc être effectuée.

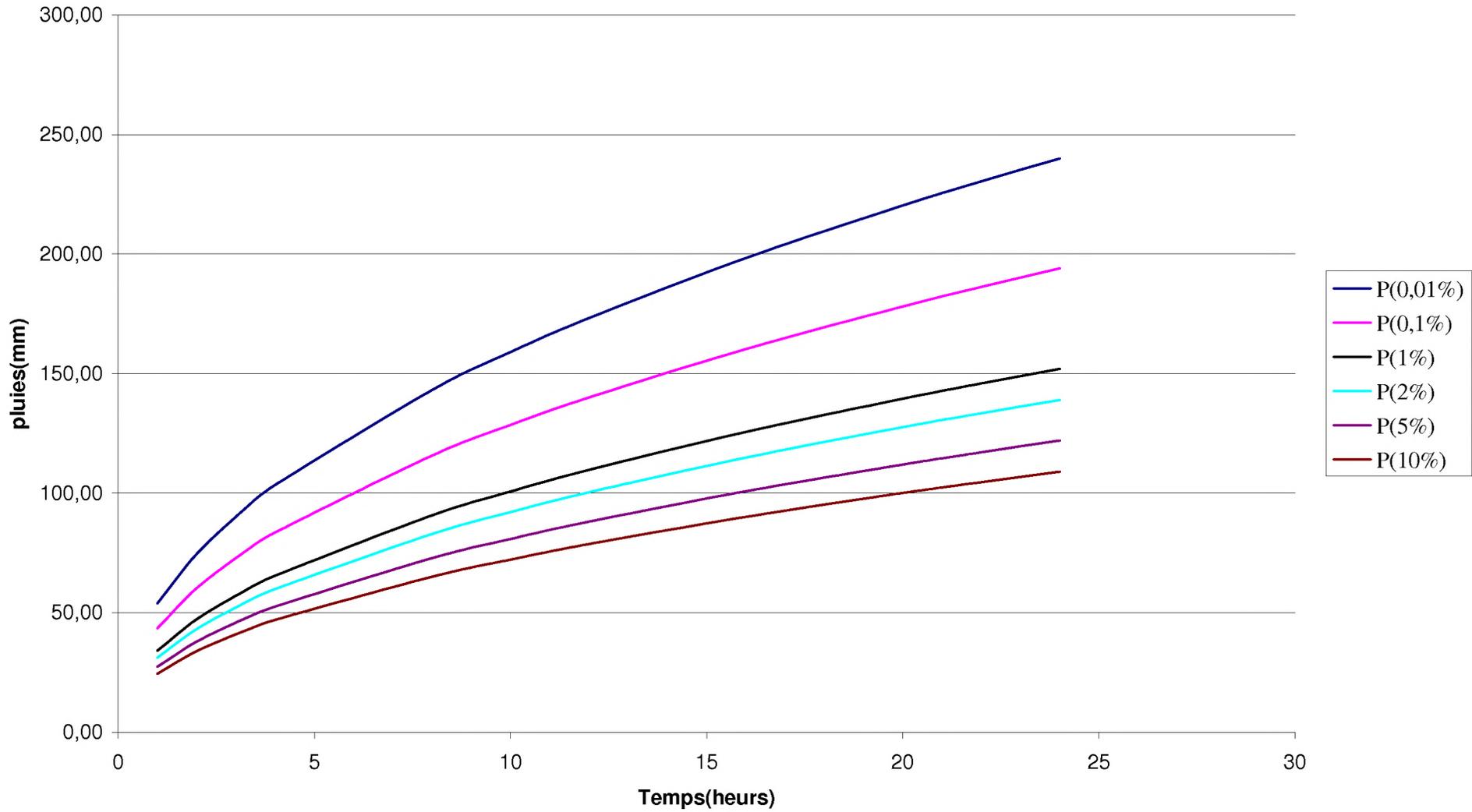
Pour cela, l'estimation des paramètres hydrologiques nécessaires au dimensionnement des ouvrages s'est faite suivant l'approche par les formules empiriques.

Tableau 1-17 Pluies de courtes durées et leur intensité

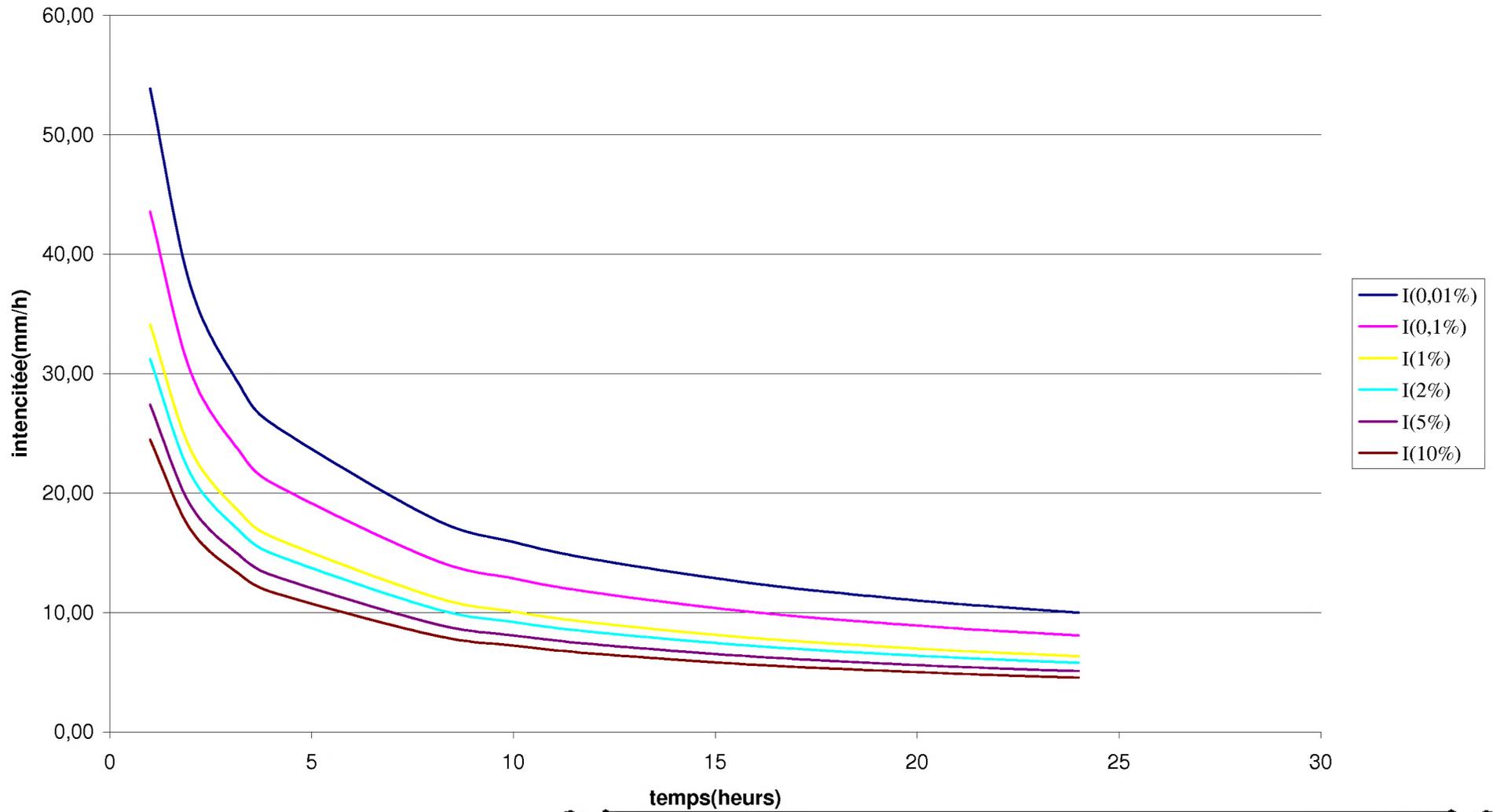
		Fréquence											
		0,01		0,1		1		2		5		10	
		P <sub>max t</sub> (mm)	I <sub>0</sub> (mm/h)										
Temps (h)	1	53,89	53,89	43,56	43,56	34,13	34,13	31,21	31,21	27,39	27,39	24,48	24,48
	2	74,64	37,32	60,34	30,17	47,27	23,64	43,23	21,62	37,94	18,97	33,90	16,95
	3,25	93,78	28,85	75,80	23,32	59,39	18,27	54,31	16,71	47,67	14,67	42,59	13,10
	4	103,39	25,85	83,57	20,89	65,48	16,37	59,88	14,97	52,56	13,14	46,96	11,74
	8	143,21	17,90	115,76	14,47	90,70	11,34	82,94	10,37	72,80	9,10	65,04	8,13
	10	159,04	15,90	128,56	12,86	100,73	10,07	92,11	9,21	80,85	8,08	72,23	7,22
	12	173,27	14,44	140,06	11,67	109,74	9,14	100,35	8,36	88,08	7,34	78,69	6,56
	16	198,36	12,40	160,34	10,02	125,63	7,85	114,88	7,18	100,83	6,30	90,09	5,63
	20	220,29	11,01	178,07	8,90	139,52	6,98	127,58	6,38	111,98	5,60	100,05	5,00
	22	230,38	10,47	186,23	8,46	145,91	6,63	133,43	6,07	117,11	5,32	104,63	4,76
24	240,00	10,00	194,00	8,08	152,00	6,33	139,00	5,79	122,00	5,08	109,00	4,54	



*Courbes des pluies à courte durées*



*Courbes des intencitées fréquentielles*



**II.1.3.1 Apports moyens interannuels:****a). Formule de SAMIE:**

$$A = L_e \cdot S \dots\dots\dots (1-28)$$

$$L_e = P^2(293 - 2.2\sqrt{S}) \dots\dots\dots (1-29)$$

Ou:

 $L_e$  : lame d'eau écoulée (mm). $P$  : précipitation moyenne (m). $S$ : la superficie en Km<sup>2</sup> du bassin versant.**b). Formule de DERY II:**

$$A = 0.513 \cdot P^{2.683} \cdot Dd \cdot S^{0.842} \dots\dots\dots (1-30)$$

Ou:

 $A$ :apport moyen interannuel (en hm<sup>3</sup>). $P$  : précipitation moyenne (m). $S$ : superficie (en Km<sup>2</sup>).**c). Formule de MEDINGER:**

$$L_e = 1.024(P - 0.26)^2 \dots\dots\dots (1-31)$$

 $P$  : précipitation moyenne (m). $L_e$ : lame d'eau écoulée (mm).

$$A = L_e \cdot S$$

**d). Formule de CHAUMONT:**

Cette relation donne le coefficient de ruissellement par la relation suivante:

$$C_e = 0.6(1 - 10^{-0.36P^2}) \dots\dots\dots (1-32)$$

 $P$  : précipitation moyenne (m).

La lame d'eau écoulée est donnée par la relation :

$$L_e = P \cdot C_e$$

$$A = L_e \cdot S$$

**f). Formule de TURC:**

$$L_e = P - \frac{P}{\sqrt{0.9 + \frac{P^2}{L^2}}} \dots\dots\dots (1-34)$$

Avec:

$$L = 300 + 25 T_0 + 0.05 (T_0)^3 \dots\dots\dots (1-35)$$

$T_0$ : température moyenne dans la zone d'étude.

$$A = L_e \cdot S$$

**j). Formule de l'INRH:**

L'apport moyen interannuel est donnée par:

$$A_0 = 0.915 \cdot \bar{P}^{2.684} \cdot S^{0.842} \dots\dots\dots (1-36)$$

$P$  : précipitation moyenne (m).

$S$ : superficie (en Km<sup>2</sup>).

Les résultats sont portés sur le tableau suivant:

Formule	Apport moyen A (hm <sup>3</sup> )
<i>SAMIE</i>	13,83
<i>DERY II</i>	56,69
<i>MEDINGER</i>	25.96
<i>CHAUMONT</i>	16,35
<i>TURC</i>	21.88
<i>INRH</i>	39,27

D'après ces résultats on adopte finalement la valeur de *MEDINGER* qui est la plus proche de la moyenne des autres valeurs, c'est-à-dire:

$$A = 25,96 \text{ hm}^3$$

**II.1.3.2 Répartition mensuelle de l'apport moyen:**

La distribution des apports mensuels en pourcentage de l'apport interannuelle a été établit sur la base de la répartition mensuelle de la pluviométrie en question étant génératrice des apports de l'oued.

Cette technique d'adoption de la répartition mensuelle de la pluie a été considérée en raison de l'absence d'informations hydrométriques au niveau de l'oued concerné.

Le calcul se fait par la formule suivante:

$$Q_m = P_m \cdot C_e \cdot S \dots\dots\dots (1-37)$$

$C_e$ : coefficient d'écoulement.

$P_m$ : pluie mensuelle.

$L_e$ : lame écoulée.

$P$ : pluie moyenne annuelle.

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

$Q_m$ : apport liquide mensuel ( $\text{hm}^3$ ).

La répartition est donnée par le tableau suivant et la fig 1-15

**Tableau 1-18 Répartition mensuelle de l'apport moyen.**

Mois	P mens	A (%)	A (m3)
Septembre	43,96	4,89	1,00
Octobre	77,94	8,66	1,78
Novembre	109,2	12,14	2,49
Décembre	141,58	15,74	3,23
Janvier	118,31	13,15	2,70
Février	106,34	11,82	2,42
Mars	96,95	10,79	2,21
Avril	88,14	9,8	2,01
Mai	56,84	6,32	1,30
Juin	21,22	2,36	0,48
Juillet	18,04	2,01	0,41
Août	20,98	2,33	0,48
Total	899,5	100	20,51

Répartition mensuelle de l'apport

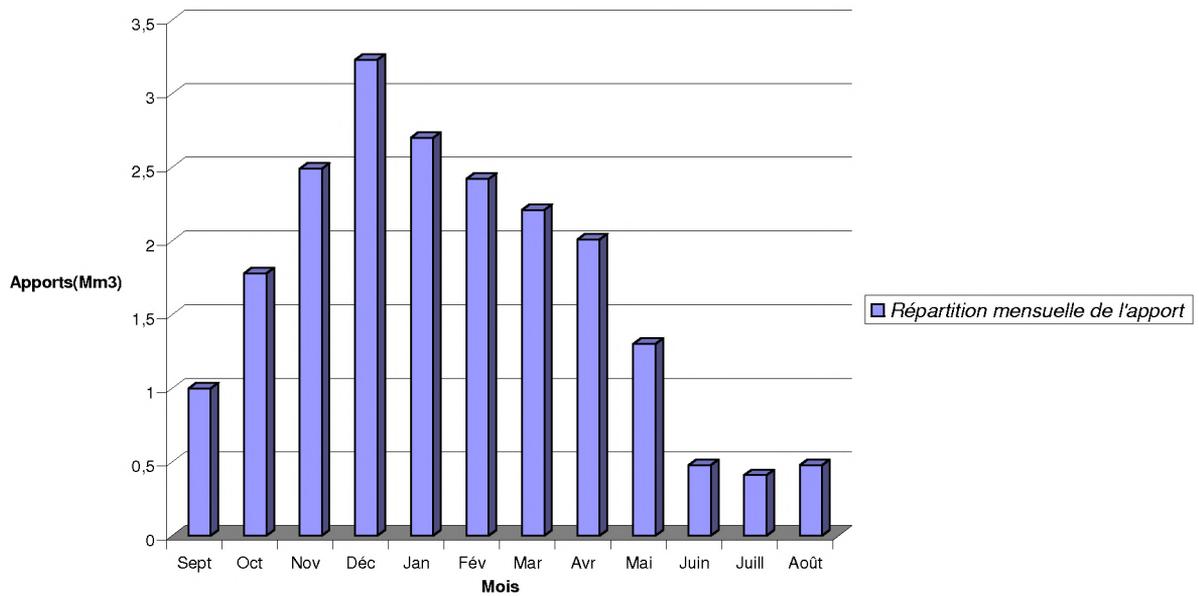


fig 1-15 Répartition mensuelle des apports

**II.1.3.3 Calcul du coefficient de variation:**

**II.1.3.3.1 Caractéristiques de l'écoulement :**

**a) ° Module de l'écoulement :**

Il est donné par :  $Me = Amoy / T$  .....(1.38)

Amoy : Apport moyen annuel = 25,96Mm3

T : Temps d'une année en secondes T = 31,536.106 s

A.N : Me = 823,18 l/ s

**b) ° Module de l'écoulement relatif (spécifique) :**

On a :  $M0 = Me / Sbv$  .....(1.39)

Me : Module de l'écoulement (l/s)

S : Superficie du bassin (Km2).

A.N : M0 = 13.28 l/s/Km2.

**c) ° Lamé d'eau écoulee :**

$Le = Amoy/SBV$  ..... (1.40)

A.N : Le = 418,71 mm

La variabilité de l'apport annuel est caractérisée par le coefficient de variation  $C_v$ , estimé dans notre cas, à défaut d'information hydrométriques, par des formules empiriques:

- **Formule de Padoun:**

$$C_v = K \cdot \frac{0.93}{M_0^{0.23}} \quad \text{Avec: } 0.25 < K < 1, \text{ on prend } K=0.7.$$

$M_0$ : débit ou module spécifique (l/s/Km<sup>2</sup>).

- **Formule de Sokolovski-Chevelev:**

$$C_v = 0.78 - 0.291 \text{Log}(M_0) - 0.063 \text{Log}(S + 1) \dots\dots\dots(1-38)$$

S: superficie du bassin versant.

$M_0$ : débit ou module spécifique (en l/s/Km<sup>2</sup>).

- **Formule d'Ugiprovodkhoz:**

$$C_v = \frac{0.7}{M_0^{0.125}} \dots\dots\dots (1-39)$$

$M_0$ : débit ou module spécifique (en l/s/Km<sup>2</sup>).

- **Formule d'Antonov:**

$$C_v = \frac{0.78}{(S + 1000)^{0.097}} \dots\dots\dots (1-40)$$

Les différentes valeurs de  $C_v$  sont données par le tableau suivant:

<b>Formules</b>	<b><math>C_v</math></b>
<i>PADOUN</i>	0.36
<i>SOKOLOVSKY-CHEVELEV</i>	0.38
<i>UGIPROVODKHOZ</i>	0.51
<i>ANTONOV</i>	0.4
<b>Moyenne</b>	0.41

La valeur de  $C_v = 0.40$  obtenue par la formule de *ANTONOV* est finalement adoptée.

### II.1.3.4 Les apports fréquentsiels:

Donc la distribution des apports fréquentsiels sera régie par l'équation:

$$A_{(\%) } = \frac{A}{(C_v^2 + 1)^{1/2}} \cdot e^{U(\log(C_v+1))^{1/2}} \dots\dots\dots (1-41)$$

A%: apport de fréquence donnée.

U:variable réduite de Gauss.

Les calculs des apports fréquentsiels a conduit au tableau suivant:

**Tableau 1-20 Apports fréquentsiels**

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

**Tableau 1-21 Répartition mensuelle de l'apport de fréquence 80%**

La répartition mensuelle de l'**apport moyen** annuel suit la même répartition mensuelle des précipitations ; on a :  $A_{80\%} = 17,47 \text{ Mm}^3$

Remplissage garanti de 8 années sur 10.

Mois	A 80% (%)	A 80% (m3)
Septembre	4,89	0,77
Octobre	8,66	1,36
Novembre	12,14	1,95
Décembre	15,74	2,45
Janvier	13,15	2,07
Février	11,82	1,86
Mars	10,79	1,7
Avril	9,8	1,54
Mai	6,32	0,99
Juin	2,36	0,37
Juillet	2,01	0,32
Août	2,33	0,37
Total	100	17.47

**II.1.4 Les apports solides:**

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

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

**a). Formule de Tixeront:**

Cette formule donne l'apport solide moyen annuel en suspension (en t/Km<sup>2</sup>/An), elle est exprimée par:

$$E_s = \alpha \cdot L_e^{0.15} \dots\dots\dots (1-42)$$

Ou:

$E_s$ :apport solide moyen annuel en suspension (t/Km<sup>2</sup>/An).

$L_e$ :lame d'eau écoulée. ( $L_e = 418.71 \text{ mm}$ )

$\alpha$ :paramètre caractérisant la perméabilité du b.v ( $\alpha = 350$ ).

Pour une lame d'eau écoulée égal à mm, on obtient une valeur de t/Km<sup>2</sup>/An pour les transports solides en suspension.

$$A_s = E_s \cdot S \dots\dots\dots (1-43)$$

S: superficie du bassin versant en Km<sup>2</sup>.

$$E_s = 830,95 \text{ (t/Km}^2\text{/An)}.$$

$$A_s = 51519,2 \text{ t/An.}$$

Le volume des solides est égal à:

$$V_s = A_s / \gamma_s \dots\dots\dots (1-44)$$

$$\gamma_s = 1.2 \text{ t/m}^3.$$

$$V_s = 33346.13 \text{ m}^3\text{/An.}$$

**b). Formule de Sogreah:**

$$E_s = \alpha \cdot P^{0.15}$$

$\alpha$ : paramètre caractérisant la perméabilité du bv ( $\alpha = 350$ ).

P:pluie moyenne annuelle (en mm).

$$E_s = 970, 88 \text{ (t/Km}^2\text{/An)}.$$

$$A_s = 60194, 93 \text{ t/An.}$$

$$V_s = 40129, 95 \text{ m}^3\text{/An.}$$

Formule	Apport solide (m <sup>3</sup> /an)
<b>Tixeront :</b>	<b>33346.13</b>
<b>Sogreah :</b>	<b>40129, 95</b>

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

**II.1.5 Etude des crues:**

L'étude des crues a pour but l'estimation des débits de pointe fréquentiels et la définition de la forme de l'hydrogramme.

La détermination de ces hydrogrammes ne reste pas sans difficultés quant au choix de la méthode utilisée surtout en absence de données.

Pour ce fait, des formules empiriques ont été développées pour l'estimation des débits maxima probables, et on procédera pour la construction de ces hydrogrammes de crues par la méthode des isochrones ou la méthode de l'hydrogramme synthétique

Les paramètres définissant une crue est :

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

**a). Formule de Giandotti:**

$$Q_{\max \%} = \frac{170.S.(H_{\text{moy}} - H_{\text{min}})^{1/2}}{4(S)^{1/2} + 1.5L} \cdot P_{tc} \dots\dots\dots(1-45)$$

$Q_{\max (\%)}$ : débit maximum de crue en m<sup>3</sup>/s de même fréquence que celle de la pluie de courte durée.

S:superficie du bassin versant.

L:longueur du talweg principal=16.4

$H_{\text{moy}}, H_{\text{min}}$ :altitudes moyennes et minimales (en m).671 140

$P_{tc}$ :pluies de courte durée.

**b). Formule de Sokolovsky:**

$$Q_{\max \%} = \frac{0.28.S.\alpha.P_{ct}}{T_c} \cdot f \dots\dots\dots(1-46)$$

S: superficie du bassin versant.

$P_{tc}$ : pluies de courte durée.

$T_c$ : temps de concentration.

$\alpha$ : coefficient de ruissellement du bassin versant ( $0.6 < \alpha < 0.8$ )

f: coefficient de forme de l'hydrogramme de crue  $f = 1.04$ .

**c). Formule de Mallet-Gauthier:**

$$Q_{\max \%} = 2k \text{Log}(1 + AP) \cdot \frac{S}{\sqrt{L_p}} \cdot \sqrt{1 + 4 \text{Log}T - \text{Log}S} \dots\dots\dots(1-47)$$

S: superficie du bassin versant (Km<sup>2</sup>).

L<sub>p</sub>:longueur du talweg principal (Km).

A: coefficient régional pris égal a 20.

k: constante qui dépend des caractéristiques du bassin versant pris égal a 2.

P: précipitation moyenne interannuelle.

T: période de retour en années.

**d). Formule de Turazza:**

$$Q_{\max \%} = \frac{C.S.I_t}{3.6.T_c} \dots\dots\dots (1-48)$$

S: superficie du bassin versant (Km<sup>2</sup>).

T<sub>c</sub>: temps de concentration.

I<sub>t</sub>: intensité des pluies fréquentielles (en mm/h).

C : coefficient de ruissellement de la crue considérée ;

C=0.6 pour P= 10%

C=0.7 pour P= 1 %

C=0.8 pour P= 0.1 %

**e). Formule d'Alexeev:**

$$Q_{\max \%} = 0.34 P_{tc}^{4/3} \dots\dots\dots (1-49)$$

P<sub>tc</sub>: pluies de courte durée.

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant:

Période de retour	10	20	50	100	1000	10000
<b>Giandotti</b>	111,53	124,82	142,23	155,52	198,48	243,52
<b>Sokolovsky</b>	416,38	336,55	263,69	241,1364	211,65	189,09
<b>Mallet-Gautier</b>	245,40	287,79	335,72	367,85	458,71	534,33

<b>Alexeev</b>	50,57	58,77	69,93	78,78	109,07	144,86
<b>Turazza</b>	112,81	138,96	172,67	220,26	321,30	447,18

Sur la base de ces résultats, les valeurs adoptées sont celle de **Mallet-Gautier**: car il utilise plusieurs paramètres.

<b>Période de retour</b>	5	10	20	50	100	1000
<b>Fréquence (%)</b>	20	10	2	5	1	0.1
<b>Q<sub>max</sub> (m<sup>3</sup>/s)</b>	245, 40	287, 79	335, 72	367, 85	458, 71	534, 33

**Remarque :**

Le bureau d'étude de BELGRADE (**ENERGOPROJEKT HIDROINZENJERING**) qui a fait l'étude de faisabilité et a trouver les Q<sub>max</sub> pour différentes périodes de retour suivantes :

- Débits de crue
  - de période de retour de 10.000 ans..... Q0,01% = 598 m3/s
  - de période de retour de 1.000 ans.....Q0,1% = 473 m3/s
  - de période de retour de 100 ans ..... Q1% = 340 m3/s
  - de période de retour de 50 ans .....Q2% = 298 m3/s
  - de période de retour de 20 ans.....Q5% = 246 m3/s
  - de période de retour de 10 ans.....Q10% = 192 m3/s

**II.1.6 Hydrogramme de crue:**

La forme des crues (temps de montée et de décrue) assimile l'Hydrogramme de crue a deux équations paraboliques l'une pour le temps de montée et définie par:

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

Et l'autre pour la décrue exprimée par:

$$Q_t = Q_{\max \%} \left( \frac{t_d - t}{t_d} \right)^m \dots\dots\dots (1-50)$$

Q<sub>max (%)</sub>: débit maximum de fréquence donnée.

$Q_t$ : débit instantané au moment (t).

$t_m, t_d$ : temps de montée et de décrue.

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

Temps de base:

$$t_b = t_m + t_d$$

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

On a donc:

$$t_m = t_c = 3,25 \text{ h} \quad t_d = 2 t_m = 6,5 \text{ h} \quad t_b = t_m + t_d = 9,75 \text{ h}$$

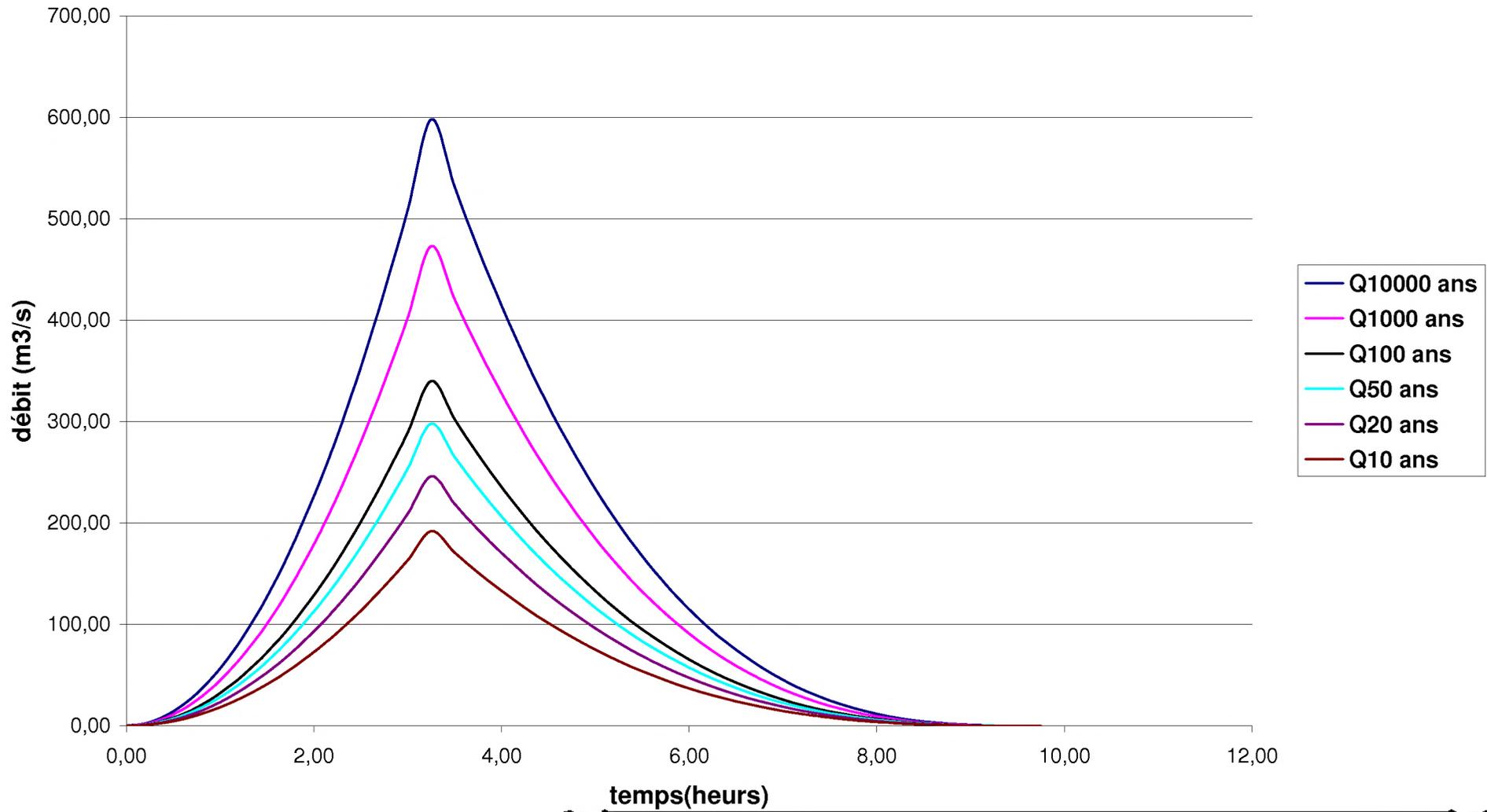
pour construire l'Hydrogramme des crues de oued Rabta, on a utilisé les valeurs des débits de crues de fréquence 10%, 5%, 2%, 1%, 0.1%, 0.01%, les résultats obtenue ainsi que l'hydrogramme de crues sont exposés dans le tableau III-22 et le fig 3-16.

**Tableau 1-22 Hydrogramme de crues pour différentes périodes de retour**

temps (h)	Q (10 ans) (m3/s)	Q (20 ans) (m3/s)	Q (50 ans) (m3/s)	Q (100 ans) (m3/s)	Q (1000 ans) (m3/s)	Q (10000ans) (m3/s)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,25	1,14	1,46	1,76	2,01	2,80	3,54
0,50	4,54	5,82	7,05	8,05	11,20	14,15
0,75	10,22	13,10	15,87	18,11	25,19	31,85
1,00	18,18	23,29	28,21	32,19	44,78	56,62
1,25	28,40	36,39	44,08	50,30	69,97	88,46
1,50	40,90	52,40	63,48	72,43	100,76	127,38
1,75	55,67	71,33	86,40	98,58	137,14	173,38
2,00	72,71	93,16	112,85	128,76	179,12	226,46
2,10	80,16	102,71	124,42	141,96	197,48	249,67
2,25	92,02	117,91	142,83	162,96	226,70	286,62
2,50	113,61	145,56	176,33	201,18	279,88	353,85
2,75	137,47	176,13	213,36	243,43	338,66	428,15
3,00	163,60	209,61	253,92	289,70	403,03	509,54
<b>3,25</b>	<b>192,00</b>	<b>246,00</b>	<b>298,00</b>	<b>340,00</b>	<b>473,00</b>	<b>598,00</b>

3,50	170,69	218,69	264,92	302,26	420,50	531,62
3,75	151,01	193,49	234,39	267,42	372,03	470,34
4,00	132,91	170,29	206,29	235,37	327,43	413,97
4,25	116,32	149,03	180,54	205,98	286,56	362,28
4,50	101,17	129,62	157,02	179,15	249,23	315,09
4,75	87,39	111,97	135,64	154,76	215,29	272,19
5,00	74,93	96,00	116,29	132,68	184,59	233,37
5,25	63,71	81,63	98,88	112,82	156,95	198,43
5,50	53,67	68,76	83,30	95,04	132,22	167,16
5,75	44,74	57,33	69,45	79,24	110,23	139,36
6,00	36,87	47,24	57,22	65,29	90,83	114,83
6,25	29,98	38,41	46,52	53,08	73,85	93,36
6,50	24,00	30,75	37,25	42,50	59,13	74,75
6,75	18,88	24,19	29,30	33,43	46,50	58,79
7,00	14,54	18,63	22,57	25,75	35,82	45,29
7,25	10,92	14,00	16,95	19,34	26,91	34,02
7,50	7,96	10,20	12,36	14,10	19,62	24,80
7,75	5,59	7,17	8,68	9,90	13,78	17,42
8,00	3,75	4,80	5,82	6,64	9,23	11,67
8,25	2,36	3,02	3,66	4,18	5,81	7,35
8,50	1,37	1,75	2,12	2,42	3,36	4,25
8,75	0,70	0,90	1,09	1,24	1,72	2,18
9,00	0,29	0,38	0,46	0,52	0,73	0,92
9,25	0,09	0,11	0,14	0,15	0,22	0,27
9,50	0,01	0,01	0,02	0,02	0,03	0,03
9,75	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

### Hydrogrammes de crues pour différentes périodes de retour



### II.1.7 Choix de la crue de projet:

La crue de projet est définie comme étant la crue maximale que l'ouvrage doit être capable d'évacuer sans dommages graves a l'aval.

Pour cela il faut déterminer cette crue en prenant en compte l'effet de laminage par la retenue, elle est calculée sur la base d'un débit de pointe évalué a partir de l'étude du régime des crues.

Dans ce contexte on est amener à faire un choix car il est évident qu'on ne pourra jamais protéger un ouvrage contre tout les crues pouvant survenir, on choisit donc une période de retour de crue, ce qui revient a accepter un certain risque qui devra être en rapport avec l'intérêt économique de l'ouvrage et les impératifs de sécurité.

Dans notre cas on va opter pour la crue 10000ans voyant le risque potentiel et les dommages que causera la rupture du barrage qui sont très importants selon la classification du comité national australien des grands barrages (CNAGB),( les difficultés géologiques et géotechniques sont compliquées, et que le risque en aval est élevé) et vue l'importance du présent ouvrage, ainsi que la crue 10000ans est la plus recommandée dans de cas pareils.

**Tableau 1-23 Crue de projet recommandée**

Categories des dommages	Crue de projet recommandé de probabilité de dépassement annuelle
Elevés - Perte de vie -Dommages considérable	1/100000 à 1/10000
Importants -Pas de perte de vie -Dommages importants	1/10000 à 1/1000
Faibles -Pas de perte de vie -Dommages légers	1/1000 à 1/100

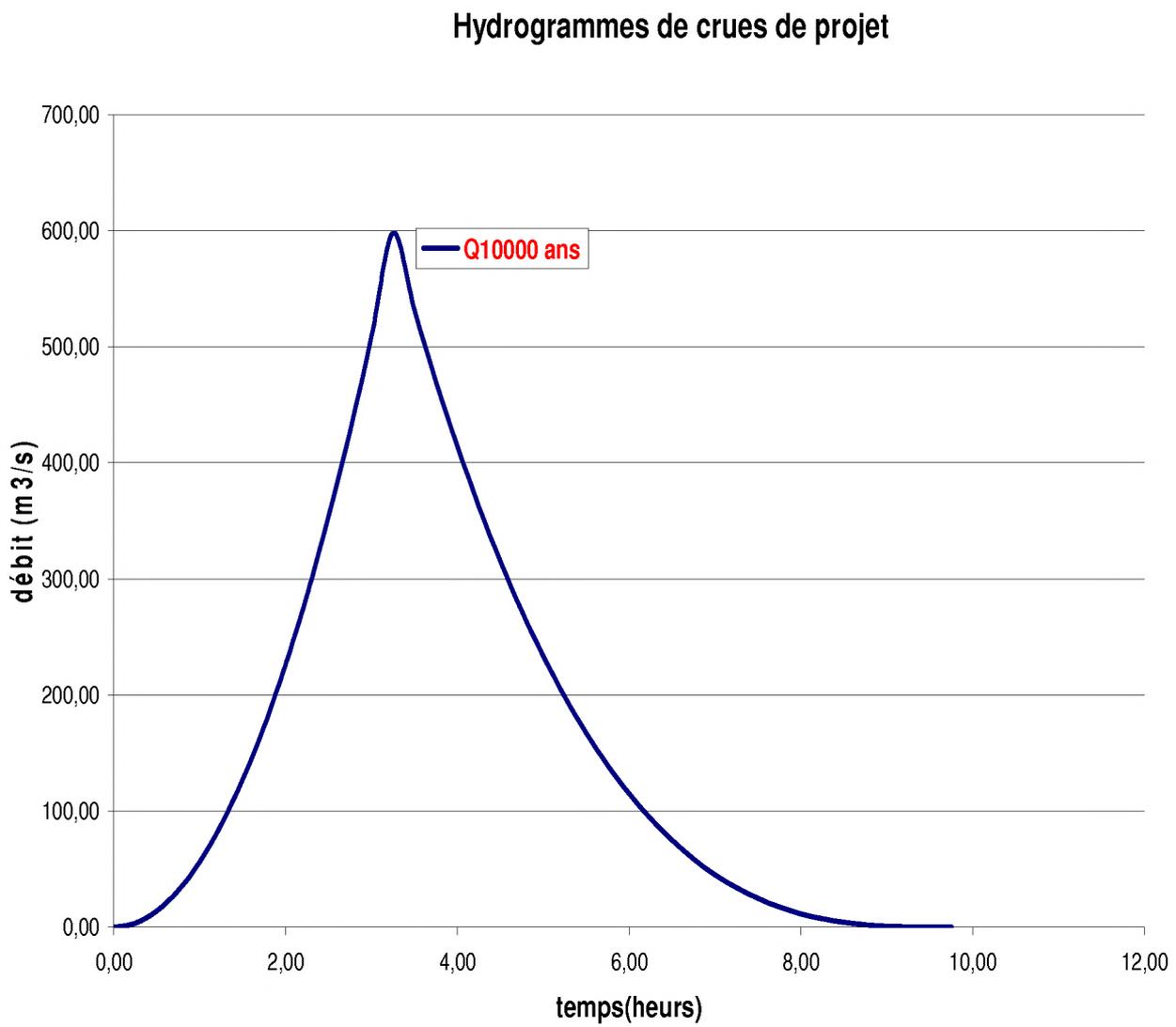
Alors nous optons pour une crue de projet de probabilité de 0,01% (T = 10000ans)

$$Q_{0,01\%} = 598 \text{ m}^3/\text{s}$$

**NB :**

L'hydrogramme de la crue de projet ( $Q_{0,1\%}$ ) et celui tracé il est donné dans la Figure 3.13.

Figure 1.13.



**II.1.8 Régularisation:**

L'étude de régularisation u petit barrage sur Oued Chouiret a pour objectif la détermination des dimensions du remblai et des ressources en eaux mobilisables pour l'irrigation (volume utile) et ce en déterminant:

- les paramètres de la retenue.
- le niveau normal de la retenue.

La méthode utilisée est celle du bilan hydraulique, cette méthode nécessite les données suivantes:

- l'étude hydrologique (l'évaporation, les apports et leurs répartitions, les infiltrations).
- le traitement des levées topographiques (courbes caractéristiques du bassin versant).
- les besoins en eau pour l'irrigation.

**II.1.8.1 Répartition annuelle de l'apport 80%:**

Le calcul se fait par la formule suivante:

$$Q_m = P_m \cdot C_e \cdot S \dots\dots\dots(1-51)$$

$Q_m$ :apport liquide mensuel en hm3.

$P_m$ :pluie mensuelle (mm).

$S$ :surface du bassin versant (Km<sup>2</sup>).

$C_e$ :coefficient d'écoulement.

$$C_e = \frac{L_e}{p} \quad \text{Et:}$$

$L_e$ :lame écoulée.

$P$ :pluie moyenne annuelle.

Les résultats de calculs sont donnée par le tableau suivant:

**Tableau 1-26: Répartition annuelle de l'apport 80%.**

Mois	A 80% (%)	A 80% (Mm3)
Octobre	8.63	1.36
Novembre	12.38	1.95
Décembre	15.56	2.45
Janvier	13.14	2.07
Février	11.81	1.86
Mars	10.79	1.70
Avril	9.78	1.54
Mai	6.29	0.99
Juin	2.35	0.37
Juillet	2.03	0.32
Août	2.35	0.37
Septembre	4.89	0.77
Total	100.00	15.75

### II.1.8.2 Courbes «Hauteurs-Capacités-Surfaces»:

La cote minimale relevée sur l'axe du barrage est 904.00m et la cote maximale est 921.00m, soit une hauteur de 17.00m.

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

$$\Delta V_i = \frac{S_i - S_{i+1}}{2} \Delta H$$

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

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

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

$\Delta V$ : volume élémentaire compris entre deux courbes de niveaux successives en  $m^3$ .

Le tableau suivant donne les coordonnées des courbes Hauteur-Capacité-Surface.

Hauteur [m]	Cotes [mNGA]	$\Delta H$ [m]	S [Km <sup>2</sup> ]	$\Delta V$ [Mm <sup>3</sup> ]	V [Mm <sup>3</sup> ]
0	130	5	0	0	0
5	135	5	0.071	0.237	0.237
10	140	5	0.165	0.59	0.827
15	145	5	0.275	1.1	1.927
20	150	5	0.452	1.818	3.745
25	155	5	0.635	2.718	6.463
30	160	5	0.823	3.645	10.108
35	165	5	1.016	4.598	14.707
40	170	5	1.187	5.508	20.214
45	175	5	1.374	6.402	26.616

**Tableau 1-27 Courbes topographiques et volumétriques.**

Les courbes sont représentées dans l'annexe (2.1) et (2.2)

### II.1.8.3 Volume mort:

Les valeurs finalement adoptée pour le debit solide déposé au niveau de l'exutoire (t/Km<sup>2</sup>/An) soit un taux d'envasement égal à 6608.8 (t/An) et un envasement annuel .le volume mort est déterminé pour une durée de 15 Ans par:

$$V_m = 15.V_s$$

$V_s$ : l'envasement annuel en m<sup>3</sup>/An

$$V_m = 3.30 \text{ hm}^3$$

### II.1-8-4 Calcul du volume utile sans tenir compte des pertes:

➤ **Procédé de calcul : [2]**

- Détermination de la période à bonne hydraulicité.
- 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.
- détermination du volume à évacuer.

La période à bonne hydraulicité est celle du mois de septembre jusqu'au mois de mai.

**Tableau 1-28 Répartition mensuelle des besoins en eau d'irrigation**

Besoins en eau	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	S	Année
m3/ha	0	0	0	0	0	0	1000	3720	4560	8240	6560	4540	28620

Dans notre cas, suivant le bilan apport consommation de l'année, on optera pour une régularisation saisonnière puisque l'apport est supérieur à la demande.

Les données de base sont:

- L'apport (W) en m<sup>3</sup>.
- La consommation (U) en m3.

- Le volume mort.

D'après la régularisation nous constatons que la retenue fonctionne à un seul temps:

$$V_S = 19.93 \text{ Mm}^3, V_d = 19.74 \text{ Mm}^3.$$

Le volume utile est donc:  $V_U = V_d = 19.7 \text{ Mm}^3.$

Le volume au niveau normale de la retenue est:  $V_{NNR} = V_M + V_U = 14.3 \text{ M m}^3.$

**II.1.8.5 Calcul du volume utile en tenant compte des pertes:**

**II.1.8.5.1 Calcul des pertes:**

- *Perte par infiltrations:*

Le volume mensuel des pertes par infiltrations est:

$$V_{inf} = \frac{\delta \cdot V_{moy}}{100} \dots\dots\dots(1-52)$$

$\delta$ : coefficient dépendant des conditions hydrologiques de la cuvette  $\delta = (0.5 \div 1.5).$

$$V_{moy} = \frac{V_{ri} + V_{ri+1}}{2} \dots\dots\dots(1-53)$$

- *Pertes par évaporation:*

Le volume mensuel des pertes par évaporation est:

$$V_{evp} = E_s \cdot S_{moy} \dots\dots\dots(1-54)$$

$E_s$ : évaporation mensuelle.

$S_{moy}$ : surface du plan d'eau correspondant au volume moyen.

**Tableau 1.34 : Evaporation mensuelle.**

Mois	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	S
$E_s(\text{mm})$	82	56	37	38	46	61	84	93	118	152	167	120

Source : ANRH

Le calcul des pertes est représenté dans le tableau 3.36 suivant :

**Tableau 1.36 calcul des pertes**

Pertes par évaporation et infiltration ( 1er approximation)						
Mois	V moy (Mm3)	S moy (km2)	E vp (mm)	V evp (Mm3)	V inf (Mm3)	P (Mm3)
Octobre	2.83	0.364	82	0.030	0.021	0.051
Novembre	4.485	0.510	56	0.029	0.034	0.062
Décembre	6.685	0.648	37	0.024	0.050	0.074
Janvier	8.945	0.767	38	0.029	0.067	0.096
Février	10.91	0.861	46	0.040	0.082	0.121
Mars	12.69	0.939	61	0.057	0.095	0.152
Avril	13.86	0.985	84	0.083	0.104	0.187
Mai	13.23	0.960	93	0.089	0.099	0.189
Juin	11.32	0.879	118	0.104	0.085	0.189
Juillet	8.46	0.742	152	0.113	0.063	0.176
Août	5.11	0.553	167	0.092	0.038	0.131
Septembre	2.9	0.371	120	0.045	0.022	0.066

D'après les calcules on a :

V's =20.01 Mm3. V'd = 19.7Mm3.

D'ou : V'u = V'd Alors :

Vu = 19.7Mm3

Le volume de la retenue normale sera : V'NNR = 23 Mm3

Les tableaux de Régularisation saisonnière sans et en tenant compte des pertes représenté respectivement en annexe (2.3) et (2.4)

**II.1.8.5.2 Estimation de l'erreur :**

$$E = \frac{V''_u - V'_u}{V_u} \cdot 100 \dots\dots\dots(1.55)$$

1% < ζ < 2%

Donc on admet le volume utile : Vu = 19.7Mm3

➤ Le volume normal de la retenue est : VNNR= 20 Mm3

- 
- La cote au niveau normal de la retenue est  $NNR = 172\text{m}$
  - La cote au niveau du volume mort est  $NVM = 145,8\text{ m}$

**Conclusion :**

Le bureau d'étude BELGRADE (**ENERGOPROJEKT HIDROINZENJERING**) a trouvé les paramètres suivants lors de l'étude de faisabilité :

- $V_u = 18.5 \text{ Mm}^3$
- Le volume normal de la retenue est :  $V_{NNR} = 19.35 \text{ Mm}^3$
- La cote au niveau normal de la retenue est  $NNR = 169 \text{ m}$
- La cote au niveau du volume mort est  $NVM = 145,8 \text{ m}$

Nous avons trouvé des résultats presque semblables à celles de bureau d'étude, et cet écart peut être expliqué par la taille de la série pluviométrique et hydrométrique utilisée (bureau d'étude (1973-1986) et notre étude (1973-2006))

---

# Chapitre 2

## Etude des variantes du barrage

### II.2.1 Introduction :

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

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

### II.2.2 Choix du site du barrage

#### II.2.2.1 Site du barrage possible

L'oued RABTA se situe dans la wilaya de TIZI OUZOU, à environ 130 km à l'Est de la ville d'Alger. Il coule sur une longueur de 16 km et se jette dans l'oued SEBAOU comme son affluent gauche. L'oued RABTA reçoit les eaux de surface des monts avoisinants dont l'altitude se situe entre 150-200 m (dans la zone du confluent) et 1200 m (dans la zone de la source). La surface versante du cours d'eau est d'environ 70 km<sup>2</sup>, le débit moyen étant voisin de 900 l/s au droit du confluent.

La géologie des terrains, du cours moyen et inférieur de l'oued RABTA appartient au complexe sédimentaire miocène qui est en bordure septentrionale

---

discordant sur le complexe azoïque métamorphique et magmatique, orienté approximativement Est – Ouest. Le fond rocheux est formé de complexe sédimentaire marneux qui est constitué par des marnes et argilites. La masse rocheuse en place est recouverte par un recouvrement récent de 2 à 5m d'épaisseur, composé de matériaux argileux brun – foncé. Le cours supérieur est constitué par des micachistes, des gneiss et de plusieurs variantes de schistes.

Le bassin versant de l'oued RABTA est faiblement boisé. Les pentes douces du cours moyen et inférieur sont utilisées comme terres cultivables où sont pratiquées toutes les cultures vivrières.

Parmi les localités plus importantes, dans le bassin de l'oued RABTA, la localité de MEKLA, située à l'Est du cours d'eau et celle de Fort National à l'Ouest du cours d'eau doivent être signalées.

En vue de la construction du barrage avec la retenue sur ce cours d'eau, le cours moyen et inférieur a fait l'objet d'études. La raison d'une telle détermination réside dans le fait que le futur barrage devra contrôler une surface du bassin versant, autant importante que possible, vu que les apports au barrage sont juste proportionnels à l'importance de la surface versante.

Pour choisir des sites de barrages possibles, on a :

La vallée est large sans rétrécissements accusés qui pourront faire l'objet d'une étude, comme étant des sites de barrages possibles. La géologie des terrains dans cette partie est identique. La roche –mère est composée de marnes recouvertes par des matériaux argileux. Dans la partie élargie de la vallée, le long du cours d'eau, ont été mis en évidence plusieurs forages d'eau qui puisent l'eau aux alluvions de l'oued RABTA.

Les sites de barrages mentionnés ci – dessous sont choisis comme sites possibles qui seront étudiés.

- a. **Site d'implantation du barrage no. 1:** Ce site se trouve sur le cours inférieur à environ 3 km en amont de la confluence. Il se situe est le plus aval, parce que la vallée s'élargit encore plus à l'aval de lui, présentant des terrains qui descendent sur la rive droite. Les coordonnées de ce site du barrage sont les suivantes (selon Lambert):

$$x = 637,60$$

$$y = 377,90$$

- b. **Site d'implantation du barrage no. 2:** Ce site est situé à environ 500 m à l'amont du site no.1, soit à environ 3,50 km à l'amont du confluent de l'oued RABTA dans l'oued SEBAOU. Il présente les caractéristiques géologiques et morphologiques identiques à celles du site du barrage no. 1. Ses coordonnées sont les suivantes:

$$x = 637,70$$

$$y = 377,40$$

La cote normale de retenue du site no.1 ne devra pas dépasser 170,00 m, car la voie de communication TIZI OUZU – MEKLA, ainsi que les bâtiments d'habitation auront été inondés. Quant au site du barrage amont, de tels facteurs limitant n'existent pas.

### II.2.2.2 Choix du site d'implantation du barrage

Les sites de barrages alternatifs no.1 et no.2 ont fait l'objet d'élaboration ci-dessous :

- 
- les surfaces du terrain qui seront submergées sont déterminées pour différentes cotes normales de retenue,
  - les volumes de la cuvette de retenue sont calculés pour différentes cotes normales de retenue,
  - les volumes du corps du barrage sont calculés (barrage en remblai avec pente du talus amont de 1/2,00 et pente du talus aval de 1/1,80), pour différentes cotes de la crête du barrage
  - les coûts de construction du barrage pour différentes cotes de la crête du barrage sont définis.

A partir de l'élaboration et des calculs effectués, les lignes de surface et du volume de la retenue de BOU NACHI aux sites no.1 et no.2 ainsi que les lignes du volume du corps du barrage sont dressées. Les coûts de la construction du barrage aux sites d'implantation no.1 et no.2 sont aussi évalués.

Ainsi qu'il est déjà dit, la géologie des terrains au droit de deux sites de barrages alternatifs est identique. Il est possible de constater en général la même chose quant aux Conditions topographiques et morphologiques sur ces deux sites alternatifs. Dans le texte qui suit, il sera étudié la faisabilité économique de la construction du barrage avec la retenue aux sites de barrages considérés. Pour évaluer grossièrement les coûts d'investissements pour la création de la retenue, les investissements nécessaires à la construction du barrage et les frais d'expropriation des terres et des ouvrages feront l'objet d'une analyse. Dans les coûts d'investissement de la réalisation du barrage et de la création de la retenue, les coûts de construction des ouvrages annexes au barrage et ceux des équipements ne sont pas pris en compte. Le coût de ces ouvrages annexes sera légèrement modifié en fonction du changement de la capacité de la retenue. De ce fait, il sera possible conditionnellement de considérer ces coûts comme étant constants dans toutes les variantes étudiées.

Le tableau des paramètres techniques relatifs à trois capacités de la retenue sur les deux sites de barrages alternatifs figure plus loin. Sont également présentés le

tableau des coûts de la construction du barrage avec la retenue et les coûts d'investissement spécifiques par unité de volume de la retenue.

	Site du barrage no. 1			Site du barrage no. 2		
Volume de la retenue ( $10^6\text{m}^3$ )	10	20	25	10	20	25
Cote normale de retenue (m)	151,0	160,0	164,0	159,50	169,50	173,50
Cote de la crête du barrage (m)	154,0	163,0	167,0	162,50	172,50	176,50
Volume du corps du barrage ( $10^3\text{m}^3$ )	1000	1700	2000	800	1400	1700
Coûts d'investissement de la construction du barrage ( $10^6\text{DA}$ )	13000	22100	26000	10400	18200	22100
Frais d'expropriation ( $10^4\text{ DA}$ )	551	912	1039	494	787	887
Total Coûts d'investissements ( $10^6\text{DA}$ )	13551	23012	27039	10894	18897	22987
Coûts d'investissement spécifiques ( $10^4\text{DA}/\text{m}^3$ )	1,36	1,15	1,08	1,09	0,95	0,92

L'analyse du montant des coûts d'investissement spécifiques nécessaires à la réalisation du barrage et à la création de la retenue aux sites de barrage alternatifs pour les volumes de la retenue donnés de 10, 20 et 25  $\text{hm}^3$  prouve que le site du barrage no. 2 est plus favorable économiquement par rapport au site du barrage

no.1. Pour cela, ce sera donc le site du barrage no. 2 qui fera l'objet d'élaboration suivante.

Un programme de travaux de reconnaissance a été établi pour le site du barrage choisi et par la suite une campagne de reconnaissance a été réalisée dans la période 2003-2005.

### II.2.3 Choix du type de barrage

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

➤ La topographie du site:

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

➤ La morphologie de la vallée :

La morphologie de la vallée joue un rôle important dans le choix du site et du type de barrage à implanter .Bien entendu, l'emplacement idéal et le plus économique est celui d'un site étroit précédé à l'amont par un élargissement de la vallée .Les vallées larges conviennent mieux à l'aménagement d'un barrage en remblai, un site étroit conviendra mieux à un barrage-poids et un autre plus étroit conviendra à une voûte lorsque les fondations le permettent.

➤ Les conditions géologiques et géotechniques :

La nature, la résistance, le pendage, la fracturation et la perméabilité des formations rencontrées dans le bassin versant, constituent un ensemble de facteurs permettant la détermination du site et du type de barrage à implanter.

-Les fondations graveleuses conviennent en général pour les barrages en terre ou en enrochement, mais il faut toujours attribuer des dispositifs d'étanchéité et de drainage afin de contrôler les fuites et les percolations (Risque de Renard), et les tassements différentiels.

-Les fondations argileuses impliquent directement le choix des barrages en terre avec des pentes de talus compatibles avec les caractéristiques mécaniques des formations en place.

➤ Les matériaux de construction :

La disponibilité des matériaux de construction sur le site ou à proximité joue un rôle important (souvent économique) dans le choix du site ainsi que du type de barrage. Le site doit être choisi dans la mesure des autres exigences citées, le plus proche possible des zones d'emprunt.

---

En se basant sur ces exigences on peut déterminer la variante qui convient au site et le type de barrage à implanter. Les fondations rocheuses se prêtent à l'édification de tous les types des barrages.

### **II.2.3.1 Conditions géotechniques de réalisation du barrage**

#### **II.2.3.1.1 Conditions géotechniques sur le site d'implantation du barrage**

Du point de vue géomorphologique, la vallée de l'oued RABTA est dissymétrique à l'emplacement du barrage, à savoir:

- La rive droite présente un pendage variable: ce pendage est abrupt dans les marnes (résultat des effets érosifs du courant) jusqu'à la cote 150 m ; un pendage léger de  $10^{\circ}$  jusqu'à la cote 160 m, et un pendage abrupt de  $25^{\circ}$ , en remontant la pente. La hauteur de la partie abrupte du versant droit dans les sédiments marneux est de 15 m
- Quant à la rive gauche en fond de vallée, le pendage est d'environ  $10^{\circ}$  jusqu'à la cote 155 m et il est plus raide atteignant  $15^{\circ}$ - $25^{\circ}$  au-dessus de la cote 155 m.

Les sédiments marneux affleurent en surface au bas du versant droit érodé par le courant. Dans le reste de la zone du site du barrage, les sédiments marneux sont, en majeure partie, recouverts de matériaux argileux brun foncé, qui ont leur origine dans les Argiles bleues (sahéliennes). Au niveau de la rive droite, l'épaisseur de ces sédiments va jusqu'à 5 m et par endroits jusqu'à 7 m. Du point de vue géotechnique, les sédiments marneux représentent un milieu le plus compact.

Les deux versants sont recouverts par des matériaux argileux, ayant l'origine dans l'assise argileuse et marneuse. Ces sédiments représentent probablement les résidus des sédiments anciens alluviaux et déluviaux.

Au point de vue de l'hydrogéologie, il est d'importance une épaisseur significative des alluvions actuelles avec un coefficient de filtration important supposé de  $k \sim 10^{-2}$ - $10^{-4}$  m/s. Autres ensembles rocheux peuvent être considérés comme faiblement aquifères.

---

La circulation de l'eau souterraine se fait le long des fissures dans la masse rocheuse marneuse. Des essais de perméabilité effectués dans les sondages montrent une faible perméabilité en rives du futur barrage de l'ordre de 0,5 – 2,5 Lugeons. Toutefois, dans un sondage dans le lit de l'oued a été enregistrée une perméabilité plus significative, atteignant quelques dizaines Lugeons.

Une activité sismique modérée est caractéristique de la zone étendue du site du barrage de BOU NACHI. La localité de BOU NACHI appartient à la zone dans laquelle les magnitudes de 6 de l'échelle M.S.K sont à espérer.

### **II.2.3.1.2 Matériaux de construction pour la réalisation du barrage**

Les matériaux argileux de caractéristiques mécaniques satisfaisantes et en quantité suffisante se trouvent dans les 4 zones d'emprunt à proximité immédiate du barrage.

Il s'agit principalement :

- des argiles très plastiques représentées aux emplacements suivants :
- La rive droite dans la zone du site du barrage et immédiatement à son amont et aval, d'une superficie d'environ 275 000 m<sup>2</sup>, d'une épaisseur supposée près de 2 à 5 m,
- La rive gauche à proximité immédiate de la zone du site du barrage de 40 000 m<sup>2</sup> de superficie et d'une épaisseur supposée située entre 2 et 5 m ;
- La rive gauche à 0.9 km en amont du site du barrage d'une superficie près de 20 000 à 25 000 m<sup>2</sup> et d'une épaisseur supposée comprise entre 2 et 3 m
- La rive gauche à 1.1 km en amont du site du barrage, d'une superficie de 25 000 m<sup>2</sup> et d'une épaisseur supposée comprise entre 1 et 3 m.
- Cailloux argileux peu à moyennement plastiques renfermant des fragments de marnes et de graviers, en bordure de deux rives et dans les alluvions actuelles occupant une surface totale supérieure à 200 000 m<sup>2</sup>, de 1-3 m d'épaisseur.

La zone d'emprunt des matériaux argileux la plus importante Arg-1 se situe en rive droite immédiatement à l'amont du site du barrage.

Les matériaux gravelo –sableux pour les couches filtrantes du corps du barrage et pour la confection des agrégats pour béton peuvent être fournis par des alluvions du

---

lit de l'oued RABTA sur le site du barrage, immédiatement à l'amont, avec possibilité éventuelle d'éliminer de gros clastes et brèches d'un diamètre de plusieurs centimètres. Il s'agit de graviers grossiers qui passent aux cailloux (en fonction de la granulométrie) de 2 à 30 cm, puis des gravillons des dimensions extrêmes de 0.5 à 0.8 m, d'une épaisseur dans le lit près de 10 m. Ils sont recouverts par endroits d'un recouvrement qui est formé de sables fins d'une épaisseur voisine de 0.5 m. Du point de vue minéralogique et pétrographique, ces alluvions actuelles sont liées aux magmatites, métamorphites et pegmatites.

Les agrégats pour béton appropriés peuvent être fournis au moyen de procédé de concassage et tamisage des fractions de pegmatites et de granulites.

Les pierres se trouvent dans la zone des gorges, dans la partie extrême amont de la cuvette de la retenue. Il s'agit des micaschistes et pegmatites, de qualité satisfaisante et qui constituent sur place un tonnage important.

Il est possible généralement de conclure que les reconnaissances réalisées au site du barrage montrent que, à proximité immédiate du site d'implantation du barrage, des quantités suffisantes d'argile et de matériaux alluviaux de caractéristiques physico-mécaniques favorables à la mise en place dans le corps du barrage, peuvent être assurées. Les reconnaissances font aussi ressortir que les matériaux, se trouvant à proximité immédiate de l'emplacement du futur barrage, peuvent être utilisés pour les agrégats pour béton.

#### **II.2.4 les variantes à choisir**

Pour le site du barrage de BOU NACHI, trois types alternatifs de barrages sont pris en considération, ainsi qu'il est rappelé :

- barrage en enrochements à noyau central d'argile
- barrage en enrochements à écran en béton
- barrage en béton compacté roulé

Chacun des types de barrage étudiés est prévu pour la capacité de la retenue choisie de  $23,00 \times 10^6 \text{ m}^3$ , c'est-à-dire pour la cote normale de retenue 172,00 m. La cote maximale de retenue est déterminée suivant les évacuateurs de crues du barrage. Pour les variantes du barrage en enrochements (à noyau d'argile et à écran en béton), la cote maximale de retenue sera à 173,00, alors que pour le barrage en béton compacté roulé, cette cote maximale de retenue sera à 172,00. Pour tous les types de barrages étudiés, la revanche adoptée par rapport à la cote maximale de retenue est de 2,0 m.

### **II.2.4.1 barrage a noyau central d'argile**

#### **II.2.4.1.1 La digue:**

Cette variante envisage la construction du barrage en enrochements à noyau central d'argile et des recharges en matériaux alluviaux non sélectionnés.

Il est prévu que l'étanchéité du barrage sera assurée par la confection d'un noyau central en argile avec des pentes des talus de 1/0,2. Pour protéger le noyau des effets de forces d'infiltration, les couches filtrantes en sable et en graviers, de 2 m de largeur chacune, sont prévues. La stabilité du barrage sera assurée par une recharge en matériaux alluviaux. Du côté amont, la pente des talus du barrage sera de 1/2. Le talus amont sera recouvert d'un rip-rap de protection. Dans la recharge amont, approximativement au mi – hauteur du barrage sera réalisé un drain de 2 m d'épaisseur, constitué de matériaux filtrants graveleux. Le rôle de ce drain sera de garantir, en cas de variations plus importantes du niveau du plan d'eau, un drainage rapide de la recharge amont. Le parement aval présentera un fruit supposé de 1/1.8 recouvert de revêtement en graviers grossiers.

Sur le parement amont, au niveau du corps du barrage, sera aménagé un pré-batardeau avec pente du talus amont de 1/2.5

Les recharges du barrage seront fondées dans des matériaux alluviaux représentés au-dessus du complexe rocheux. Compte tenu des infiltrations, pour assurer la stabilité des matériaux alluviaux à la base du barrage et pour diminuer les pertes d'eau à partir de la retenue, le noyau en argile sera fondé 1,5 m au minimum dans le rocher.

La coupe transversale typique du barrage à noyau central d'argile de Bou Nachi est figurée en plan n° 5

### **II.2.4.2 barrage a écran en béton**

#### **II.2.4.2.1 La digue :**

Cette variante envisage l'étanchéité du barrage qui sera assurée par un écran en béton de 0.3 au 0.6 m d'épaisseur sur le talus amont. La recharge du barrage sera exécutée en matériaux alluviaux calibrés avec une quantité de fines jusqu'à 5%. La pente retenue du talus amont est de l'ordre 1/1.5. Il est prévu que la zone de transition entre l'écran en béton et la recharge en matériaux alluviaux sera constituée de deux couches de 4 m d'épaisseur chacune. Ces couches seront aussi exécutées en matériaux graveleux de granulométrie appropriée.

La pente du talus aval sera de l'ordre 1/1.5 avec une berme large de 5.0 m calée à la cote 155.00.

Comme dans la variante précédente, la majeure partie du barrage sera fondée dans les alluvions, à l'exception de l'écran en béton et des zones de transition qui seront fondés au minimum 3.0 m dans le rocher. L'écran en béton sera ancré au moyen de plinthe.

Pour s'assurer que les infiltrations ne risquent pas de compromettre la stabilité du barrage dans la zone de la plinthe, les mesures ci- dessous sont envisagées :

- au- dessus de la plinthe sera répandue une couche de matériaux limoneux meubles et par la suite une couche de matériaux argileux des fouilles,
- une zone filtrante qui sera constituée par des matériaux gravelo- sableux est prévue derrière la plinthe ;
- derrière la plinthe sur une longueur voisine de 15 m qui correspond à 1/3 de la hauteur du barrage, seront mis en place des filtres horizontaux constitués de matériaux pour les zones de transition. Ayant en vue les eaux d'infiltration, ces filtres horizontaux ont pour rôle d'assurer la stabilité du rocher en place à la base du barrage.

La coupe transversale typique du barrage de BOU NACHI à écran en béton est figurée en plan n°6.

### II.2.4.3 barrage en béton compacte roule (BCR)

#### II.2.4.3.1 La digue :

Le béton compacte roulé peut être défini comme un type spécial de béton « conventionnel » duquel il diffère par le volume et la nature de liant, puis par le facteur eau - ciment et par la technologie c'est-à-dire la vitesse de la mise en œuvre. A savoir, on entend par béton compacté roulé la confection d'un mélange « sec » d'agrégats et de liants, mis en place par couches de 30 à 60 cm d'épaisseur et compacté au rouleau vibrant. Dans le cas idéal, la confection, le transport, la mise en œuvre et le compactage du béton compacté roulé se feront en continue sur toute la largeur du barrage, ce qui permettra la mise en place d'une nouvelle couche de béton avant la prise de la couche précédente. On entend par mélange »sec« de béton une faible quantité d'eau nécessaire à l'hydratation du ciment et une mise en œuvre du béton efficace sans tassement.

En section transversale, la largeur en crête du barrage sera de 4.0 m, avec les parements amont et aval présentant un fruit 1/0.75.

La coupe géologique établie dans l'axe du barrage a défini la profondeur d'excavation nécessaire sur la longueur du barrage. Il demeure entendu qu'il a été tenu compte du fait que sur le parement aval il sera nécessaire d'empiéter au minimum 2 m sur la zone des marnes situées au-dessous de la couche superficielle de dépôts alluvionnaires. Pour assurer la stabilité indispensable du barrage, le joint de fondation sera incliné à environ 16.5° jusqu'à la zone où sera placée une galerie de drainage et il sera installé le plus profondément à la cote 110.97 (dans la partie non déversant du barrage) ce qui donnera une hauteur maximum au barrage en béton compacté roulé de 63.0 m.

L'étanchéité nécessaire et la protection contre les processus érosifs de l'eau seront réalisées par le revêtement du parement amont et de l'évacuateur de crues en couche de béton conventionnel sur 1 m d'épaisseur et cela parallèlement à la progression des travaux sur la partie centrale du barrage en béton compacté roulé. Le parement aval du barrage sur la partie non déversant sera en gradins. Des drains forés seront exécutés à partir de la galerie de drainage à la cote 112.97. A une hauteur à environ 30 m par rapport à la cote la plus basse du joint de fondation, sera prévue encore une galerie à partir de laquelle seront exécutés les drains forés qui

recevront les eaux d'infiltration éventuelles de façon telle que les sous - pressions au joint de construction du béton compacté roulé seront supprimées.

Le joint de fondation sera exempt de toutes les aspérités par l'exécution d'une couche de béton conventionnel de 2.0 m d'épaisseur avant la mise en œuvre du béton compacté roulé.

La coupe transversale caractéristique du barrage est figurée en plan n°7.

#### **II.12.4 fixation de choix définitif de barrage :**

Les trois types de barrages ont été étudiés pour le site du barrage no. 2 et la crête du barrage calée à la cote 175 (soit à la cote 174,00 pour le barrage en béton compacté roulé) choisi: Il s'agit des variantes mentionnées ci-après :

Variante 1 – Barrage en enrochements à noyau central d'argile

Variante 2 – Barrage en enrochements à écran en béton

Variante 3 – Barrage en béton compacté roulés.

Le devis estimatif des travaux inclut les coûts du génie civil, les frais de fourniture, de transport et de montage des équipements hydromécaniques, mécaniques et électriques, les frais d'expropriations et ceux à titre de détournement des voies de communication, ainsi que les frais du premier établissement. Tous les montants sont évalués sur la base des prix septembre 2008.

Le récapitulatif des coûts des investissements et leur rythme est consigné plus loin dans le tableau 2.1.

Les frais de premier établissement qui comprennent les frais d'études et de reconnaissances, les frais d'études, les frais de surveillance et ceux du Maître de l'ouvrage, pendant le chantier de construction, ont été calculés par l'application des taux, résultant de l'expérience pour les ouvrages similaires, et sont arrêtés à 5% du montant des travaux génie civil et équipements.

Du côté des effets, les volumes d'eau moyens disponibles sont présentés en pied du barrage pour la période d'exploitation de 50 ans.

---

---

On a calculé les prix économiques de l'eau à long terme en pied du barrage par l'utilisation de la valeur du taux d'actualisation compris entre 8% et 12%

(Tableau 2.2).

Le taux d'actualisation de 8% est adopté comme étant celui de référence.

Les deux variantes du barrage en enrochements sont proposées, du point de vue économique, pour l'élaboration suivante, les résultats obtenus étant très approchés.

Le prix économique d'un mètre cube d'eau en pied du barrage pour la variante I est évalué à 13.76 DA/m<sup>3</sup>, et pour la variante II, il est estimé à 12.86 DA/m<sup>3</sup>.

Les principaux indices technico - économiques relatifs aux variantes envisagées pour le barrage de BOU NACHI sont indiqués sur le tableau 2.2 ci-dessous.

**RECAPITULATIF DES COÛTS D'INVESTISSEMENT DU BARRAGE DE BOU NACHI – SITE DU BARRAGE NO. 2 –  
Cote normale de retenue 175**

Sur la base des prix septembre. 2009

(Tableau 2.1)

No.	LIBELLE	VARIANTE 1 Barrage à noyau central d'argile	VARIANTE Barrage à écran en béton	VARIANTE 3 Barrage en béton compacté roulé
<b>I</b>	<b>GENIE CIVIL</b>	207392054	213030854	312724542
I.1	Travaux préalables (10% du (I.2+I.3))	1803409154	1852442004	2719344177
I.2	Travaux génie civil principaux	270511388	277866308	407901623
I.3	Travaux non spécifiés (15% du I.2)	2281312596	2343339090	3439970341
	<b>Total I</b>			
<b>II</b>	<b>EQUIPEMENTS</b>	45768250	45768250	52652400
<b>II.1</b>	<b>Equipements hydromécanique et mécanique</b>	4576825	4576825	5265240
II.1.1	Non spécifié (10%)	17620776.3	17620776.3	20271174
II.1.2	Transport et montage (35%)	67965851.3	67965851.3	78188814
	<b>Total II.1</b>	5144200	5144200	5900700
<b>II.2</b>	<b>Equipement électrique</b>	514420	514420	590070
II.2.1	Non spécifié (10%)	1980517	1980517	2271769.5
II.2.2	Transport et montage (35%)	7639137	7639137	8762539.5
	<b>Total II.2</b>	75604988.3	75604988.3	86951353.5
	<b>Total II</b>	2356917584	2418944079	3526921695
	<b>Total (I+II)</b>	117845906	120947177	176346051
<b>III</b>	<b>FRAIS DE PREMIER ETABLISSEMENT (5% DU I+II)</b>	51063.75	51063.75	51063.75
<b>IV</b>	<b>FRAIS D'EXPROPRIATION</b>	2474814478	2539942320	3703318809
	<b>GRAND TOTAL (I + II + III+IV)</b>			
	<b>PLANNING DE CONSTRUCTION</b>	989925791	1142974063	1481327539
	<b>Année I</b>	989925791	1396968257	2221991270
	<b>Année II</b>	494962896	0	0
	<b>Année III</b>			

## PRINCIPAUX INDICES TECHNIICO- ECONOMIQUES – BARRAGE DE BOU NACHI – SITE DU BARRAGE NO. 2 -

(Tableau 2.2.)

Sur la base des prix : Septembre 2008

PARAMETRES	VARIANTE I	VARIANTE II	VARIANTE III
	<b>Barrage à noyau central d'argile</b>	<b>Barrage à écran en béton</b>	<b>Barrage en béton compacté roulé</b>
<b>COTE DE LA CRETE DU BARRAGE (m)</b>	175	175	174
<b>COTE NORMALE DE RETENUE (m)</b>	172	172	172
<b>VOLUME DE LA RETENUE (mio.m<sup>3</sup>)</b>	23	23	23
<b>VOLUME DE LA TRANCHE UTILE DE LA RETENUE (V<sub>utile</sub>)(mio.m<sup>3</sup>)</b>	19.7	19.7	19.7
<b>QUANTITES D'EAU MOYENNES ANNUELLES VOLUME GARANTI EN PIED DU BARRAGE (10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>/an)</b>  - de 1. à 50. années d'exploitation	19.00	19.00	19.00
<b>COUTS D'INVESTISSEMENTS ( DA)</b>	2474814478	2540949567	3703318809
<b>Génie civil</b>	2281312596	2344268372	3439970341
<b>Equipements hydromécanique et mécanique</b>	67965851.3	67992804	78188814
<b>Equipement électrique</b>	7639137	7642166.4	8762539.5
<b>Frais de premier établissement</b>	117845906	120995141	176346051
<b>Frais d'expropriation</b>	51063.75	51084	51063.75
<b>Coûts d'investissements spécifiques ( DA/m<sup>3</sup> volume de la retenue )</b>	107.423	110.4928	161.1345
<b>PLANNING DE REALISATION</b>	3 années	2 années	2 années
<b>PRIX ECONOMIQUE D'UN METRE CUBE D'EAU EN PIED DU BARRAGE (US\$/m<sup>3</sup>) POUR LES TAUX D'ACTUALISATION :</b>			
8%	13.617	12.8656	18.9125
10%	16.643	15.8928	23.4515
12%	19.669	18.92	27.234

---

Selon la disponibilité des matériaux pour les recharges de la digue et d'après le tableau récapitulatif qui présente les coûts des différentes variantes, on a opté pour une digue à noyau central d'argile.

**Conclusion :**

L'exécution de l'écran à béton comprendra une technologie d'exécution des travaux plus compliquée et plus précise par rapport à celle de l'exécution du barrage à noyau central d'argile.

La réalisation du barrage à écran en béton dépendra peu des conditions climatologiques ; en revanche, la mise en place de l'argile dans le noyau pourra seulement être exécutée en saison sèche qui dure, dans la zone du site d'implantation du barrage de BOU NACHI, à peu près 6 mois.

La solution avec barrage en enrochements à noyau central d'argile est retenue pour l'élaboration suivante dans la présente Etude du fait qu'elle nécessite les moindres investissements engagés dans la construction.

Compte tenu des résultats identiques de l'analyse économique des variantes étudiées pour le barrage en enrochements, il sera important, au niveau de future phase d'études, d'envisager encore une fois le choix du type de barrage en enrochements sur la base des travaux de reconnaissance détaillés, avec pour objectif de déterminer plus précisément les caractéristiques géotechniques des matériaux de construction disponibles et des conditions de leur exploitation et mise en place dans le corps du barrage.

---

# Chapitre 3

## Etude de conception détaillée de la digue

### III.3.1 INTRODUCTION :

Les barrages en terre peuvent être constitués de matériaux de construction de caractéristiques très diverses, à la différence des barrages en béton ou même en enrochements dont les matériaux constitutifs restent contenus dans des fourchettes beaucoup plus étroites.

Le terme terre couvre toute une gamme de matériaux allant de l'argile pure très fine à des éléments très grossiers, dans certains cas même on utilise des roches altérées facilement compactables, tels que les latérites, des schistes et grès tendres...etc.

Le choix du type de barrage se fait en fonction des caractéristiques locales, en particulier de la nature du sol de fondation et de la forme de la vallée, des problèmes de transport d'approvisionnement, de l'extraction des matériaux de construction de leurs zones d'emprunts ainsi que des conditions économiques.

L'étude géologique et géotechnique est la base fondamentale de cette étude, en effet c'est en fonction de la nature du sol de fondation et des matériaux de construction disponibles au voisinage du site du barrage que l'on peut proposer des variantes et en écarter d'autres.

### III.3.2 DIMENSION DE LA DIGUE :

La variante la plus adéquate est une digue à noyau central d'argile et recharges en alluvions.

### III.3.2.1 Hauteur du barrage :

#### III.3.2.1.1 Niveau d'eau du barrage :

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

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

$$N_{PHE} = 173 \text{ m}$$

#### III.3.2.1.2 La revanche :

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

La revanche minimale est donnée par la relation suivante :

$$R = 0.75 H + \frac{V^2}{2g} \text{ (DAVIS)}$$

La hauteur des vagues H est déterminée à l'aide des formules suivantes :

##### ▪ Formule de Stevenson :

Pour un fetch  $F \leq 18 \text{ Km}$ .

$$H = 0.75 + 0.3 \sqrt{F} - 0.26 \sqrt[4]{H} \dots\dots\dots(3.1)$$

$F = 0.55 \text{ Km}$ .

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

##### ▪ Formule de Molitor :

Pour un Fetch  $F \leq 30 \text{ Km}$

$$H = 0.75 + 0.032 \sqrt{UH} - 0.27 \sqrt[4]{H} \dots\dots\dots(3.2)$$

U : vitesse u vent mesurée en Km /h (U = 100 Km /h).

##### ▪ Formule de Mallet – Paquant :

$$H = 0.5 + 0.33 \sqrt{F} \dots\dots\dots(3.3)$$

Les résultats calcul de la hauteur des vagues sont regroupés dans Le tableau *Calcul de la hauteur des vagues*

Formule	H (m)
Stevenson	0.78
Mallet – Paquant.	0.74
Molitor	0.75

On opte par la suite de nos calculs une hauteur de vague  $H = 0.78$  m.

#### - La vitesse de propagation :

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

$$V = 1.50 + 2 H \dots\dots\dots(3.4)$$

H : H hauteur des vagues (m).

$$V = 1.06 \text{ m/s.}$$

Donc la revanche minimale sera :

$$\mathbf{R = 1.76 \text{ m.}}$$

On peut également estimer la revanche par la formule simplifiée :

$$R = 1 + 0.3\sqrt{H}$$

$$\mathbf{R = 1.68 \text{ m.}}$$

Cette valeur est la valeur minimale qu'on peut considérer dans le dimensionnement du barrage (source technique des barrages en aménagement rural).

Toutefois il est prudent d'adopter une valeur minimale de la revanche de 1.5 m pour notre type de barrage alors en prend une revanche de 2 m

### III.3.2.1.3 Cote en crête du barrage :

La cote en crête du barrage est :

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

$N_{cr}$  : La cote en crête (m).

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

R : Revanche en (m).

Donc la cote en crête sera :

$$N_{cr} = 175 \text{ m.}$$

La hauteur de la digue sera

$$H_b = 44.57 \text{ m.}$$

### III.3.2.2 Conception de la crête :

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

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

#### III.3.2.2.1 Largeur en crête :

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

Elle doit également permettre la circulation des engins pour la finition du barrage et éventuellement pour l'entretien ultérieur.

Elle dépend de plusieurs facteurs et notamment des risques de tremblement de barrage et suffisamment faible à travers la barrage lorsque le réservoir est plein.

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

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

$$b_{cr} = 1.65 H_b^{0.5} \dots\dots\dots(3.6)$$

- **Formule de E F Preece:**

$$b_{cr} = 1.1 \sqrt{H} + 1 \dots\dots\dots(3.7)$$

- **Formule pratique:**

$$b_{cr} = 5/3 \sqrt{H} \dots\dots\dots(3.8)$$

- **Formule simplifiée:**

$$b_{cr} = 3.6 \sqrt[3]{H} - 3 \dots\dots\dots(3.9)$$

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

**Tableau.3.1: Calcul de la largeur en crête :**

Formules	b (m)	Valeurs adaptées
Knappen	8.08	8.0
Preece	7.72	
Pratique	7.15	
simplifiée	7.5	

---

Nous adoptons une largeur en crête égale à 8 m.

#### **III.3.2.2.2 Longueur en crête :**

La longueur en crête par rapport à l'axe définitif de la digue est  $L = 706$  m

#### **III.3.2.3 Les pentes du talus**

Pour un barrage à noyau central d'argile on a opté les pentes suivantes :

On prend  $m_1 = 1/2$  et  $m_2 = 1/1.8$

#### **III.3.2.4 Protection des talus**

Les talus d'un barrage sont sensibles à l'érosion due au ruissellement des eaux de pluie, au renard provoqué par le ressuyage des eaux de saturation du barrage, en ce qui concerne le parement amont à l'attaque des vagues ainsi que la vidange rapide.

##### **III.3.2.4.1 Talus aval :**

On prévoit 02 risbermes parallèles à la ligne de crête (avec une légère pente vers la digue pour pouvoir évacuer les eaux de pluie,...), qui interceptent les eaux de ruissellement avant qu'elles ne parviennent au pied de talus avec une vitesse élevée et ont pour rôle aussi pour le passage, stabilité de l'ouvrage et les relaxes piézoélectriques. Pour la saturation du talus et la formation de renards seront évitées grâce au dispositif drainant qui interceptent les eaux de saturation au sein du massif. On fait un enrochement (graviers grossiers) de pierre reposant sur un filtre (lit de gravier et sable) d'épaisseur (2 m).

##### **Remarque :**

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

##### **III.3.2.4.2 Talus amont :**

Il est protégé contre les effets des vidanges rapides, le batillage des vagues et les averses violentes.

On rencontre différents types de protection :

- en béton ;
- en béton armé ;
- asphaltique ;
- en enrochement.

On opte pour un enrochement en vrac, car il présente des avantages tels que :

- l'économie de l'exécution ;
- le court temps d'exécution ;
- Le faible prix

Cette enrochement qui est un revêtement perméable (béton bitumineux ouvert, dallâtes de béton préfabriquées,...) qui repose sur un filtre (couche drainante de gravier et de sable).

Cette protection est destinée à éviter l'érosion des matériaux terreux qui se forme dans la partie supérieure de la retenue, d'autre part le filtre à pour but de faciliter le drainage du massif tout en arrêtant les éléments qui pourraient être entraînés à travers les vides de l'enrochement lors de la vidange.

L'épaisseur du filtre est en fonction de la pente et de l'angle de frottement du matériau constituant la digue.

L'épaisseur de cet enrochement varie de 0,3m à 1,0m à condition que les éléments de celui-ci doivent être valable que 50% des pierres aient un diamètre >20cm et les éléments les plus petits n'ayant pas un diamètre <10cm, et les coefficients d'hétérogénéité ne devra pas dépasser une valeur supérieur à 50 c'est-à-dire  $d_{60}/d_{10} < 50$

La qualité de ces matériaux extraits de la carrière doit répondre aux principaux critères suivants :

- insoluble dans l'eau ;
- avoir une forte résistance au cisaillement ;
- avoir une forte densité.

### III.3.2.5 Diamètre moyen de l'enrochement :

Le diamètre moyen de la pierre réduite en une sphère est déterminé à partir de la formule  
Suivante :

$$D_P \left[ \frac{Q_p}{0,524 \gamma_p} \right]^{1/3}$$

DP : diamètre moyen de la pierre en m.

$\gamma_p$  : Poids volumique de la pierre = 25 KN/m<sup>3</sup>

Q : poids d'une pierre séparée en KN, calculé par l'expression suivant

$$Q = \frac{0,025 \cdot \gamma_p \cdot h^2 \cdot \lambda}{\left( \frac{\gamma_p}{\gamma_w} - 1 \right)^3 \sqrt{1 + m^2}}$$

Avec :

m : pente du talus amont ;

$\lambda$  : Longueur d'onde de la vague en m.

h : hauteur des vagues en m.

$\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau = 10KN/m<sup>3</sup>.

Selon LABZOVSKI

$$h = \beta \cdot h_0, \quad \lambda = \alpha \cdot \lambda_0$$

$\alpha, \beta$  : Coefficients qui sont déterminés graphiquement (voir annexe)

$\lambda_0, h_0$  : Respectivement la hauteur et la longueur calculer en eau profonde, ces expression sont données par :

$$h_0 = 0,073KV \sqrt{F\xi} \dots\dots\dots(3.10)$$

$$\text{Et } \lambda_0 = 0,073V \sqrt{\frac{F}{\xi}} \dots\dots\dots(3.11)$$

$K, \xi$  : des coefficients caractérisant l'intensité d'accroissement de la vague donnée par les relations :

$$K = 1 + e^{0,40 \cdot F/V} \dots\dots\dots(3.12)$$

$$\xi = \frac{1}{9 + 19e^{-14/V}}$$

$$\dots\dots\dots(3.13)$$

F : longueur du fetch

V : Vitesse des vagues en m/s

Avec F= 1,8 Km, V=30 m/s

D'où :

$$K=1,974 \text{ Km}$$

$$\xi = 0.195$$

$$h_0 = 2,56$$

$$\lambda_0 = 6,65 \text{ donc } : h_0 / \lambda_0 = 0,385$$

D'après l'abaque (abaque 01) en détermine  $\beta$  ,  $\alpha$

$$\beta = 0,81$$

$$\alpha = 0,81$$

D'où : h=2,07

$$\lambda = 5,39$$

D'ou le poids d'une pierre :

$$Q = 0.35 \text{ KN}$$

$$DP = 0.40 \text{ m}$$

### III.3.2.6 Détermination de l'épaisseur minimale de la couche d'enrochement (parement en rip-rap)

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

#### La méthode de « T. V.A. » (Tennessee-Valley- Authority)

$$\text{On a : } e = C.V^2$$

**V** : vitesse de propagation des vagues (V= 3,06 m/s) (étude d'optimisation).

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

La valeur de «**C** » est donnée par le tableau 5.2.

**Tableau 3.2 : détermination de coefficient C**

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

Nous obtenons une épaisseur d'enrochement  $e=0.2$  m .

### III.3.2.7 Etanchéité de barrage

Nous avons traité des l'infiltration dans le massif et nous avons montré que ces infiltrations pouvaient, dans certaine conciliation ; créer des renards dangereux pour la stabilité des barrages. Nous avuons également mentionné très brièvement que malgré l'optimisation des débits de fuites, le problème hydrostiques internes reste un problème majeur. L'étude donc des organes d'étanchéité semble très importante.

#### III.3.2.7.1 Choix du système d'étanchéité

Quand le projecteur a fait choix pour un site donné d'un ouvrage du type digue en terre, c'est en ayant constamment à l'esprit les problèmes qu'offre la technique moderne pour se prémunir contre infiltration à travers le massif sont nombreux et l'orsque nous examinons bien le problème nous s'apercevons qu'il existe toujours au moins une bonne solution qui assure l'étanchéité du massif. Nous en reparlerons plus loin. Examinons tout d'abord les différents types d'organes d'étanchéité.

##### III.3.2.7.1.1 Différente types d'organes d'étanchéité

Lorsque la terre n'est pas suffisamment imperméable pour constituer un remblai homogène étanche, il faut équiper le barrage d'un organe d'étanchéité spéciale. Les techniques les plus couramment mises en ouvre (7-37) sont les noyaux en matériaux argileux compactés, en béton bitumineux. il existe néanmoins d'autres techniques telles que : paroi moulée ,chapes et les membranes souples.

#### a) Noyaux

Le type de noyau recommandé est en argile compacté ou en béton bitumineux

- **Noyaux argileux compacté**

Le noyau en matériau compacté, disposé verticalement au centre du barrage ou en position inclinée à l'amont de celui-ci, son épaisseur est de l'ordre de 1/6 de la hauteur de l'ouvrage.

Vers le sommet le noyau doit être monté au dessus des plus hautes eaux et pratiquement, compte tenu des remontées capillaires, jusqu'à la tête du barrage .il doit être protégé de la dessiccation à sa partie supérieure pour éviter toute fissure de retrait qui risquerait de révéler catastrophique. Cette protection peut être par une couche de sable ou de préférence, en traitent le sommet de barrage en chemin avec une chaussée en enrobé bitumineux. Latéralement. Nous disposons de part d'autre noyau de drain filtre, vers l'aval pour rerecueillir les eaux de percolation, vers l'amont pour absorber les eaux de ressuyage après vidange. Vers le bas, il faut assurer la continuité de l'étanchéité en raccordant celle-ci à la fondation imperméable ou au d'étanchéité des fondations.

- **Noyau bitumineux**

L'étanchement des barrages en terre au moyen de noyau bitumineux a pris une très grand importance dans le monde entier et dent tout les zones climatiques ;cet élément au d'étanchéité (mieux que la plut part des autres)satisfait, en effet, aux exigences de sécurité les plus strictes grâce à sa déformation, sa bonne résistance à l'érosion et au vieillissement, et surtout grâce au monde de construction sans joints.

## **b) Masque amont**

Ils sont prévus en béton de ciment, en acier, en terre et en béton bitumineux

- **Masque en béton de ciment**

La dalle doit posséder des joints de construction, du fait du retrait, que l'on munit de lames d'étanchéité.ces joints sont respectivement parallèle et perpendiculaires aux lignes de plus grande penta du talus, ces dernières étant nécessaire pour diminuer l'importance des efforts de flexion.

- **Masque en acier**

En raison de la grande déformabilité allée et une étanchéité parfaite de l'acier celui-ci constitue un matériau techniquement à peu près parfait pour une macque amont. L'inconvénient en est généralement une question de cout.

#### ▪ Masque en terre

Au moyen de terre argileuse compactée, nous pouvons réaliser une étanchéité convenable, avec des épaisse des qui son des caractéristiques de perméabilité du matériau dont on dispose.

### III.3.3 Dimensionnement du noyau

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

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

$$j = \frac{\Delta H}{b_{moy}} \leq I_{adm} \dots\dots\dots(3.14)$$

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

**Tableau 3.3 : Le tableau suivant nous donne les valeurs.**

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

Notre barrage appartient à la III<sup>ème</sup> classe alors on prend  $I_{adm} = 1.80$ .

$$\Delta H = h_2 - h_1.$$

Pour éviter tout risque de siphonage par-dessus de la crête du noyau du au phénomène de capillarité on fait monter le noyau au dessus de la cote des plus hautes eaux de 1 m et de le faire positionner à 1 m plus bas de la crête du barrage. il est nécessaire de descendre le noyau jusqu'au substratum pour permettre une bonne étanchéité du lac.

La largeur en crête minimale du noyau est :

$$L_{min} = 1/6 H_b.$$

$$L_{min} = 7.67 \text{ m.}$$

On adopte pour  **$L_n = 8 \text{ m.}$**

- La pente des talus amont et aval du noyau sont  $m = 0.2$ .
- Le noyau est encre dans le substratum d'une profondeur égale à 8.06 m.
- La pente dans la clé d'étanchéité est  $m = 1$ .
- De la hauteur du noyau on tire la largeur à la base du noyau.

La hauteur du noyau est :

$$H_n = H_b - 1.0$$

$$H_n = 46.07 - 1.0 = 45.07 \text{ m.}$$

La largeur à la base du noyau est :

$$L_{base} = 2 m H_n + 4.$$

$$\mathbf{L_{base} = 35.13 \text{ m.}}$$

La profondeur du noyau dans la para fouille est de :

$$H_p = H_f + H_a.$$

Ou :

$H_p$  : profondeur du para fouille (m)

$H_f$  : profondeur de la fondation ( $H_f = 8.06$  m)

$H_a$  : profondeur d'encrage du noyau dans le substratum) ( $H_a = 1.50$  m)

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

$$\frac{\Delta H}{b_{base}} < I_{adm}$$

Ou :

$\Delta H$  : est la charge d'eau

$$\Delta H = H_1 - H_2$$

$H_1$  : hauteur d'eau correspondent au NNE

$H_2$  : hauteur a l'aval du barrage

Donc :  $\Delta H = 24m$

Le gradient admissible pour notre cas est égal à 1.8 m.

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

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

$$b_{base} = 13.33 \text{ m}$$

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

$b_{base} > b_{adm}$  ( $31.84 > 13.33$ )

La largeur moyenne du noyau est

$$b_{moy} = \frac{b_{crete} + b_{base}}{2}$$

$b_{moy} = 22.58$  m et puis  $l = 0.39$

Donc  $l < l_{adm}$   $1.06 < 1.8$

### III.3.4. Fondation :

L'exigence essentielle pour la fondation d'un barrage c'est de garantir un support stable pour le remblai sous toutes les conditions de saturation des charges et d'assurer une résistance suffisante à l'infiltration, les renards et les pertes d'eau

#### III.3.4.1 Calcul de la stabilité de la fondation :

La charge due a la digue set :

$$S = \gamma \frac{h_1^2 - h_2^2}{2} \text{tg}^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad \text{Ou :}$$

$$\gamma = 1.81 \text{ t/m}^3$$

$$h_1 = H_b + H_f = 54.13 \text{ m}$$

$$h_2 = H_f = 8.06 \text{ m}$$

$\Phi$  : Angle de frottement interne ( $\Phi = 1$ )

$$\mathbf{S = 2503.98 \text{ t}}$$

La charge moyenne s'exerçant sur la fondation est  $S_a = \frac{S}{b}$

$$\mathbf{S_a = 3.002 \text{ t}}$$

b : étant l'emprise amont égale a : 834 m

La charge maximale est égale a :

$$S_{a.\max} = 1.40 S_a \quad \text{d'où :} \quad \mathbf{S_{a.\max} = 4.20 \text{ t}}$$

La charge maximale probable suit la loi suivante :  $S_{\max} = C + \gamma \cdot \text{tg} \Phi$

$$\mathbf{S_{\max} = 20.93 \text{ t}}$$

Le facteur de sécurité s'obtient par un rapport entre la charge maximale probable est la charge maximale admissible

$$F_s \geq 1.5$$

$$F_s = \frac{S_{\max}}{S_{a.\max}} \quad F_s = 4.98 > 1.5$$

### III.3.4.2 Stabilité mécanique de la fondation en rupture plane :

On considère que quelque part dans notre fondation du barrage il existe des zones plus molles. Ces zones affectent la forme des couches horizontales qui créent ainsi des plans de glissement privilégiés, dans ce cas on évalue le coefficient de sécurité à la rupture par glissement de cette zone.

La partie aval du massif exerce une poussée P sur la partie amont du massif.

P : se calcul à l'aide de la formule suivante :

$$P = \frac{1}{2} \gamma \cdot h^2 \cdot g^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$\gamma$  = poids volumique de la terre

$$\gamma = 1.81 \text{ t/m}^3$$

h : hauteur de la terre au dessus de la couche molle h = 31.40 m

$\varphi$  = angle de frottement de la terre ( $\varphi = 16^\circ$ )

$$P = 517.53 \text{ t}$$

Sous la poussée P s'oppose la cohésion le long de DB. Et la résistance en butée B le long de DC

La force de cohésion est égale à :

$$T = L \cdot C \quad (C : 5.1 \text{ t/m}^2)$$

L : longueur de la projection horizontale du talus amont L=92.95m

$$\text{D'où} \quad T = 474.05 \text{ t/m}$$

La butée B se calcule par la formule suivante :

$$B = \frac{1}{2} \gamma \cdot h^2 \cdot \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$$

D'où **B=1570.44t**

Le coefficient de sécurité est donné par la formule suivante

$$F = \frac{B + Lc}{P} \geq 1.5$$

**F=3.95 ≥ 1.5**

Comme la condition est vérifiée il n'y aura pas de rupture plane

### III.3.4.3 Le tassement :

Le tassement total c'est le tassement de la digue augmenté du tassement de la fondation.

Pour notre ouvrage qui est considéré comme étant un petit barrage supposé bien compacté, le tassement du massif de la digue est faible voire nul.

(Source : Technique des barrages en aménagement rural).

Le tassement de la fondation est un tassement de consolidation qu'on peut évaluer en découpant fictivement la fondation en tranches horizontales d'épaisseur H chaque tranche d'épaisseur H se tasse sous le poids de la digue.

La couche d'épaisseur H se tasse d'une valeur :

$$\Delta H = \frac{H \Delta e}{1 + e_0}$$

$\Delta e$  : Variation d'indice des résultants de l'accroissement  $\Delta \sigma$  des contraintes

**$\Delta e = 0.04$**

$e_0$  : indice de vide initial du terrain  $e_0 = 0.60$

La fondation a une épaisseur de 8.06m donc elle peut être découpée en 8 tranches horizontales de 1m  $\Delta H = 0.025m$

Le tassement total éventuel peut être égal à :

$$\Delta H_t = 8. \Delta H = 0.2 \text{ m}$$

Ce tassement est infiniment négligeable pour une hauteur de digue de 46.07m

### III.3.6 Dispositif des drains et filtres

#### III.3.6.1 Rôle des filtres et drains :

L'eau s'infiltré dans le massif du barrage et à travers les fondations du fait de la charge hydraulique à l'amont du barrage.

Le choix des matériaux de construction et de l'emplacement de la digue aura été fait de tel sorte que les débits d'infiltrations soit négligeables, toutes fois, ceux-ci ne sont jamais nuls, et il est important de s'assurer que les urgences à l'aval des eaux infiltrées ne naissent pas la stabilité du barrage.

Pour ce qu'il, faut d'une part que ses eaux nous causent des destructions locales en entraînant des particules de terre du talus aval, d'autre part les sous pressions en aval tendent à soulever le pied de la digue.

Vu notre situation ; il faudrait un tapis filtrant, drain de pied, un drain vertical et une tranchée drainante. et tapis filtrant est formé d'une où plusieurs couches de matériaux. Chaque couche jouant le rôle d'un filtre vis-à-vis de la précédente. Ce rôle est de laisser passer l'eau sans entraîner des particules, soit de la couche précédente, soit de terrain ou de la digue pour la première. Si les vides d'une couche sont beaucoup plus gros que les grains fins de la précédente, ces derniers risquent d'être entraînés à l'aval. S'ils sont de même ordre de grandeur, il y a risque de colmatage, et le filtre ne joue plus son rôle.

La granulométrie de chaque couche ne peut être donc quelconque. Les règles appliquées sont assez différentes dans le détail, mais donnent des résultats satisfaisants. Ce tapis est constitué de gravier perméable.

En ce qui concerne la qualité des matériaux, les principaux essais, outre la granulométrie, sont :

- Mesure du coefficient de friabilité des sables.
- Essai Los Angeles (chocs) et l'essai Micro-Deval (usure) pour les graviers.
- Equivalent de sable (la présence d'argile peut entraîner une cohésion et donc la fissuration du matériau).
- Les matériaux calcaires sont à éviter pour les organes de drainage.

Les prismes de drainages permettent de :

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

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

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

### III.3.6.2 Les drains :

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

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

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

#### III.3.6.2.1 Dimensionnement du Drain tapis

$$L_d = 1/4 L_b$$

$L_d$  : longueur du drain tapis en m

$L_b$  : largeur transversale du barrage ( $L_b=169.91$ )

On trouve  $L=37.58m$

On prend  $L_d=38$  m

### III.3.6.2 Dimensionnement de prisme

#### - Hauteur

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

$h_b$  : Hauteur du barrage ( $h_b=46.07$ m)

On prend  $h_{dr} = 0.26h_b$

Ce qui nous donne  **$h_{dr}=12$ m**

#### - Largeur en crête

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

#### - Fruits des talus :

$$m_1 = (1 - 2.5) \text{ on prend } m_1 = 2.5$$

$$m_2 = (1.15 - 2.5) \text{ on prend } m_2 = 1.8$$

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

Ce qui donne  **$b_{dr}=6$ m**

Pour l'économie a mi – hauteur du barrage sera réalisé un drain de 2 m d'épaisseur, constitué de matériaux filtrants graveleux. Le rôle de ce drain sera de garantir, en cas de variations plus importantes du niveau du plan d'eau, un drainage rapide de la recharge amont. Le parement aval présentera un fruit supposé de 1/1

### III.3.6.3 Filtres :

Les filtres sont une succession de couches de granulométrie très variée .Ils peuvent être situés :

- Au pied aval du barrage

- Au contact fondation digue
- Comme zone de transition entre le noyau et les recharges
- Entre la protection du talus amont et la recharge

Nous utilisons le critère de TERZAGUI  $\frac{d_{15}}{d_{85}} < 4$

$d_{15}$  : diamètre des particules du sol protégé correspondent à 15%

$d_{85}$  : diamètre des particules du sol protégé correspondent à 85%

$d_{15}$ ,  $d_{85}$  sont déterminés d'après les courbes granulométriques

▪ **Vérification du contact entre le noyau et corps du barrage**

$D_{r15}$  : diamètre des particules des recharges correspondant à 15%

$D_{n85}$  : diamètre des particules du corps de noyau correspondant à 85%

$$\frac{D_{r15}}{D_{n85}} = 5 > 4$$

$D_{r15} = 0.05 \text{ mm}$

$D_{n85} = 0.01 \text{ mm}$

La condition de TERZAGUI n'est pas vérifiée, donc il y a un risque d'avoir une érosion interne du noyau, on prévoit alors une couche de filtre d'épaisseur 3m de sable fin et autre de 3m de gravie, qui assurera une transition d'infiltration sans déformation

Pour cela on calcule le diamètre des particules du filtre correspondant à 15%

$$\frac{D_{15}^f}{D_{n85}} < 4$$

$$\text{D'où } D_{15}^f \leq 4 d_{n85}$$

$D_{15}^f \leq 4$  qui représente une couche de sable fin.

▪ **Vérification de la condition de TERZAGUI pour le contact (recharge-  
enrochement) :**

D'après TERZAGUI les conditions à respecter sont :

$$\frac{F_{15}}{S_{85}} < 4 \text{ ou } 5 \quad S_{15} = 0.05 \text{ mm} \quad F_{15} \geq 0.25$$

$$\frac{F_{15}}{S_{15}} > 4 \text{ ou } 5 \quad S_{85} = 1 \text{ mm} \quad F_{15} \leq 5$$

$F_x$  et  $S_x$  sont les dimensions des grains de filtre du matériau de base sur la courbe granulométrique correspondante au point d'ordonnée X%.

$$\frac{F_{15}}{S_{85}} < 4 \text{ ou } 5 \quad \text{Donc} \quad F_{15} < 5 S_{85}.$$

$$\frac{F_{15}}{S_{15}} > 4 \text{ ou } 5 \quad \text{Donc :} \quad F_{15} > 5 S_{15}$$

D'après les courbes granulométriques figurant en annexes on a :

$$S_{15} = 0.05 \text{ mm} \quad F_{15} \geq 0.25$$

$$S_{85} = 1 \text{ mm} \quad F_{15} \leq 5$$

On désigne le fuseau du matériau protégeant des valeurs  $S_{85}$  et  $S_{15}$  qui doit être à peu près parallèle à la courbe granulométrique du matériau de base, puis on prend une courbe moyenne intermédiaire pour le filtre.

Donc pour la première couche de transition le fuseau est comme suit :

$$0.25 \text{ mm} \leq F_{15} \leq 5 \text{ mm}.$$

Pour la deuxième couche, le sol protégé de base deviendra la première couche de filtre d'où on aura :

$$1.25 \text{ mm} \leq F_{15} \leq 50 \text{ mm}.$$

---

D'après le fuseau tracé précédemment on a :

$$S_{15} = 0.25 \text{ mm } F_{15} = 1.25$$

$$S_{85} = 10 \text{ mm } F_{15} \leq 50 \text{ mm}$$

Alors la deuxième couche de texture sable graveleuse est de granulométrie :

$$1.25 \text{ mm} \leq F_{15} \leq 50 \text{ mm}.$$

Donc les deux couches de transitions de 3 m d'épaisseur pour chacune sont à réaliser entre le revêtement des talus amont et aval et le corps du barrage ainsi qu'entre le corps du barrage et les drains.

---

---

## Chapitre 4 :Etude d'infiltration

### II.4.1 Introduction

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

Les infiltrations qui se produisent à travers le corps du barrage et ses fondations doivent être considérées sous deux aspects différents, d'une part elles réduisent le volume emmagasiné, d'autre part elles peuvent compromettre la stabilité de l'ouvrage sous l'influence des renards qui est un processus d'érosion régressive souterraine et l'eau s'infiltrant sous une certaine pression permet l'apparition de cheminements à travers la digue ou la fondation avec entraînement des particules fines et des pressions de filtration.

Les méthodes hydrauliques sont largement utilisées dont les quelles on considère l'écoulement souterrain stabilisé en cas de problème plan.

Ces méthodes permettent de déterminer la position de la ligne phréatique, les débits de fuite à travers et la fondation du barrage ;les valeurs moyennes de vitesse et le gradient de filtration.

Dans cette méthode il est nécessaire de déterminer le tracé de la ligne phréatique pour estimer le débit de fuite à travers le barrage ; et apprécier les risques d'émergence de l'eau pratiquement dangereux le long de talus aval. Ce tracé est effectué à partir du cas théorique simple ; étudié par KOZENY

### II.4.2 Calcul d'infiltration du barrage a noyau centrale d'argile :

Pour le calcul d'infiltration (ligne de saturation et débit qui travers le massif) on utilise la méthode virtuelle dont la quelle le noyau avec ses dimensions donnée et un

---

coefficient de perméabilité  $k_n$  donnée et remplacé par un noyau de forme prismatique avec un coefficient de perméabilité  $k_c$ . le barrage est donc traité comme un barrage homogène équivalent propriété d'infiltration.

L'ordre de calcul est le suivant :

1. On détermine l'épaisseur moyenne de calcul :

$$\delta_m = (\delta_1 + \delta_2) / 2$$

2. On détermine l'épaisseur virtuelle du noyau esquivant :

$$L_{vn} = \frac{\delta_m k_c}{k_n}$$

3. On calcule l'épaisseur virtuelle en crête du barrage :

$$b_{v.cr} = b_{cr} + L_{v.n} - \delta_m$$

4. La suite le calcul est effectué comme pour un barrage homogène avec ou sans drainage.

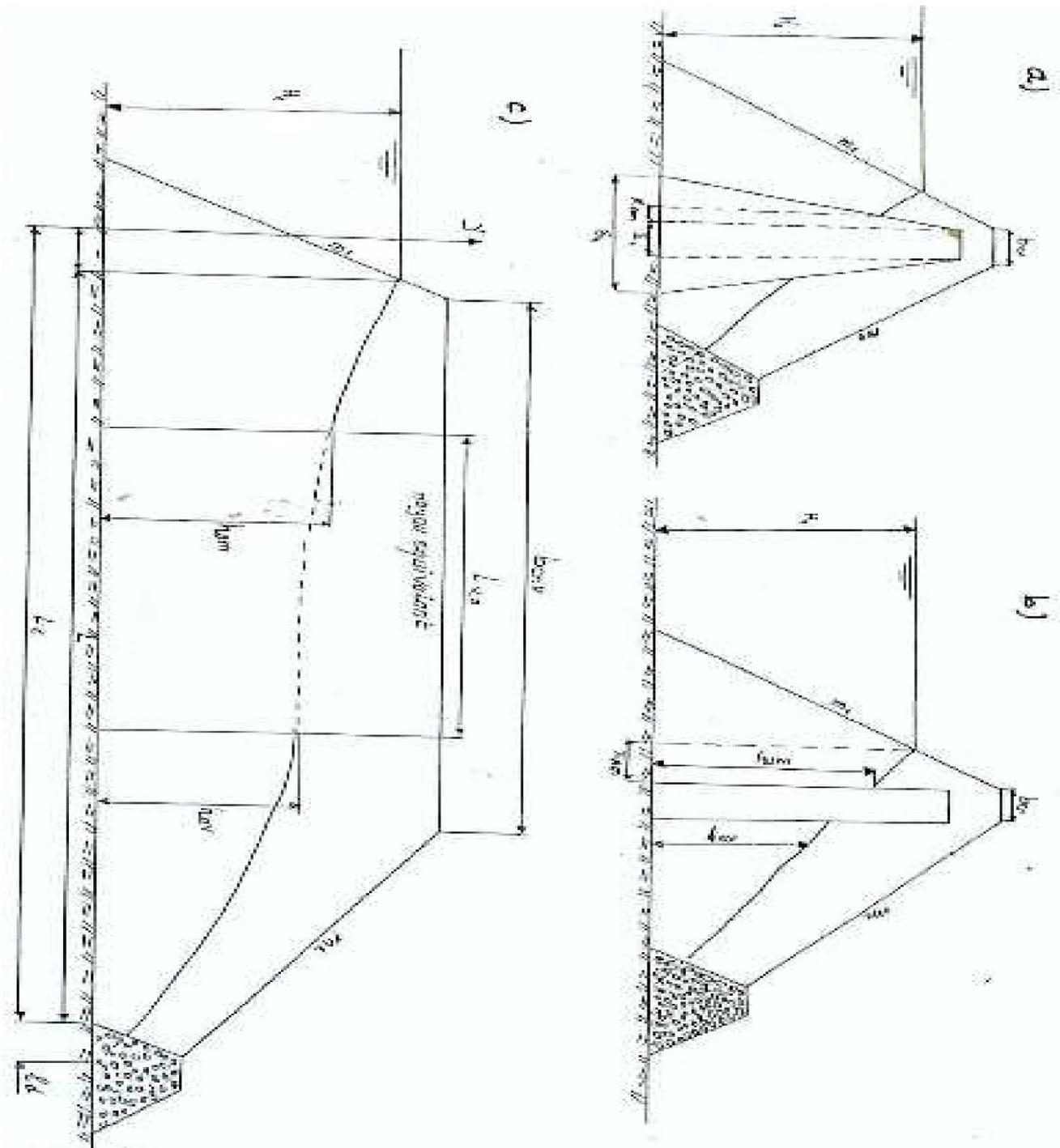
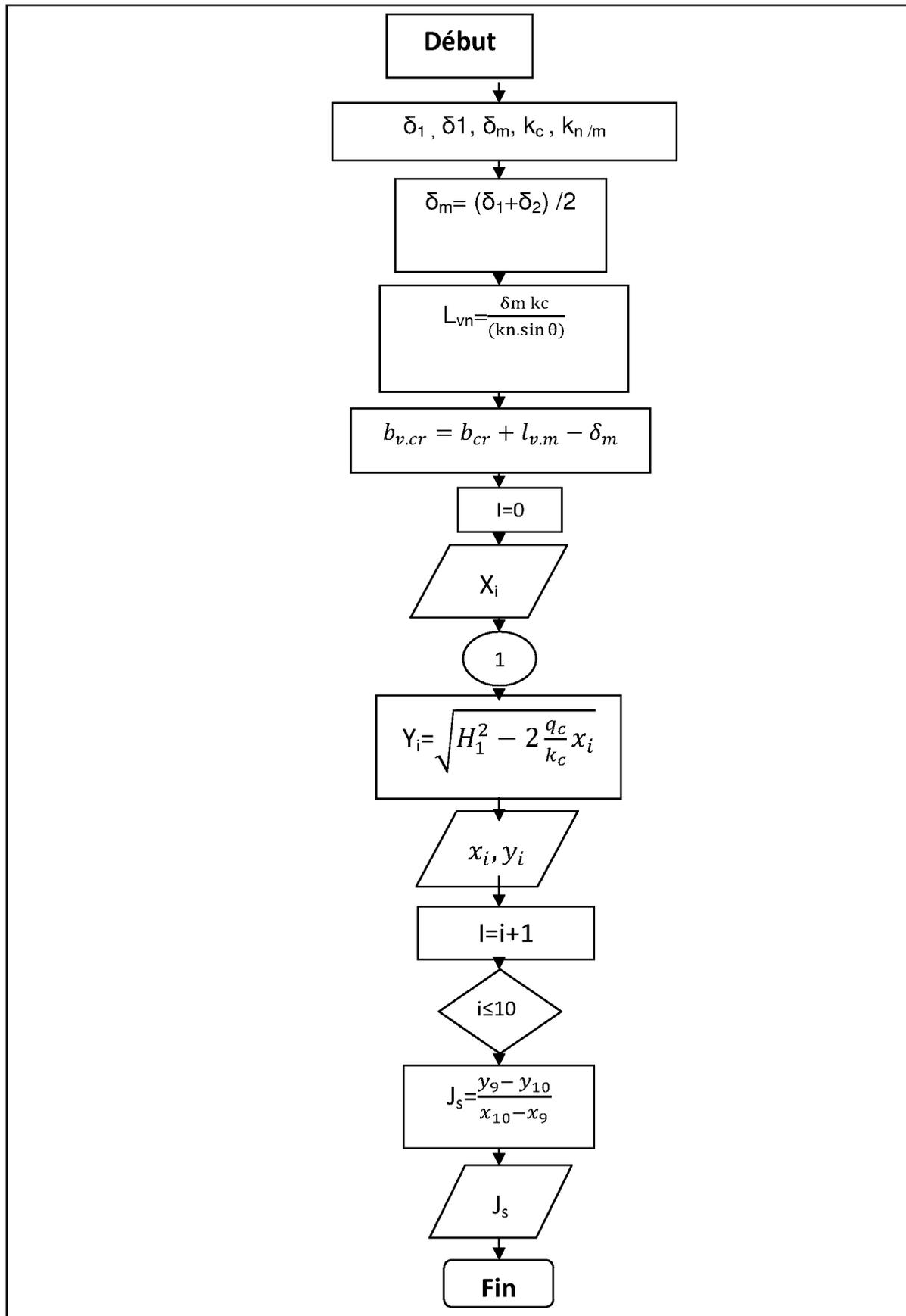


Fig 4.1 schéma de calcul d'infiltration dans les barrages en terre

a- donnée ; b- de réduction ; c- de calcul.

### II.4.3 Organigramme de calcul de l'infiltration à travers les barrages à noyau central d'argile



**Remarque :**

L'organigramme de calcul d'infiltration ayant pour but de faciliter la programmation des résultats convenables de barrage.

**II.4.4 calcul d'infiltration d'un barrage à noyau par la méthode de KOZENY****II.4.4.1 Hypothèses de calcul de la ligne de saturation :**

Il s'agit tout d'abord de déterminer la ligne de saturation dont le calcul suppose les hypothèses suivantes :

- Que le sol est homogène et isotrope. C'est-à-dire que la perméabilité horizontale est identique à celle verticale.
- Que la ligne de saturation suit la loi de la parabole de KOZENY.
- Que le calcul se fera pour la section critique de la digue.

La parabole de la courbe de KOZENY. S'écrit comme suit

$$(X + Y_0)^2 = X^2 + Y^2 \dots\dots\dots (4.1)$$

$$Y_0 = \sqrt{H^2 + d^2} - d \dots\dots\dots (4.2)$$

Avec :

d : Largeur en base du noyau diminuée de 0.7b (d = 68.94 m).

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont (b = 98.48 m).

(Déterminé graphiquement).

h : La hauteur d'eau en amont (h = 41.56 m).

On trouve  $Y_0 = 11.56$  m.

La ligne de saturation coupe le talus aval en « C<sub>0</sub> » à une distance de (a + Δa) du point d'intersection de la parabole de KOZENY. Avec le talus aval du noyau.

Pour obtenir la ligne de saturation à partir de la parabole de KOZENY. On raccorde celui-ci au point B du plan d'eau amont par une courbe normale au parement amont en B et tangente à la parabole.

L'équation de la parabole s'écrit :

$$Y^2 = 23.12X + 133.63$$

**Tab.4.1 : de la ligne de saturation :**

X (m)	Y (m)
0	11.56
10	19.10
20	24.41
30	28.76
40	32.53
50	35.91
60	39.00
69	41.58

Le point d'intersection de la face avale du noyau est déterminé par l'équation polaire de cette parabole.

$$\frac{\Delta a}{a + \Delta a}$$

$$a + \Delta a = \frac{Y_0}{1 - \cos \alpha}$$

$\alpha$  : C'est l'angle de face aval du noyau avec l'horizontale.

$$a + \Delta a = 18.13 \text{ m} \quad \text{d'ou : } \Delta a = 1.56 \text{ m. et } a = 16.57 \text{ m}$$

$$\frac{\Delta a}{a + \Delta a} = 0.086$$

A partir de l'abaque de CAZAGRANDE on détermine « C ».

On a :  $\alpha = 68.75^\circ$  et

$$\frac{\Delta a}{a + \Delta a} = 0.086$$

Donc d'après l'abaque de CAZAGRANDE on trouve :  $C = 157$ .

La ligne de saturation par la méthode de KOZENY est représenté dans Le plan n°8

#### II.4.5 Calcul du débit de fuite à travers le noyau :

Le débit de fuite à travers le noyau est déterminé par la formule suivante :

$$q_n = K_n Z_0 \dots \dots \dots (4.3)$$

Avec :

$$Z_0 = (\sqrt{h^2 + d^2} - d).$$

$q_n$  : Débit d'infiltration en ( $m^3/s \cdot ml$ ).

$K_n$  : Coefficient de perméabilité du noyau en (m/s).

$Z_0 = Y_0 = 11.56$  m.

$K_n = 1,9 \cdot 10^{-9}$  m/s

$$q_n = 2.196 \cdot 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s/ ml}$$

#### II.4.6 Calcul du débit de fuite à travers la fondation :

Dans ce cas, on considère le débit de fuite à travers la clé d'étanchéité donné par la formule :

$$q_p = K_p \frac{H_1^2 - h_1^2}{S_p} P \dots\dots\dots (4.4)$$

$K_p$  : Coefficient de perméabilité de la parafouille ( $K_p = 5.7 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$ )

$H_1$  : Charge d'eau à l'amont  $H_1 = 41.57 \text{ m}$ .

$S_p$  : Distance moyenne de la parafouille.  $S_p = 39.59 \text{ m}$ .

$P$  : Profondeur de la parafouille ( $P = 1.5 \text{ m}$ ).

$h_1$  : Niveau d'eau amont de la ligne de saturation dans la recharge donné par la relation :

$$h_1 = \sqrt{2LY_0 \frac{K_n}{K_r} + h_0^2} \dots\dots\dots (4.5)$$

$h_0$  : Niveau d'eau à l'aval.  $H = 0 \text{ m}$ .

$y_0$  : Ordonnée de la parabole théorique ( $y_0 = 11.56 \text{ m}$ ).

$L$  : longueur du massif ( $L = 172 \text{ m}$ ).

$K_n$  : Coefficient de perméabilité du noyau  $K_n = 1.9 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$ .

$K_r$  : Coefficient de perméabilité de la recharge  $K_r = 5.7 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$

On trouve :  **$h_1 = 36.40 \text{ m}$** .

Donc le débit de fuite à travers la fondation sera :

$$q_p = 3.65 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}/\text{ml}.$$

#### II.4.6.1 Débit total d'infiltration :

Le débit partiel d'infiltration et le débit à travers le noyau et la recharge est donné par :

$$q_T = q_n + q_p$$

$$\text{On trouve } q_T = 3.87 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s/ml.}$$

$$\text{Alors le débit total sera } Q = q_r \cdot L$$

L : longueur en crête du barrage L = 707 m.

$$\text{Ce qui donne la valeur de } Q = 2.74 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s.}$$

#### II.4.6.2 Epaisseur du tapis filtrant :

L'épaisseur du tapis filtrant sera telle que la capacité de filtre soit supérieure de deux fois la capacité qui traverse le barrage, elle doit être suffisante pour rendre l'exécution possible sur le chantier :

$$e = \sqrt{\frac{qL}{K}} \dots\dots\dots(4.6)$$

L : largeur du tapis filtrant L = 56m.

K : Coefficient de perméabilité du drain K =  $1.06 \cdot 10^{-4}$  m/s.

q : Débit de fuite à travers le corps du barrage qui sera calculé par la formule suivante :

$$q = K_r \frac{H_1^2 - h_1^2}{2L} \dots\dots\dots(4.7)$$

$K_r$  : Coefficient de perméabilité des recharges ( $K_r = 5.7 \cdot 10^{-9}$  m/s).

$H_1$  : Charge d'eau amont (41.57 m).

L : longueur du massif aval (L=79 m)

$h_1$  : Niveau d'eau amont de la ligne de saturation dans les recharges.

On trouve  $q = 3.94.10^{-10} \text{ m}^2/\text{s/ml}$ .

$$e = 0.2 \text{ m.}$$

Pour des raisons de sécurité et de construction il sera préférable d'avoir une épaisseur plus grande à fin de pouvoir évacuer les eaux provenant des nappes souterraines ainsi on prendra une épaisseur de 0.6 m.

#### 2.4.7 Vérification de la résistance à l'infiltration des sols du corps et de la fondation :

##### ▪ Corps du barrage :

La vérification de la résistance d'infiltration dans le corps du barrage est effectuée d'après la condition :

$$I = \frac{\Delta H}{\delta_m} \leq I_{adm} \dots\dots\dots (4.8)$$

$\delta_m$  : largeur moyenne du noyau  $\delta_m = 22.58 \text{ m}$ .

$\Delta H$  : Perte de charge dans le noyau  $\Delta H = 24 \text{ m}$

$I$  : Gradient hydraulique admissible tiré du tableau ( $I_{adm} = 1.25$ )

On trouve  $I = 1.06 < 1.25$  Donc la condition est vérifiée.

La résistance à l'infiltration à travers le barrage est assurée.

##### ▪ Fondation du barrage :

Cette vérification s'effectue en utilisant l'expression suivante :

$$J_f \leq \frac{J_{cr}}{K_s} \dots\dots\dots (4.9)$$

$J_{cr}$ : Gradient d'infiltration critique qui est déterminé en fonction du type de sol de fondation d'après le tableau ci-dessous.\*

**Tableau 4.2 : détermination du gradient d'infiltration admissible :**

Sol de fondation	$J_{cr}$
Argile	1.2
Limon	0.62
Sable moyen	0.38
Sable gros	0.45
Sable fin	0.29

$K_s$  : Coefficient de sécurité déterminé en fonction de la classe du barrage d'après le tableau suivant :

**Tableau 4.3 : Détermination du coefficient de sécurité :**

Classe du barrage	I	II	III	IV
$K_s$	1.25	2	1.15	0.29

$J_f$  : Gradient d'infiltration dans la fondation dans du barrage déterminé par la formule suivante :

$$J_f = \frac{\Delta H}{L + 0.88T_c} \leq \frac{I_{cr}}{K_s} \dots\dots\dots (4.10)$$

$T_c$  : Profondeur de calcul de la zone d'infiltration

$$T_c = T_{réel} \text{ si } T_{réel} \leq T_{ac}$$

$$T_c = T_{ac} \text{ si } T_{réel} > T_{ac}$$

$T_{réel}$  : profondeur de la couche imperméable ;

$T_{ac}$  : profondeur de la zone active.

$T_{réel} = 8.06$  m ;  $T_{ac} = 9.56$  m ; on voit bien que  $T_{réel} \leq T_{ac}$  donc  $T_c = T_{réel} = 8.06$  m

L : Largeur du barrage à la base L = 172 m.

$\Delta H$  : La différence du niveau d'eau à l'amont et à l'aval ( $\Delta H = 24$  m)

Pour notre barrage, il appartient à l'IIème classe ce qui donne ( $K_s = 2$ )

La fondation marneuse argileuse Donc  $J_{cr} = 1.2$ .

Pour cela on trouve

$$J_f = \frac{24}{172 + 0.88 \cdot 8.06} = 0.134 < 0.6$$

La condition est vérifiée, la résistance d'infiltration à travers les fondations est assurée



---

# Chapitre 5

## Etude de stabilité

### II.5.1 Définition générale

La stabilité d'un talus est définie par la valeur du coefficient de sécurité. Cette valeur exprime la magnitude dans laquelle on peut réduire la résistance au cisaillement du sol pour que le glissement se produise le long de la surface la plus défavorable. Le résultat final du coefficient de sécurité dépend de:

- a. Les paramètres mécaniques du sol, obtenus pour l'investigation géotechniques, représentant les états de charge nécessaires à étudier tout en concevant le talus.
- b. La méthode de calcul de stabilité utilisée dans l'examen du facteur de sécurité.
- c. L'approximation avec laquelle on définissent les valeurs des pressions interstitielles (pressions des pores) et leur mode d'utilisation dans la méthode d'analyse de la stabilité choisie.

Le calcul de stabilité du talus est effectué dans le but de déterminer le coefficient de sécurité minimal qui garantie le bon fonctionnement de l'ouvrage et qui reste le plus économique.

Parmi toutes les méthodes possibles, nous indiquerons les méthodes des tranches à base non circulaire (Janbu, 1957); la méthode de la Cale ou glissement plan (Coulomb); les solutions approximatives (Bishop et Morgenstem, 1960); l'analyse de stabilité tridimensionnelle, etc. Dans le cas des retenues collinaires, on recommande la méthode des tranches à base circulaire. La stabilité des talus est analysée pour les états de charge suivants ou étapes de réalisation de l'ouvrage:

1. Fin de construction.
2. Opération ou exploitation (barrage plein).
3. Vidange rapide.

Pour chacun des états de charge, il est nécessaire d'obtenir les paramètres de résistance au cisaillement des sols ( $C$  et  $\Phi$ ) à partir d'essais de laboratoire adéquats qui reproduisent l'état de charge auquel est soumis l'ouvrage durant sa réalisation et exploitation. On peut dire que les essais de cisaillements directs sont assez suffisants pour la conception de ce type d'ouvrages, à l'exception de certains cas où les caractéristiques complexes de l'ouvrage ou de la fondation requièrent l'utilisation des essais triaxiaux pour obtenir une plus grande précision. On recommande de consulter la procédure méthodologique pour les études géologiques de l'ingénieur élaborée à ce propos comme une partie du projet de standardisation.

Ensuite on propose des recommandations pour chaque étape.

### II.5.1.1 Fin de construction

L'état de charge "fin de construction" se produit dans la digue et dans sa fondation après que la digue a été rapidement remblayée et ce dernier n'est pas capable de dissiper l'excès de pression interstitielle produit par l'accroissement brusque des contraintes totales qu'entraîne le processus de réalisation. Dans ce cas, il peut se produire un glissement du talus à cause de la diminution de la résistance au cisaillement.

Dans les retenues collinaires et petits barrages avec des hauteurs de la digue jusqu'à 15 m, et en présence des matériaux argileux (sols avec  $C_v \leq 10^7$  cm<sup>2</sup>/an et degré de saturation  $S_r > 85$  %), c'est à dire, *condition imperméable*, on recommande d'analyser le talus en aval parce qu'il est généralement plus abrupt que le talus en amont. Les paramètres  $C$  et  $\Phi$  peuvent être obtenus à partir de l'essai de résistance au cisaillement à court terme, non drainé, sur consolidé, non saturé (UU); le calcul sera fait à partir des contraintes totales. En présence des matériaux non argileux (sols avec  $C_v \leq 10^7$  cm<sup>2</sup>/an et degré de saturation  $S_r < 85$  %), c'est à dire, *condition perméable*, on recommande d'obtenir les paramètres  $C$  et  $\Phi$  à partir de l'essai de résistance au cisaillement à long terme, sur consolidé, saturé et drainé.

### **II.5.1.2 Opération ou exploitation (barrage plein)**

L'état de charge "opération ou exploitation" se produit dans la digue et la fondation une fois que la digue a été terminée, a passé ensuite un temps appréciable depuis son arrêt et se sont dissipées les pressions de pores de consolidation apparues pendant la construction; en outre, le réseau d'écoulement est formé à travers le corps de la digue et de la fondation.

Le calcul de stabilité se fait en tenant compte les contraintes effectives, le talus à étudier en aval est le plus défavorable et les paramètres  $C$  et  $\Phi$ , quelque soit la condition de perméabilité du matériau de construction, peuvent être obtenus à partir de l'essai de résistance au cisaillement à long terme, sur consolidé, saturé et drainé. Les pressions de pores sont obtenues à partir du réseau de flux et le dessin de la ligne de courant supérieur en accord avec la section de la digue et le type de drainage employé.

### **II.5.1.3 vidange rapide**

L'état de charge "vidange rapide" se produit dans le barrage et la fondation ensuite le niveau de l'eau du barrage diminue brusquement au-dessous du niveau normal de la retenue. Le mécanisme de rupture qui produit le glissement est le suivant: Après d'avoir établi le réseau d'écoulement à partir du niveau normal de la retenue, une diminution du niveau de l'eau du lac se produit. Dans le corps de la digue une diminution égale ne se produit pas car son matériel est assez imperméable; la diminution interne est négligeable en comparaison avec la diminution externe de l'eau.

Dans la partie du talus entre le nouveau niveau d'eau et le niveau normal de la retenue se produit une surface de glissement potentielle avec une force qui tend à produire un déséquilibre dans le talus. La résistance au cisaillement du sol ne change pas puisqu'il n'y a pas de changements des matériaux.

L'étude du talus en amont peut donc se faire en contraintes effectives. Les paramètres de  $C$  et  $\Phi$ , quelque soit la condition de perméabilité du matériau de construction, peuvent être obtenus à partir de l'essai de résistance au cisaillement à long terme, sur consolidé, saturé et drainé. Les pressions des pores doivent être

obtenues à partir de l'analyse des niveaux de vidanges possibles à se produire dans l'exploitation du barrage, déterminé par le concepteur.

Pour prendre en considération qu'il existe une vidange rapide pour le calcul de stabilité des talus, la Norme Cubaine considère la condition suivante:

$H_{\text{chute interne}} < 0.1 H_{\text{chute externe}}$ , où:

$H_{\text{chute interne}} = K \times T_0$

$H_{\text{chute externe}} = V_v \times T_0$

$K$  = perméabilité du remblai.

$V_v$  = vitesse de vidange.

$T_0$  = temps de vidange.

En termes de vitesse de vidange:

$K < 0.1 V_v$ .

Une hypothèse fréquente dans les barrages homogènes consiste à considérer que la vitesse de rabattement interne est pratiquement nulle. La stabilité est calculée en supposant que tout le remblai sous la ligne phréatique reste saturé malgré la vidange.

Les facteurs de sécurité minimaux utilisés dans les barrages en terre par la Norme Cubaine apparaissent dans le tableau suivant:

**Tableau 5.1: Coefficients de sécurité admissibles pour le calcul de stabilité des talus.**

Conditions de travail	CATÉGORIE DE L'OUVRAGE			
	I	II	III	IV
Normaux	1,35 – 1,25	1,25-1,15	1,20-1,10	1,15-1,10
Extraordinaires	1,15-1,10	1,15-1,10	1,10-1,05	1,05

En ce qui concerne l'Algérie et pour le cas des séismes, les états de charges ont été considérés comme une condition extraordinaire (tableau précédent).

Dans le but d'effectuer une conception préliminaire de la digue, on peut utiliser les valeurs d'orientation qui sont données dans le tableau suivant; elles doivent être vérifiées avec un calcul de stabilité postérieur.

**Tableau 5.2: Pentés des talus par rapport à la hauteur et aux types des digues.**

HAUTEUR DE LA DIGUE (m)	TYPE DE DIGUE	TALUS	
		EN AMONT	EN AVAL
Jusqu'à 5	Homogène	1: 2,5	1: 2
	Zoné	1: 2	1: 2
5 et 10	Homogène, granulométrie étendu	1: 2	1: 2
	Homogène, avec matrice argileuse	1: 2,5	1: 2
	Zoné.	1: 2,5	1: 2
10 et 20	Homogène, granulométrie étendu	1: 2,5	1: 2,5
	Homogène avec matrice argileuse	1: 3	1: 2,5
	Zoné.	1: 2,5	1: 2,5

### II.5.2 Méthode des tranches pour le calcul de la stabilité (Méthode de FELLENIUS)

Pour l'appréciation de la stabilité du remblai compacté de la digue de barrage de BOU NACHI, et la vérification des valeurs des fruits des parements adoptés, nous avons utilisé la méthode des tranches (Méthode de FELLENIUS). Cette vérification a fait l'objet d'un calcul détaillé effectué manuellement. Ce calcul manuel a été réalisé avec la contribution d'un programme Excel.

Quatre cas peuvent être vérifiés :

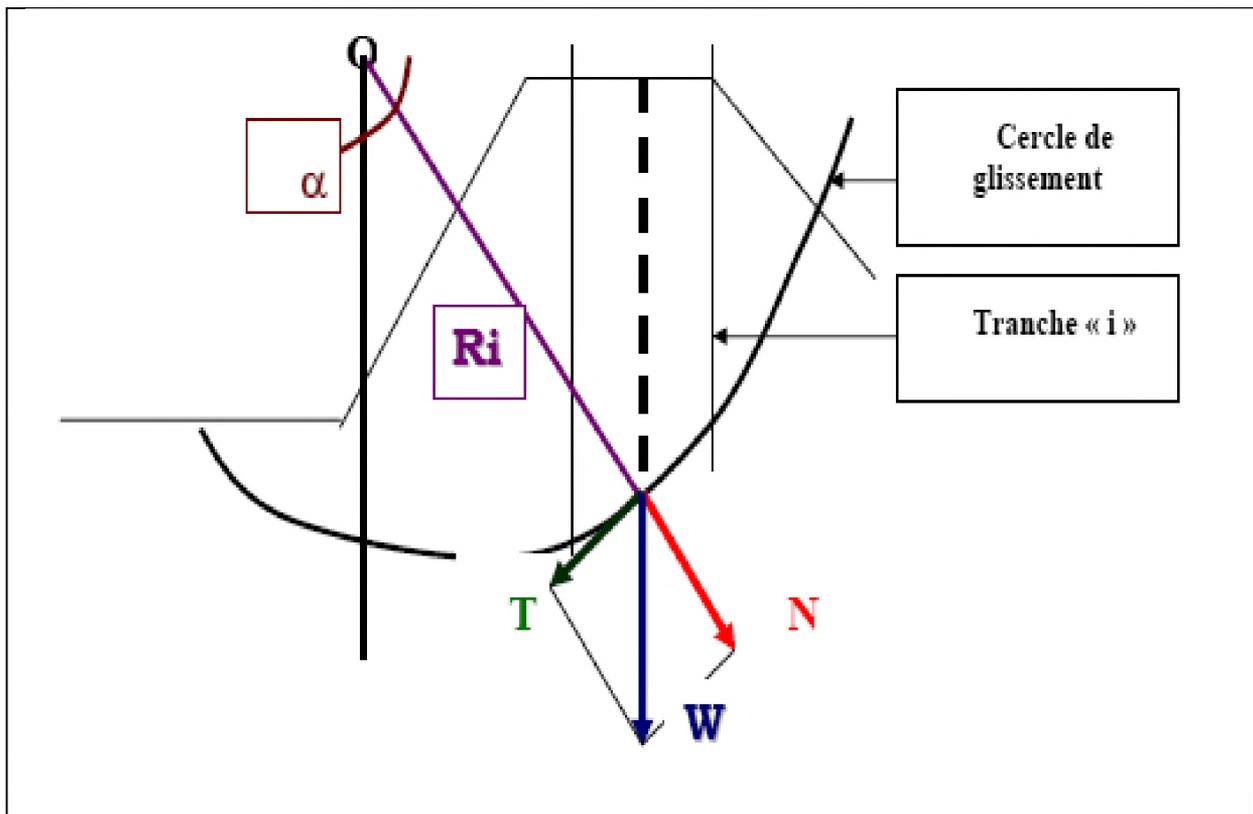
**Parement amont** : cas fin de construction et vidange rapide.

**Parement aval** : cas fin de construction et fonctionnement normal.

Pour réaliser cette étude nous avons tenu compte des données suivantes :

- De la géométrie de la digue
- Des caractéristiques des matériaux utilisés

- Des différents niveaux d'eau dans la cuvette en fonction de l'exploitation du barrage (niveau de retenue normale et vidange rapide).
- Du niveau piézoélectrique dans les différentes couches.
- De l'accélération de la pesanteur en cas de séisme prévu pour une période de retour de 500 ans.



**Figure 5.1 : forces exercées par une tranche de sol instable sur le cercle de glissement (O, Ri)**

### II.5.2.1 Principe de la méthode :

Cette méthode nous amène à respecter les étapes suivantes :

- Construire la coupe transversale du barrage à l'échelle.
- Détermination du talus moyen.
- Tracer deux lignes au milieu du talus, l'une verticale et l'autre faisant un angle  $85^\circ$  avec le talus moyen.

- Détermination de la zone du centre du cercle de glissement, pour cela Fandeev recommande de disposer le centre du cercle du glissement dont les limites définies par deux cercles de rayons,  $R_{\min}$  et  $R_{\max}$  donnés par le tableau suivant :

**Tableau 5.3: détermination des rayons max et min.**

<b>Pente des parements</b>	1/1	1/2	1/3	1/4	1/5	1/6
$R_{\min}/H_b$	0,75	0,75	1,0	1,50	2,2	3,0
$R_{\max}/H_b$	1,50	1,75	2,3	3,75	4,8	5,50

La ligne de glissement éventuelle est un arc de cercle à trois paramètres inconnus : rayon, abscisse et ordonnée du centre. La partie instable du talus (au-dessus du cercle de glissement) est divisée en certain nombre de tranches verticales de largeur égale.

Le coefficient de sécurité est égale à :  $K_S = \frac{M_{resis}}{M_{mot}} \dots\dots\dots(5.1)$

$M_{resist}$ : les moments résistants.

$M_{mot}$ : les moments moteurs.

La valeur minimale du facteur de sécurité est caractérisée par un centre de cercle critique qui définit en fin de compte la valeur à prendre en considération, cette valeur du facteur de sécurité définie doit être supérieure du moins égale à la valeur admissible.

**Tableau 5.4 : les valeurs admissibles des coefficients de sécurité.**

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

Cas les plus défavorables :

**a). Vidange rapide (talus amont) :**

La vidange rapide par laquelle a été vérifiée la stabilité du talus amont, est le cas le plus défavorable. Pour ce dernier, l'abaissement rapide du plan d'eau entraîne un écoulement en régime transitoire dans la digue. L'état critique se situant juste après vidange, les pressions hydrostatiques internes ne s'étant pas dissipées, dans ce cas les moments stabilisants seront dus au poids saturé.

- *Sans séisme* 
$$K_{ss} = \frac{\sum (N_n - P) \operatorname{tg} \phi + \sum C d L}{\sum T_n} \dots\dots\dots (5.2)$$

- *Avec séisme* 
$$K_{as} = \frac{\sum (N_n - P) \operatorname{tg} \phi + \sum C d L}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum a G_n d_n} \dots\dots\dots (5.3)$$

Où:

C: Cohésion.

dL: Longueur déployée de la surface de rupture.

a : Coefficient d'intensité sismique de la zone a = 0,16.

d<sub>n</sub>: Bras de levier (en m).

R : Rayon du cercle de glissement.

N: Contrainte normale.

$$N_n = G_n \cdot \operatorname{Cos} \alpha_n \dots\dots\dots (5.4)$$

α<sub>i</sub>: angle vertical de la tranche.

$$G_n = b_n (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3) \dots\dots\dots (5.5)$$

Avec :

$b_n$  : Largeur de la tranche.

$\gamma_1$  : Densité humide utilisée au dessus de la ligne phréatique.

$\gamma_2$  : Densité saturée utilisée au dessous de la ligne de saturation.

$\gamma_3$  : Densité du massif de la fondation.

**Remarque:**

$\gamma_{sat}$  : Densité saturée utilisée au dessous de la ligne de saturation.

$\gamma_h$  : Densité humide utilisée entre la ligne de saturation et le niveaux NNR.

$\gamma_d$  : Densité sèche utilisée entre le niveaux NNR et PHE.

$\gamma'$  : Densité déjaugée utilisée pour le cas de vidange rapide.

T: Contrainte tangentielle.

$$T_n = G_n \cdot \sin \alpha_n \dots \dots \dots (5.8)$$

$\varphi$ : Angle de frottement interne.

P: Pression interstitielle.

$$P = \gamma_w \cdot h_n \cdot l_n \dots \dots \dots (5.9)$$

Où :

$\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau  $\gamma_w=1$  (t/m<sup>3</sup>).

$h_n$  : Hauteur de la tranche n.

$l_n$  : Longueur de l'arc délimitait.

La base de la tranche n, tel que :

$$l_n = \frac{b_n}{\cos \alpha_n} \dots \dots \dots (5.10)$$

**b). Fin de construction (talus amont et aval) :**

L'étape la plus critique se situe juste à la fin de la construction, alors que les pressions interstitielles sont à leur maximum, le drainage n'a pas encore eu lieu, le calcul se fera alors en contraintes effectives en considérant les densités de mise en place des terres (95% Proctor).

- *Sans séisme* 
$$K_{ss} = \frac{\sum N_n tg \phi + \sum CdL}{\sum T_n} \dots\dots\dots(5.11)$$

- *Avec séisme* 
$$K_{as} = \frac{\sum N_n tg \phi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n} \dots\dots\dots(5.12)$$

**c). Retenue normale (talus aval) :**

De même que pour la fin de construction, le calcul se fait en contraintes effectives en tenant compte de l'écoulement à l'intérieur de la digue du aux infiltrations.

Ce cas a la réputation d'être le plus défavorable pour le talus aval, du fait du caractère catastrophique d'une rupture en charge.

- *Sans séisme* 
$$K_{ss} = \frac{\sum (N_n - P) tg \phi + \sum CdL}{\sum T_n} \dots\dots\dots(5.13)$$

- *Avec séisme* 
$$K_{as} = \frac{\sum (N_n - P) tg \phi + \sum CdL}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum aG_n d_n} \dots\dots\dots(5.14)$$

**Tableau 5.5 : Les caractéristiques géotechniques pour le d'argile :**

Paramètres	Valeurs
$\gamma_d$ (t/m <sup>3</sup> )	1.6
$\gamma \cdot$ (t/m <sup>3</sup> )	2.65
$\gamma_{sat}$ (t/m <sup>3</sup> )	1.996
$\gamma_h$ (t/m <sup>3</sup> )	1.8
$\varphi^\circ$	15.83°
C (t/m <sup>2</sup> )	1.3

**Tableau 5.6 : Les caractéristiques géotechniques pour les alluviaux :**

Paramètres	Valeurs
$\gamma_d$ (t/m <sup>3</sup> )	1.63
$\gamma \cdot$ (t/m <sup>3</sup> )	2.67
$\gamma_{sat}$ (t/m <sup>3</sup> )	2.066
$\gamma_h$ (t/m <sup>3</sup> )	1.96
$\varphi^\circ$	28°
C (t/m <sup>2</sup> )	4.7

Les coefficients admissibles de stabilité :

$$K_{adm} = (1.5 - 1.1) \text{ (sans séisme).}$$

$$K_{adm} = 1.00 \text{ (avec séisme).}$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableaux suivant :

**Tableau 5.8 : coefficient de sécurité pour différents cas de fonctionnement.**

Cas de sollicitation		Coefficient de sécurité		
		Sans séisme	Avec séisme	
Fin de construction	<b>Talus amont</b>			
	R=77.7 m	1.74	1.26	
	R=89.34 m	1.74	1.23	
	R=83.93 m	1.76	1.27	
	R=73.1m	<b>1.76</b>	<b>1.30</b>	
	R=70.31 m	<b>1.57</b>	<b>1.15</b>	
	<b>Talus aval</b>			
	R=57.3 m	1.5	1.13	
	R=61.9m	1.52	1.16	
	R=49.8 m	1.76	1.33	
	R=66.2m	<b>1.57</b>	<b>1.17</b>	
	R=70.5 m	<b>1.55</b>	<b>1.15</b>	
	Retenu normale	<b>Talus aval</b>		
		R=56.96 m	1.62	1.22
R=64.4m		1.5	1.28	
R=68.3m		1.51	1.14	
R=73.8 m		1.55	1.17	
R=74m		<b>1.6</b>	<b>1.2</b>	
Vidange rapide	<b>Talus amont</b>			
	R=70.15m	1.53	1.15	
	R=54.7 m	1.51	1.13	
	R=68.59m	1.65	1.21	

			1.19
	R=56.341	1.59	1.16

On remarque d'après les résultats obtenus que le coefficient de sécurité minimum soit supérieur ou égal au coefficient admissible ; donc la stabilité du talus est assurée.

Les tableaux de calcul de stabilité sont représentés en annexe (3.1)

Les schémas de calcul de stabilité sont représentés en plan n°8.

### II.5.3 Méthode de BISHOPE :

Appréciation des calculs fait par la méthode précédente a été confirmée par utilisation d'un logiciel de stabilité(GSLOPE)

La recherche du cercle de glissement le plus défavorable est basé sur la positionnement du centre d'un cercle et de la valeur de son rayon. la définition de l'incrément et de pas relatifs aux coordonnées du centre et de la valeur de son rayon. Permet au logiciel de balayer toute la zone au dessus du talus avec toutes les valeurs de rayon voulu .il calculera alors tout les cercles de glissement possible et leur facteur de sécurité F .il choisera aussi le plus défavorable et l'affichera un traitement de l'image permet de sortir le diagramme sous différents formats.

**Tableau 5.9: répartition de la stabilité des talus sans séisme**

Cas de sollicitations		R(m)	Coefficient de sécurité
Fin de construction	Talus aval	62.4	1.785
	Talus amont	86.4	1.76
Fonctionnement normal	Talus aval	78	1.507
	Talus amont	70.8	1.641
Vidange rapide	Talus amont	81.2	1.64

**Tableau 5.10: répartition de la stabilité des talus avec séisme**

Cas de sollicitations		R(m)	Coefficient de sécurité
Fin de construction	Talus aval	87.8	1.386
	Talus amont	82.5	1.362
Fonctionnement normal	Talus aval	74.8	1.236
	Talus amont	52.8	1.065
Vidange rapide	Talus amont	76.8	1.310

Les schémas de calcul de stabilité par le logiciel **GSLOP/W** sont représentés en annexe (3.2).

### Conclusion

les résultats des calculs de stabilité obtenus confirment les pentes des talus supposées du barrage avec les deux méthodes (**FELLENIOUS et BISHOPE**) , c'est-à-dire que les facteurs de sécurité calculés dans les conditions statiques sont supérieurs à celui minimum prescrit de  $F_{s,dop} = 1.5$  . Dans le cas d'un séisme, les facteurs de sécurité sont supérieurs à 1.0 ce qui signifie que les effets du séisme ne seront pas à l'origine des déplacements durables des points sur les talus du barrage. De plus, pour la variante de barrage a noyau centrale d'argile, les facteurs de sécurité des talus obtenus sont presque identiques de façon telle qu'ils puissent être pris en compte à droits égaux dans les analyses économiques suivantes.

---

# Chapitre 6

## Organisation de chantier

### Introduction :

Une reconnaissance meilleur du lieu de chantier aide énormément à dresser un planning technologique des engins et leur utilisation rationnelle dans les diverses opérations, afin de pouvoir répondre aux conditions d'espace et temps dictés par le marché.

Donc une bonne organisation de chantier intervient grossièrement dans la diminution du prix de l'ouvrage pour qu'il ne pas soit onéreux.

Ces constructions présentent des difficultés énormes, mais pour se faire, et quelques que soient les problèmes rencontrés, il est impératif d'avoir une connaissance exacte de l'organisation de chantier.

Notre étude consistera donc à organiser le chantier du barrage de BOU NACHI tout en assurant :

- Une meilleure qualité (étude approfondie, choix de la main d'oeuvre, choix des matériaux...etc.).
- La rapidité des diverses opérations.
- Une économie : synchronisation et réduction des travaux.
- Une organisation de l'emploi du matériel et du personnel en garantissant leur sécurité.

Ces facteurs revêtent une importance primordiale pour la réalisation de l'ouvrage dans les meilleures conditions

---

**II.6-1- Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier :**

Avant d'entrer dans le vif du sujet relatif au chantier de réalisation d'un barrage, il nous paraît indispensable de rappeler les rôles des différentes personnes amenées à intervenir dans l'acte de construction.

**II.6-1- 1 - Le maître de l'ouvrage :**

C'est une personne physique ou morale pour le compte de laquelle sont exécutés les travaux. Son rôle est de définir le but à atteindre (programme), d'organiser un financement, de passer et de régler les marchés des travaux. Après la réception des ouvrages, il en est le propriétaire et parfois le gestionnaire.

**II.6-1-2 - Le maître d'œuvre :**

C'est une personne physique ou morale, chargée par le maître de l'ouvrage de recevoir l'ouvrage, d'établir le dossier de consultation des entreprises, d'assister le maître d'ouvrage dans le dépouillement des offres, de contrôler l'exécution des travaux et de proposer leur réception et leur règlement, après en avoir établi le décompte.

Pour le cas d'un barrage, le maître d'œuvre est souvent chargé, en outre d'interpréter son osculation jusqu'à l'achèvement de la phase de la mise en eau et de régler le rapport de la première mise en eau.

**II.6-1- 3 - L'entrepreneur :**

Personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître d'ouvrage, chargée de l'exécution des travaux et, parfois, de la conception détaillée des ouvrages. L'entrepreneur est responsable du chantier et de l'ouvrage en cours de construction tant que celui-ci n'a pas été réceptionné.

**II.6-2- INSTALLATIONS DU CHANTIER****II.6-2-1- Installations destinées au personnel :**

Ce sont généralement les dortoirs, vestiaires, réfectoires, installations sanitaires et les bureaux de chantier.

**II.6-2- 2- Installations destinées au stockage des matériaux :**

Pour les ciments nous utilisons soit des silos, soit des baraquements en bois ou en métal les agrégats sont stockés en plein air, seulement nous prévoyons un cloisonnement entre les différents types d'agrégats pour éviter leur mélange et de ce fait faciliter le dosage du béton.

Les aciers doivent être stockés dans des endroits loins de la forte humidité (baraquements, hangars...).

### **II.6-2- 3- Installations destinées à la réparation des engins :**

Les grosses réparations ne se font généralement pas sur le chantier lui-même, mais il importe de disposer d'un atelier suffisamment bien équipé pour assurer l'entretien courant et les réparations d'urgence des différents matériels.

### **II.6-2- 4- Installations pour la préfabrication :**

Ce sont généralement des hangars munis de matériel nécessaire permettant la réalisation des éléments de l'ouvrage tels que les poutres, dalles, conduites, murettes ...etc.

### **II.6-3- Ordre d'exécution des travaux :**

- Installation du chantier;
- Implantation des axes des différents ouvrages;
- Coupure et dérivation de l'oued
- Après l'achèvement des travaux dans la retenue proprement dite et en même temps nous achevons les travaux dans l'évacuateur de crues;
- Coupure finale et mise en eau.

### **II.6-3- 1-Terrassement au niveau des installations de chantier :**

#### **a) Exécution des voies d'accès :**

La desserte est composée de 2 routes principales et 4 pistes dérivées. Des ponts provisoires seront construits par des buses pour la traversée de l'oued des deux cotés de l'ouvrage (aval et amont). Ces buses seront posées et revêtues en béton.

#### **b) Exécution des plates formes :**

Les bureaux et les logements seront construits à une distance de 500m de l'axe du barrage en aval sur la rive droite. La superficie de l'emplacement s'élèvera à 25000m<sup>2</sup>, ce qui donnera un volume approximatif de terrassement de 12500m<sup>3</sup> (50cm d'excavation).

Il faut noter que les engins de terrassement des voix d'accès et des plates formes seront les mêmes, et ceci, pour des raisons économiques.

#### **c) Détermination des engins nécessaires :**

Pour l'exécution des voies d'accès il y a lieu de se disposer d'un chargeur dont le rendement est :

$$R = \frac{60 G K_r K_t}{T k_t} \text{ m3/h}$$

Où : G : capacité du godet.

K<sub>r</sub> : coefficient de remplissage de godet.

K<sub>t</sub> : coefficient d'utilisation du temps de l'engin.

T : durée d'un cycle.

K<sub>f</sub> : coefficient de foisonnement.

Pour le transport de ces matériaux on a besoin de camions benne dont le rendement est :

$$R_c = \frac{60 G K_t}{T} \text{ m3/h}$$

Où : G : capacité de la benne du camion.

K<sub>t</sub> : coefficient d'utilisation du temps de l'engin.

T : durée d'un cycle.

Le régalage sera assuré au moyen d'un bulldozer de rondement :

Où : G : capacité de la benne du camion.

K<sub>t</sub> : coefficient d'utilisation du temps de l'engin.

T : durée d'un cycle.

Le régalage sera assuré au moyen d'un bulldozer de rondement :

$$R_b = \frac{60 G K_t}{T} \text{ m3/h}$$

Où : G : capacité de la lame.

K<sub>t</sub> : coefficient d'utilisation du temps de l'engin.

T : durée d'un cycle.

Il est à signaler, qu'avant l'exécution des voix d'accès il est nécessaire de procéder à leur préparation au moyen d'un bulldozer avec un rendement important. Comme le délai d'exécution étant relativement important il est nécessaire de faire appel à un autre bulldozer et ceci dans le but d'accélérer les travaux.

### **II.6-3- 2-Dérivation provisoire :**

Il est évident qu'il est plus avantageux de donner à la galerie de dérivation les dimensions voulues pour servir de galerie de vidange.

Le calcul doit se faire dans cette optique, ce qui conduira inévitablement à envisager les deux alternatives ci-après :

- Dérivation en une étape au moyen d'une galerie ;
- Dérivation en deux étapes avec canal à ciel ouvert et galerie.

---

**Dérivation en une seule étape :**

Selon cette solution, l'oued barré par un batardeau s'écoulerait sous pression dans la galerie de vidange. Ceci interdirait le démarrage des travaux d'exécution des alluvions graveleuses de l'oued de la digue avant l'achèvement de la galerie et le batardeau. De ce fait, la digue du batardeau serait forcée de reposer sur des fondations non préparées pour leur plus grande partie. L'étude de cette option n'a pas été conduite plus avant du fait des délais de construction qu'elle suscite.

**Dérivation en deux étapes :**

Compte tenu de ce qui précède, il est indispensable d'envisager la dérivation de l'oued selon les deux étapes ci-après qui permettent d'exécuter les autres travaux de fondation nécessaires pendant la construction de la galerie.

**Première étape :** Creusement d'un canal à ciel ouvert sur la rive droite et la construction d'un batardeau temporaire.

**Deuxième étape :** Construction de la galerie de dérivation et d'un batardeau permanent. La dérivation se fera donc pour un canal de 7m de largeur creusé dans l'appui droit .Elle se fera ensuite par une galerie circulaire de 5m de diamètre , le batardeau atteignant dans ce cas la côte 135,65.

**a) Exécution du batardeau principal :**

Les règles d'économie dictent l'utilisation des matériaux extraits des fouilles les plus voisines pour la construction des éléments de l'aménagement. Pour cela il est plus rationnel de concorder l'excavation de l'évacuateur de crues avec le remblayage de la digue du batardeau principal et ceci pour éviter une double manutention des déblais, donc les massifs de ce batardeau seront en colluvions, tandis que le masque amont (dispositifs d'étanchéité) sera en argile limoneuse disponible à l'amont du barrage.

**b) Opération d'exécution du batardeau principale :**

Les matériaux servant à la construction des massifs collationneuses proviennent des excavations de l'évacuateur de crues, tandis que l'écran d'étanchéité nécessite la préparation d'une carrière réservée à cet effet, les opérations d'exécution s'effectueront dans l'ordre suivant :

- Décapage de la couche de terre végétale.
- Aménagement des fosses de ceinture.
- Construction des routes d'accès et des rampes.
- Creusage et déplacement de terre utile.

Ces opérations seront suivies de la mise en places des terres dans le corps du batardeau, et qui à son tour s'effectuera dans l'ordre suivant :

- Déchargement des terres dans la zone considérée.
- Réglage des terres déchargées.
- Humectage des terres jusqu'à la teneur en eau optimale.
- Compactage des terres par couches successives.

**N.B :** les couches de remblayage doivent se succéder dans l'ordre suivant :

- Massif aval
- Ecran d'étanchéité
- Massif amont

### c) Exécution du massif du batardeau :

Etant donné que les matériaux extraits des déblais de l'évacuateur de crue sont très suffisants pour la construction des massifs du batardeau.

On utilise dans ce cas pour le chargement un chargeur et pour le transport des camions à benne.

### d) Exécution du remblai des massifs :

- Un bulldozer est capable de procéder au réglage des terres.
- Un camion citerne :

Un camion citerne de 10m<sup>3</sup> muni d'une pompe pour le remplissage et un arroseur pour l'humectation est nécessaire pour accomplir cette tâche.

Le volume d'eau nécessaire pour l'humectation d'un mètre cube de terre est déterminé par la formule suivante :

$$q = \frac{w_0 - w_n w_p}{100} \cdot \frac{\delta_n}{\delta_0}$$

Ou : W<sub>0</sub> : Humidité optimale demandée.

W<sub>n</sub> : Humidité naturelle de sol.

W<sub>p</sub> : Perte d'humidité au cours de transport.

δ<sub>m</sub> : Densité humide de sol.

δ<sub>0</sub> : Densité d'eau utilisée pour l'humectage.

Le volume total d'humectage : Q = q.V<sub>m</sub>

Avec V<sub>m</sub> : volume total des massifs.

- Un compacteur (rouleau a pieds de mouton) :

Pour le compactage ces matériaux on a besoin d'un compacteur dont le rendement

$$\text{est : } R = \frac{V \cdot (B - C) \cdot h_c}{N} \cdot K_t$$

Où : V : Vitesse du compacteur en service.

B : Largeur du compacteur.

C : Epaisseur de la couche à scarifier

hc : Epaisseur de la couche à compacter.

Kt : coefficient d'utilisation du temps.

N : Nombre de passage du rouleau sur une bande.

### e) Extraction des terres dans la carrière :

Le choix de l'excavation dépend essentiellement de l'importance du volume à extraire et de l'état dans lequel se trouvent les matériaux.

Dans notre cas on opte pour une pelle a butte dont la capacité du godet est de l'ordre 0,65 à 2m<sup>3</sup>. Un godet de 1 m<sup>3</sup> est adopté.

Le rendement de l'excavateur est :

$$R_p = g \cdot n \cdot K_r \cdot K_t \cdot \frac{1}{K_f} \quad \text{m}^3/\text{h.}$$

Où : g : capacité du godet de l'excavation.

n : Nombre de cycle pendant une heure de travail, n=3600/T

Avec : T durée d'un cycle égale à 30secondes.

Kr : coefficient de remplissage du godet.

Kt : coefficient d'utilisation du temps.

Kf : coefficient de foisonnement des terres.

### II.6-3- 3-Percement de la galerie de dérivation :

Généralement l'excavation des roches dures s'exécute au moyen des explosifs, et ceci dans le but de respecter une cadence déterminée, et d'éviter les excavations longues et difficilement réalisables. Il est donc plus judicieux d'utiliser ce moyen efficace pour le percement des galeries souterraines tout en prenant soin de ne pas affecter la structure des zones avoisinantes, et d'éviter dans la mesure du possible tout accident imprévu.

**a) Quantité des travaux :**

$S_u=25 \text{ m}^2$  (section unitaire).

$L=265\text{m}$  (longueur de la galerie).

$V=6625 \text{ m}^3$  (volume des excavations de la galerie).

L'excavation de la galerie de dérivation sera exécutée d'une part à partir de l'amont, et d'autre part à partir de l'aval et ceci dans le but de minimiser au maximum le délai d'exécution de la galerie compte tenu de son importance. Le type d'excavation sera de pleine section.

**b) Définitions des engins nécessaires :**

- Un chargeur a pneus.
- Un camion benne.
- Perforatrice à chenille.
- Ventilateur.
- 

**II.6-3- 4- Percement du puits vertical (La prise d'eau) :**

Après l'excavation de la galerie de dérivation, on procédera à l'excavation du puits vertical de la prise d'eau du haut vers le bas, pour exécuter un puits de  $(4\text{m}^2)$  environ pour servir comme puits d'évacuation de déblais. L'élargissement du puits sera effectué à partir du haut et sera commencée à partir du point de l'entrée d'eau. Les déblais seront déchargés dans la galerie de dérivation, à l'aide d'une mini-pelle hydraulique et seront chargés et transportés à l'aide d'un chargeur et des camions bennes respectivement.

**Matériel mis en place :**

- perforatrice.
- mini pelle hydraulique.
- chargeur.
- camions bennes.
- grue portique.

---

**II.6-3- 5-Exécution des fouilles à ciel ouvert :****a- fouille de l'évacuateur de crue :**

Elle est constituée des calcaires recouverts des colluvions. Elle sera exécutée au moyen d'explosifs, il faut tout d'abord perforer la roche au moyen de perforatrices à chenille et ensuite introduire la dynamite dans les trous perforés, après l'explosion la roche sera chargée sur des camions à benne au moyen des chargeurs à pneus et transportées jusqu'aux remblais du batardeau en premier lieu et aux dépôts de décharge.

Le volume total des excavations s'élève à 81000m<sup>3</sup>.

**b- fouille de l'assise du barrage :**

Compte tenu de l'hétérogénéité des alluvions constituant la fondation du barrage, et afin d'assurer la stabilité de ce dernier sous les conditions sismiques.

Il est recommandé que les alluvions dont la quantité est de l'ordre de 230000m<sup>3</sup> soient enlevées dans la zone qui est située sous la partie centrale du barrage.

Puisque l'excavation se fait au dessous du niveau d'eau souterraine, il y a lieu d'abord d'exécuter plusieurs fosses sur le lieu d'excavation pour capter les eaux souterraines qui seront évacuées à l'extérieur à l'aide de pompes immergées.

**c) Définitions des engins nécessaires :**

- Excavateur (pelle hydraulique à chenille).
- Un camion benne.
- Perforatrice à chenille.
- Pompes immergées.
- 

**II.6-3- 6-Exécution de la digue :**

Le remblayage des différentes zones de la digue sera exécuté avec les matériaux prévenant des diverses zones d'emprunt se trouvant à des distances relativement acceptables.

Ces matériaux doivent répondre aux exigences du projet d'étude du point de vue granulométrie, perméabilité, propriété,...etc.

Pour l'excavation des matériaux on pourra utiliser une pelle hydraulique en butte, dont la capacité est estimée en fonction du volume des matériaux nécessaires.

---

Compte tenu de l'importance du volume à extraire, il est plus rationnel de diviser la carrière en bandes, afin de faciliter son exploitation au fur et à mesure des besoins du chantier.

#### **Définitions des engins nécessaires :**

- Pelle a butte
- Camion benne
- Bulldozer

#### **a- Exécution du remblai de la digue :**

Avant de commencer le terrassement du remblai, un remblai d'essai sera prévu. Le remblai d'essai a pour objet de déterminer l'épaisseur des couches à compacter, le nombre de passes de rouleaux et le type des rouleaux à utiliser. Etant donné que la digue est composée de différentes zones, il y a lieu de respecter l'ordre de mise en place des matériaux respectifs.

#### **Mise en place des terres dans le corps de la digue :**

Une fois la fondation de la digue préparée, on procède à la mise en place des terres dans le corps de la digue. Cette opération consiste à l'épandage (régalage) des matériaux du remblai, suivi d'un nivellement, humectation puis compactage jusqu'à l'obtention du degré de compactage exigé par le projet. Avant la mise en place de la couche suivante on prévoit la scarification de la surface exécutée.

#### **Technologie d'exécution des différentes opérations :**

##### 1- Déchargement :

Le déchargement doit s'effectuer régulièrement en respectant la distance entre deux déchargements successifs et ceci pour faciliter leur régalaage.

##### 2- Régalage des terres :

Le régalaage sera assuré par un bulldozer.

##### 3- Humectage des terres :

L'humectage se fera au moyen d'un camion citerne.

##### 4- Compactage :

Le compactage des matériaux sera assuré par un compacteur aux rouleaux lisses avec vibration.

#### **b- Exécution des travaux de carrier des filtres et drains :**

Le lit de la rivière représente une zone d'emprunt adéquate pour l'extraction des matériaux de transition. L'extraction des matériaux se fera à l'aide d'une pelle rétro hydraulique, et qui assurera leur chargement dans un camion benne qui a son tour

---

assurera leur transport jusqu'à la centrale de concassage pour la fabrication des différents matériaux dont la granulométrie est exigée par le projet d'étude.

**Matériel nécessaire :**

- bulldozer
- pelle hydraulique.
- camion benne.

**Mise en place des filtres et drains :**

Elle est également identique au massifs de la digue, seul le compactage est assuré au moyen d'un rouleau lisse sans vibration et ceci afin d'éviter la ségrégation des matériaux.

**c- Enrochement de protection des paramètres :**

Les matériaux pour l'enrochement de protection (rip-rap) des parements consisteront en fragments de roche dure, dense, saine et stable à l'air libre et à l'eau. Ces matériaux proviennent d'une carrière se trouvant à 10km de l'axe de l'ouvrage, et dont la granulométrie sera conforme aux limites indiquées dans le projet.

Les enrochements sont simplement déversés par des camions et régalez ensuite à l'aide d'une pelle mécanique de manière à assurer un bon arrangement des blocs, cette opération se répète au fur et à mesure de la montée du remblai et ce tous les 3m.

N.B/ La même pelle mécanique sera utilisée pour le nivellement des talus.

**II.6-3- 7- Exécution des travaux de bétonnage :****a- Généralités :**

Les travaux de bétonnage représentent généralement un élément très important lors de l'exécution du barrage, car la plupart des ouvrages nécessitent des quantités énormes de ce matériau. Il est donc nécessaire de définir sa composition et ceci selon sa destination et selon l'importance de l'ouvrage projeté en respectant les données du projecteur. Il faut rappeler que seules quelques gâchées d'essai et la confection d'éprouvettes permettront d'ajuster au mieux la composition à adopter définitivement en fonction des qualités souhaitées et des matériaux effectivement utilisés.

Nous nous fixerons au calcul de la composition du béton B40, dont la résistance moyenne est de 300 bars, et ceci à titre d'exemple.

**b- Composition du béton :**

- Affaissement 7 cm.
- Résistance moyenne spécifiée 300 bars.

On suppose que les granulats sont assez secs mais présentent quant même une certaine humidité et l'on trouve :

- Eaux	140 l
- Ciment classe 325	340 kg/m <sup>3</sup>
- Sable 0/5 mm	455 l
- Gravier 5/25 mm	360 l
- Cailloux 20/40 mm	498 l

**c- Intensité de bétonnage :**

L'intensité des travaux de bétonnage est déterminée d'après l'expression suivante :

$$I_b = \frac{V_b K_d}{T_b t t_e C}$$

Ou :

V<sub>b</sub> : Volume total des travaux de béton, 24635 m<sup>3</sup>.

T<sub>b</sub> : Durée provisoire prise pour les travaux de bétonnage en mois et qu'on estime à 10 mois.

t : Nombre de journées de travail par mois, 25 jours.

t<sub>e</sub> : Durée de travail d'une équipe, 8 heures.

C : Nombre d'équipe par jour, 2 équipes.

D'où **I<sub>b</sub>=10m<sup>3</sup>/h**

Le rendement de la centrale à béton à adopter dépend de la valeur de I<sub>b</sub> ainsi calculée, il doit être égale à :

$$R_c \geq 1,1. I_b = 1,1.10 = 11 \text{ m}^3/\text{h}$$

Cette valeur présumée tout fois un bétonnage régulier pendant toute la durée ainsi estimée.

Or il est très probable que cette condition soit remplie dans toutes les circonstances en pratique compte tenu des interruption de travail involontaires, épuisement du stock du ciment, conditions climatiques défavorable, etc.... donc l'augmentation du rendement nécessaire de 2 fois est par conséquent justifié. On adopte, enfin une centrale à béton dont le rendement est de

25m<sup>3</sup>/h.

**Mise en place du matériel :**

- central à béton
- équipement d'alimentation en ciment
- silos à ciment de 200 t
- chargeur à pneus
- camions citernes à ciment.

La centrale à béton sera installée en combinaison avec la centrale de concassage à une distance d'environ de 2 km à partir de l'axe du barrage en amont à une cote 137m correspondante à la cote du batardeau. Le béton frais mélangé à la centrale sera transporté jusqu'aux pieds d'oeuvre le plus éloigné en moins de 30 minutes de temps qui, se traduit par la capacité de transport de X m<sup>3</sup>/h au plus.

$$N = \frac{x}{y \cdot 2} \text{ Camions malaxeur.}$$

Y : représente la capacité du camion malaxeur.

2 : représente le nombre de voyage par heure.

**d- L'extraction et la fabrication des granulats pour béton et filtres pour les remblais de la digue :**

La centrale de concassage qui fabrique les agrégats et les filtres sera installée sur l'emplacement se situant à une distance de 2km de l'axe du barrage. Les matériaux en provenance du lit de l'oued seront concassés classifiés et stockés suivant leur granulométrie pour qu'ils ne soient pas épuisés pendant les travaux de bétonnage et de remblayage.

**Mise en place du matériel :**

- 1- centrale de concassage
- 2- pelle hydraulique
- 3- bulldozer
- 4-camions benne

## II.6-4- Planification :

### II.6-4-1- Définition :

C'est une méthode dont dispose le cadre pour rendre son travail efficace, elle consiste en :

- Installation des postes de travail ;
- Observations instantanées ;
- Analyse des tâches ;
- Le chronométrage ;
- Définition des objectifs et des attributions ;
- Simplification des méthodes ;
- Stabilisation des postes de travail.
- 

### II.6-4-2- Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

#### a) Méthodes basées sur le réseau

##### a-1- Définition du réseau

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

##### ➤ Réseau à flèches

L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.

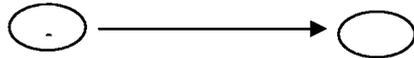


L'opération **A** précède l'opération **B**

##### ➤ Réseau à nœuds :

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches

L'opération **(B)** ne peut commencer que si l'opération **(A)** est complètement achevée.



### a-2- Construction du réseau

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

- ❖ Etablissement d'une liste des tâches :

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

- ❖ détermination des tâches antérieures :

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

- ❖ Construction des graphes partiels :
- ❖ Regroupement des graphes partiels :
- ❖ Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage :
- ❖ Construction du réseau.

### a-3- Différentes méthodes basées sur le réseau :

#### Méthode C.P.M (méthode du chemin critique) :

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

**1ère phase** : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;

**2ème phase** : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue ;

**3ème phase** : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

#### Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical):

C'est-à-dire technique d'ordonnancement des tâches et contrôle des programmes, c'est une méthode consistant à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce à leur chronologie et leur dépendance concourent toutes à l'obtention d'un produit fini.

**Méthode P.D.M (Procedure Diagram Method):**

C'est une méthode basée sur le réseau à noeuds et développe trois (3) relations à savoir :

- Commencement de l'opération (A) et (B) ;
- Finition de l'opération (A) et commencement de (B).
- Finition de l'opération (A) et finition de l'opération (B).

**b) Méthodes basées sur le graphique :****Méthode linéaire (ligne of balance technic)**

Cette méthode est destinée à la planification des projets de construction dont les travaux son répétitifs.

**Méthode à barres**

Cette technique consiste à déterminer deux réseaux et un diagramme à barres (plan de travail)

**II.6-4-3- Les étapes de la planification :**

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend les étapes suivantes :

**- Collection des informations**

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

**- Décomposition du projet**

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières ; nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

**- Relations entre les tâches**

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

**- Choix de la méthode de calcul**

Le choix de la méthode de calcul repose essentiellement sur le type d'ouvrage à construire.

Il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode **C.P.M**

➤ **Les paramètres de la méthode C.P.M**

<b>DCP</b>	<b>TR</b>
<b>DFP</b>	<b>DCPP</b>
<b>DFPP</b>	<b>MT</b>

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

Avec :

**TR** : temps de réalisation ;

**DCP** : date de commencement au plus tôt ;

**DCPP** : date de commencement au plus tard ;

**DFP** : date de finition au plus tôt ;

**DFPP** : date de finition au plus tard ;

**MT** : marge totale.

Et :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP + TR} \end{array} \right.$$

➤ **Chemin critique (C.C)**

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante:

$$\mathbf{C.C} \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{MT = 0} \\ \mathbf{\sum TR_{cc} = D.T.P} \end{array} \right.$$

➤ **Attribution des durées de chaque opération**

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ; Dimensions du projet.
- En utilisant les normes **C.N.A.T**, on pourra appliquer la formule suivante :

$$\mathbf{T = \frac{Q.N}{n}}$$

n = Nombre d'équipes

N= Rendement

Q =Quantité de travail

#### **II.6-4-4- Les plannings :**

Il existe trois types de plan de travail :

##### **a) Plan de travail au plus tôt :**

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tôt, l'entreprise opte pour ce type de planning lorsqu'elle est riche en moyens et travaille sur plusieurs chantiers.

##### **b) Plan de travail au plus tard (PTPP) :**

Toutes les opérations commencent à leur date au plus tard ; les tâches ne sont pas retardées, l'entreprise opte pour ce type de planning quand ses moyens sont limités (plus économique).

##### **c) Plan de travail intermédiaire :**

Les opérations commencent à une date intermédiaire, entre date u plus tôt et date au plus tard ; l'entreprise opte pour ce type de planning quand elle est riche et travaille sur un seul chantier (moyens parfaits).

#### **Délai de construction et programme des travaux**

Le délai de construction de l'ouvrage est déterminé en tenant compte du temps de réalisation de chacune des opérations qui le composent, tout en sachant que certaines opérations peuvent être menées parallèlement. La bonne exécution de ces travaux suppose une bonne planification des différentes tâches c'est-à-dire une recherche constante de la meilleure façon d'utilisation de la main d'oeuvre et les autres moyens mécaniques pour assurer l'efficacité de l'action de l'entreprise moyennant le respect de certaines exigences dont entre autres :

- ❖ le déroulement du travail dans un ordre correct c'est-à-dire une bonne succession des opérations ;
- ❖ Le respect des délais de réalisation pour chaque opération
- ❖ Faire le travail le plus économiquement possible.

Ainsi, cette rationalisation des travaux est tributaire de certaines conditions à savoir la mécanisation maximale des travaux, disponibilité d'un matériel de construction de haut rendement asservi par du personnel qualifié ; bon état du réseau routier servant à l'exécution des opérations de transport; la combinaison dans le temps de différents travaux sur plusieurs fronts sans en pénaliser leur bonne réalisation.

---

**II.6-4-5- Matériel et personnel nécessaire :****1- Matériel nécessaire :**

Les différents engins nécessaires au chantier peuvent dans certains cas travailler simultanément, et dans d'autres d'une opération à une autre, et ceci selon le planning d'exécution des travaux.

Ci-joint liste du matériel nécessaire à cette opération :

- bulldozer
- chargeur (à pneus et à chenilles)
- camion benne
- perforatrice
  
- pelle hydraulique
- pompe immergée
- camion citerne
- compacteur lisse
- pompe à béton
- pompe à forage
- pompe à injection
- grue à portique
- pelle butte
- camion malaxeur
- malaxeur à injection
- camion grue
- pervibrateur
- foreuse rotative
- mini pelle hydraulique.

## 2- Personnel nécessaire :

Le nombre du personnel nécessaire au chantier varie d'une période à une autre, lors d'une période critique, le chantier peut avoir un personnel de pointe, et dans une autre un nombre important n'est plus util.

Ci-joint liste du matériel nécessaire à cette opération :

- contre maître
- opérateur
- chauffeur
- ouvrier
- ferrailleur
- grutier
- soudeur
- coffreur
- bétonnier.

### II.6.5 Primavera systems, inc. Présentation

Avec Primavera systems, inc il vous est possible de créer un plan de travail pour le projet, avec de tâches et des échéances basées sur SDP (Structure de Découpage du Projet). Les membres du projet rapportent leurs heures et le statut d'avancement des tâches qui leur sont attribuées directement dans le projet. Il vous est ainsi possible d'avoir, en un coup d'œil rapide, une vue d'ensemble sur le déroulement du projet par rapport au plan. Importer des données depuis MS Project fonctionne aussi très bien.

Grâce au gestionnaire de points en cours de traitement, vous pouvez gérer toutes les modifications et les rapports d'erreur qui interviennent pendant le déroulement du projet. Cela vous permet de voir tout ce qui doit être fait, et vous permet aussi de hiérarchiser et répartir les points en cours de traitement entre les ressources. Rien ne passe à la trappe, et rien n'est oublié. De là, vous pouvez ensuite suivre le statut des points assignés.

---

Primavera toujours présent sur les grands chantiers internationaux pour lesquels il est devenu la référence, les outils qu'il propose sont à la hauteur. Dans son approche, il privilégie la fonctionnalité qui apportera un "plus" à l'utilisateur.

Après une approche gestion de projets classique (monoprojet), PRIMAVERA s'attaque maintenant au domaine de la gestion par projets (multiprojets d'entreprise) à travers un concept appelé PRIMAVERA PROSPECTIVE qui va permettre dans une organisation matricielle Projet / métier de doter l'entreprise d'un outil de contrôle souple, adapté et puissant.

Aussi appelé P3, ce logiciel est le fer de lance de la gamme primavera.

Ses fonctionnalités les plus caractéristiques sont :

- Fonctionne sur une base de données
- Véritable Multiprojets
- Multi-utilisateurs au niveau projet
- Organisation du planning sur dictionnaires
- Comparaison planning initial
- Ressources à affectation variable et disponibilité variable

#### **II.6.5.1 PRÉSENTATION DE QUALITÉ DE VOS PLANS DE PROJETS**

- Personnaliser les bordures de plan avec des en-têtes et pieds de page, incluant vos logos et références.

- Montrer uniquement les parties pertinentes du plan en affichant ou non les différents éléments du diagramme à barres, tel que la marge, le chemin critique, les congés, les liaisons, etc.

- Souligner l'information importante en ajoutant des annotations telles que du texte, des images, et des couleurs

- Contrôler totalement vos impressions.

#### **II.6.5.2 Organisation de chantier avec Primavera systems, inc.**

J'ai utilisé le logiciel Primavera systems, inc, pour l'organisation de chantier de la réalisation de l'ouvrage. Les résultats de calculs pour l'ensemble des opérations de la réalisation sont donnés dans la figure suivant :

---

**Conclusion :**

Organiser le barrage de BOU NACHI en déterminant et coordonnant la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir, dans les meilleures conditions possibles, les travaux à exécuter pour sa construction.

Tel est l'objet de ce chapitre, malgré les problèmes auxquels nous nous sommes heurtés (tels que manque de documents détaillés), nous avons essayé d'englober tous les points qui touchent à l'organisation de chantier.

Une importance a été donnée à l'organisation de la construction, une organisation compatible avec tous les travaux, afin de supprimer les temps morts, d'avoir une meilleure qualité de conserver une même vitesse d'avancement, pour toutes les opérations élémentaire et sur tous les points de chantier.

Le planning de construction du barrage est représenté par un diagramme à barres. Les remarques complémentaires suivantes sont nécessaires pour une explication plus précise :

- Un certain nombre de travaux préparatoires doit être effectué avant les travaux de construction du barrage. Il s'agit essentiellement de la construction des routes d'accès vers les sites de construction et les zones d'emprunt, de la cité de l'Entrepreneur et du Maître de l'Ouvrage, des batardeaux de la 1ère Phase de contrôle de l'oued.

La réalisation de ces travaux préparatoires nécessitera 1 an (Année 0).

- La durée de construction propre au barrage de BOU NACHI totalisera au moins 42 mois.

Cette durée est à considérer comme maximum absolu. Dans le cas où, principalement lors de la construction du barrage en terre, on devrait utiliser des techniques laborieuses, en renonçant partiellement à de gros engins, pour favoriser l'emploi local, la durée de la construction s'élèverait à 3 ou 4 ans. Le diagramme présente le déroulement des travaux avec une durée minimale de 4 ans.

- Pour assurer le réalisme du programme et sa cohérence générale, le planning indiquent les cadences moyennes des travaux de génie civil.









# Chapitre 7

## Protection et sécurité de travail

### II.7-1 Introduction :

Les accidents du travail et les problèmes qui en découlent ont une grande importance, sur le plan financier, sur le plan de la production et sur le plan humain.

L'objet sera donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents de chantier, il existe pour cela un certain nombre de dispositifs de consignes et de règlements dits « de sécurité », leur utilisation est contestable bien que le problème reste difficile.

### II.7-2 Comité de sécurité :

L'Agent de sécurité fait la patrouille périodiquement dans le chantier et rapporte le résultat de la patrouille à la réunion tenue à cet égard.

### II.7-3 Instructions structurelles sur la sécurité :

#### II.7-3-1 Instructions à donner aux travailleurs et aux visiteurs du chantier :

Quoiqu'il en soit Algérien ou expatrié ; la personne qui travaille ou pénètre sur le site doit être informé en matière de sécurité de façon qu'il respecte les règles de sécurité du chantier.

#### II.7-3-2 Instructions à donner au Chef d'équipe :

Le Chef d'équipe confirme périodiquement les mesures préventives contre les accidents.

- **Réunion matinale en matière de sécurité :**

Le contre maître de chaque poste préside tous les matins une réunion pour expliquer le détail des travaux à exécuter en précisant l'instruction sur la sécurité.

- **Mise en ordre du chantier :**

L'effectif de chaque poste s'engage à la mise en ordre du chantier une fois par mois à la date préalablement fixée.

#### **II.7-4 Contrôle et entretien du matériel :**

Les engins ne peuvent être utilisés sur le site qu'avec le bon de mise en service qui sera émis à la suite du contrôle mécanique les engins utilisés doivent passer le contrôle journalier et son résultat sera enregistré dans le rapport journalier.

Les engins doivent être au contrôle période et son résultats sera enregistré dans le carnet d'entretien.

Les échafaudages, plate forme, passerelle, boisage, cintre, coffrage, soutènement, et toute autre installation les gardes corps, rampes, filets, ceintures de sécurité et toute autre dispositif de sécurité, les chaînes câbles au cordages, les échelles ainsi que matériel et engins de toute nature mis par les chefs d'établissement à la disposition des travailleurs à effectués et aux risques auxquels les travailleurs sont exposés.

L'installation, les dispositifs les matériels ou les engins utilisés doivent avoir notamment une résistance suffisante pour supporté les charges et les efforts auxquels ils sont soumis.

En outre, la stabilité des installations et des engins de toute nature mis en œuvres sur des chantiers doit être assuré d'une manière efficace.

#### **II.7-5 Organisation du service de la sécurité d'ouvrage :**

L'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme immense chaîne de solidarité, composée de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personnes.

#### **II.7-6 Principes fonctions du service de sécurité :**

##### **a) Etudes :**

- Participation au Comité d'hygiène et de sécurité.
- Analyse des postes de travail « Etude Sécurité ».
- Suggestions du Personnel.
- Statistique : élaboration et commentaire.

- Rapport avec l'administration.

**b) Exécution :**

- Mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail).
- Réalisations pratiques des suggestions et des études.

**c) Contrôle :**

- Enquêtes à la suite des accidents.
- Inspections des installations.
- Visites périodiques effectuées par les organismes.
- Contrôle éventuel des moyens de transport du personnel.

**d) Animation :**

- Lutte contre l'incendie et les accidents de trajet.
- Equipes de secours.
- Formation spéciale concernant certaines professions.

**II.7-7 Causes des accidents de travail :**

L'analyse des accidents les plus fréquents fait apparaître des causes à la fois humaines et techniques (industrielle).

**a) Causes humaines :**

Ces causes peuvent être :

1. La négligence des travailleurs.
2. La fatigue.
3. La distraction.
4. Les gestes néfastes.
5. Inaptitude mentale ou physique.
6. Adoption de la solution de facilité.

**b) Causes techniques :**

1. Les mauvaises conditions de travail.
2. Encombrement du matériel dans les chantiers et le mauvais stockage.
3. Le manque d'éclairage.

**II.7-7-1 Conditions dangereuses dans le chantier :**

1. Installation non protégée ou mal protégée.
2. Outillages, engins et équipements en mauvais état.
3. Matière défectueuse, stockage irrationnel.
4. Protection individuelle inexistante.
5. Défauts dans la construction.
6. Eclairage défectueux.
7. Facteur d'ambiance impropre.
8. Conditions climatiques défavorables.

**II.7-7-2 Actions dangereuses :**

1. Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ou contenant des substances toxiques ou inflammables.
2. Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
3. Agir sans prévenir ou sans autorisation.
4. Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
5. Imprudence durant le travail.
6. Suivre un rythme de travail inadapté.

**II.7-7-3 Mesures préventives :**

La protection du personnel doit être assurée d'une manière bien satisfaisante par les services appropriés.

1. Les appareils de levage doivent être établis sur une surface présentant une résistance suffisante.
2. Les câbles et les chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celle fixée.
3. Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque l'installation est mise hors tension et hors tout danger.
4. Les abris doivent être airés et chauffés.

**Remarque :**

Dans notre cas puisque la galerie n'est pas visitable, on a pas besoin de calculer le débit d'air ni l'éclairage dans cette dernière.

**Conclusion :**

La sécurité du travail est examinée clairement et simplement afin de palier aux difficultés qui entravent le bon fonctionnement des travaux, et afin d'assurer l'économie à attendre d'une construction pareille.

---

# Chapitre 8

## Avant –mètre et devis estimatif

### II.8.1 Hypothèse de l'avant-mètre et devis estimatif

L'avant-métré détaillé des ouvrages a été fait sur la base des plans d'APD dont la liste est donnée en les tableaux suivants.

Les prix adoptés pour le devis estimatif découlent principalement du marché de construction du barrage BOU NACHI achevé en 2005 et qui semblable au barrage projeté (digue a noyau centrale d'argile).

Le devis a toutefois du être complété par des prix qui n'existent pas dans le marché ci-dessus, à savoir :

- Excavation en terrain grippale en tranchée
- Fondation profond sur pieux
- Plus-value de transport pour les argiles de MEKLA

Le devis estimatif inclut les couts suivants :

- Couts des travaux de génie civil :
  - Excavation et soutènement
  - Remblais
  - Forage et injection
- Equipement hydromécaniques et hydroélectriques
- Installation de chantier

Les rubriques suivantes, indépendantes de l'exécution du contrat l'exécution du barrage ont également été estimées :

- Expropriation
- Traitement de bassin versant

Les estimations des couts ont été majorées de 5% pour tenir compte des aléas et imprévus.

## II.8.2 Résumé du détail estimatif des différentes variantes du barrage :

### II.8.2.1 Barrage en enrochements à noyau central d'argile

	Libellé	Unité	Qty.	Prix unitaire DA	Total DA
<b>1.00</b>	<b>Terrassements généraux</b>				
<b>1.1.</b>	<b>Fouilles</b>				
1.1.1.	Fouille en grande masse dans les alluvions pour le barrage en enrochements à noyau central d'argile	m <sup>3</sup>	300849.00	378.25	113796134
1.1.2.	Fouilles en rocher pour les fondations du noyau d'argile	m <sup>3</sup>	27979.39	756.5	21166408.5
	<b>Total Fouilles :</b>				<b>134962543</b>
<b>1.2.</b>	<b>Remblais</b>				
1.2.1.	Remblaiement avec des alluvions non calibrées jusqu'à la cote 175.00, compris épandage et compactage par couches jusqu'à 40cm d'épaisseur.	m <sup>3</sup>	847492.00	529.55	448789389
1.2.2.	Exécution du noyau central d'argile avec pente 1/0.2, compris épandage et compactage des matériaux par couches de 25cm.	m <sup>3</sup>	263218.00	756.5	199124417
1.2.3.	Réalisation de la couche filtrante et drainante	m <sup>3</sup>	87260.00	1210.4	105619504

	<b>Libellé</b>	<b>Unité</b>	<b>Qty.</b>	<b>Prix unitaire DA</b>	<b>Total DA</b>
1.2.4.	Exécution de la couche filtrante et drainante dans la recharge amont, constituée de matériaux graveleux	m <sup>3</sup>	<b>147350.00</b>	<b>1210.4</b>	<b>178352440</b>
1.2.5.	Exécution du riprap de protection sur le talus amont du barrage	m <sup>3</sup>	<b>21240.00</b>	<b>1059.1</b>	<b>22495284</b>
1.2.6.	Exécution du revêtement en graviers grossiers sur le talus aval du barrage	m <sup>3</sup>	<b>27470.00</b>	<b>907.8</b>	<b>24937266</b>
1.2.7.	Exécution de l'écran en argile pour le pré- batardeau	m <sup>3</sup>	<b>11866.00</b>	<b>756.5</b>	<b>8976629</b>
	<b>Total Remblais</b>		<b>1.405.896.00</b>		<b>988294929</b>

**BARRAGE A NOYAU CENTRAL D'ARGILE****RECAPITULATIF**

<b>1.1.</b>	<b>Fouilles</b>				<b>134962542.8</b>
<b>1.2.</b>	<b>Remblais</b>				<b>988294928.6</b>
	<b>Total 1. :</b>				<b>1123257471</b>

Libellé	Unité	Qty.	Prix unitaire DA	Total DA
<b>TRAVAUX DE GENIE CIVIL PRINCIPAUX</b>				
<b>RECAPITULATIF</b>				
<b>TRAVAUX DE GENIE CIVIL PRINCIPAUX</b>				<b>1123257471</b>
<b>TRAVAUX NON SPECIFIES 15% (TRAVAUX GENIE CIVIL)</b>				<b>270511372.3</b>
<b>TRAVAUX PREALABLES 10% (TRAVAUX GENIE CIVIL+ TRAVAUX NON SPECIFIES)</b>				<b>207392051.9</b>
				<b>1601160896</b>
<b>Total Barrage en enrochements à noyau central d'argile :</b>				<b>1601160896</b>

### II.8.2.2 Barrage en enrochements a écran en béton

	Libellé	Unité	Qty.	Prix unitaire DA	Total DA
<b>2.00</b>	<b>Terrassements généraux</b>				
<b>2.1.</b>	<b>Fouilles</b>				
2.1.1.	Fouille en grande masse en alluvions pour le barrage en encochements à écran en béton	m <sup>3</sup>	<b>281649.00</b>	<b>378.25</b>	<b>106533734</b>
2.1.2.	Fouille en rocher pour les fondations de l'écran en béton	m <sup>3</sup>	<b>49146.00</b>	<b>756.5</b>	<b>37178949</b>
2.1.3.	Fouille dans les alluvions pour le pré – batardeau	m <sup>3</sup>	<b>12318.00</b>	<b>378.25</b>	<b>4659283.5</b>
	<b>Total Terrassements :</b>				<b>148371967</b>
<b>2.2.</b>	<b>Remblais</b>				
2.2.1.	Remblaiement avec des matériaux alluviaux calibrés jusqu'à la cote 175.00, y compris l'épandage et le compactage en couches jusqu'à 40cm.	m <sup>3</sup>	<b>942861.00</b>	<b>643.025</b>	<b>606283195</b>
2.2.2.	Etablissement de la zone de transition de 4.0m d'épaisseur en pierres cassées, de dimension du grain maximum 203mm et quantité de fines jusqu'à 5%.	m <sup>3</sup>	<b>92686.00</b>	<b>756.5</b>	<b>70116959</b>

	<b>Libellé</b>	<b>Unité</b>	<b>Qty.</b>	<b>Prix unitaire DA</b>	<b>Total DA</b>
2.2.3.	Etablissement de la zone de transition de 4.0m d'épaisseur en pierres cassées de dimension du grain maximum 76.2 mm et quantité de fines jusqu'à 5%.	m <sup>3</sup>	<b>99534.00</b>	<b>756.5</b>	<b>75297471</b>
2.2.4.	Protection de la plinthe en béton par le remblaiement avec des matériaux limoneux meubles	m <sup>3</sup>	<b>12880.00</b>	<b>453.9</b>	<b>5846232</b>
2.2.5.	Remblaiement avec des matériaux argileux des fouilles au – dessus de la plinthe	m <sup>3</sup>	<b>27835.00</b>	<b>756.5</b>	<b>21057177.5</b>
2.2.6.	Remblaiement avec des matériaux filtrants de dimension du grain maximum 19mm et pourcentage de fines jusqu'à 5% en arrière de la plinthe	m <sup>3</sup>	<b>3995.00</b>	<b>1210.4</b>	<b>4835548</b>
2.2.7.	Exécution du revêtement en pierres de grandes dimensions D=80-500mm sur le talus aval	m <sup>3</sup>	<b>48990.00</b>	<b>907.8</b>	<b>44473122</b>
2.2.8.	Remblaiement avec des matériaux alluviaux calibrés au droit du pré- batardeau	m <sup>3</sup>	<b>29778.00</b>	<b>643.025</b>	<b>19147998.5</b>
2.2.9.	Exécution de l'écran en argile pour le pré- batardeau	m <sup>3</sup>	<b>9820.00</b>	<b>756.5</b>	<b>7428830</b>
<b>Total Remblais :</b>					<b>854486532</b>

**2.3. Travaux de béton**

2.3.1.	Exécution de l'écran en béton de 0.3-0.6m d'épaisseur sur le talus amont du barrage	m <sup>3</sup>	17380.00	9078	157775640
2.3.2.	Exécution de la plinthe en béton	m <sup>3</sup>	1715.00	7565	12973975

---

<b>Total travaux de béton :</b>					<b>170749615</b>
---------------------------------	--	--	--	--	------------------

**BARRAGE EN ENROCHEMENTS****RECAPITULATIF**

2.1.	Fouilles				148371966.8
2.2.	Remblais				854486532.5
2.3.	Travaux de béton				170749615

---

<b>Total2. :</b>					<b>1173608114</b>
------------------	--	--	--	--	-------------------

**TRAVAUX DE GENIE CIVIL PRINCIPAUX****RECAPITULATIF**

<b>TRAVAUX DE GENIE CIVIL PRINCIPAUX</b>	<b>1173608114</b>
<b>TRAVAUX NON SPECIFIES 15% (TRAVAUX GENIE CIVIL)</b>	<b>277866295.3</b>
<b>TRAVAUX PREALABLES 10% (TRAVAUX GENIE CIVIL + TRAVAUX NON SPECIFIES.)</b>	<b>213030825.9</b>

---

<b>1664505235</b>
-------------------

<b>TOTAL Barrage en enrochements à écran en béton :</b>	<b>1664505235</b>
---	-------------------

### II.8.2.3 Barrage en béton compacte roule (BCR)

Libellé	Unité	Qty.	Prix unitaire DA	Total DA
<b>3.00 Terrassements généraux</b>				
<b>3.1. Fouilles</b>				
3.1.1 Fouille en grande masse pour le barrage en béton compacté roulé dans les terrains de catégorie II	m <sup>3</sup>	419959.00	378.25	158849492
3.1.2 Fouille en grande masse dans les terrains de catégorie IV	m <sup>3</sup>	107302.00	643.025	68997868.6
<b>Total Fouilles</b>				<b>227847360</b>
<b>3.2. Travaux de béton</b>				
3.2.1 Confection du béton compacté roulé pour le cours du barrage	m <sup>3</sup>	380948.00	3782.5	1440935810
3.2.2 Exécution du revêtement en béton armé du barrage BCR, d'une épaisseur de 1.00 m sur le parement amont et de 1.5 m de la dalle de fondation du barrage..	m <sup>3</sup>	72980.00	7565	552093700
3.2.3 Exécution des éléments en béton armé préfabriqués en calotte des galeries de drainage, de 80cm d'épaisseur.	m <sup>3</sup>	1405.00	16643	23383415

---

Libellé	Unité	Qty.	Prix unitaire DA	Total DA
<b>Total Travaux de béton :</b>				<b>2016412925</b>

---

**BARRAGE EN BETON COMPACTE ROULE****RECAPITULATIF**

3.1.	Fouilles			<b>227847360.3</b>
3.2.	Travaux de béton			<b>2016412925</b>
<b>Total 3. :</b>				<b>2244260285</b>

Libellé	Unité	Qty.	Prix unitaire DA	Total DA
<b>TRAVAUX DE GENIE CIVIL PRINCIPAUX</b>				
<b>RECAPITULATIF</b>				
<b>TRAVAUX DE GENIE CIVIL PRINCIPAUX</b>				<b>2244260285</b>
<b>TRAVAUX NON SPECIFIES</b>	<b>15%</b>	<b>(TRAVAUX DE GENIE CIVIL)</b>		<b>407901621.2</b>
<b>TRAVAUX PREALABES 10%</b>	<b>(TRAVAUX DE GENIE CIVIL + TRAVAUX NON SPECIFIES)</b>			<b>312724576.1</b>
				<b>2964886528</b>
<b>TOTAL Barrage en béton compacté roulé :</b>				<b>2964886528</b>

## **Conclusion:**

Les résultats des analyses et des investigations exécutées dans le cadre de l'étude d'APD du barrage de BOUNACHI ont permis de tirer les conclusions

Suivantes:

- La construction du barrage de BOUNACHI est réalisable et n'implique aucune difficulté technique particulière. De plus, le choix d'un barrage du type "à noyau central d'argile" comme digue principale permet l'utilisation exclusive de matériaux disponibles in situ, ce qui permettra un emploi intensif de main d'œuvre locale.
  - Grâce à la capacité de sa retenue, le barrage peut assurer la pérennité de l'irrigation, permettant ainsi le développement du secteur de l'agriculture avec la mise en valeur de nouvelles terres, l'intensification et la diversification des cultures, l'amélioration de la production, et le développement des industries induites.
  - En plus, le barrage peut satisfaire à long terme les besoins en eau de la population, du bétail et de l'industrie sur l'ensemble de la vallée. Il garantit dans le fleuve un débit minimum sanitaire nécessaire pour prélever de l'eau d'une qualité acceptable, sans contamination excessive par des eaux usées, améliorant ainsi la santé publique par la réduction de l'incidence des maladies hydriques notamment celles liées au manque d'eau et à son impureté.
  - La réalisation du barrage de BOUNACHI offrira un grand nombre d'emplois dans les secteurs de l'exploitation du barrage, de l'agriculture et des services, que ce soit à court terme durant la phase de construction ou à long terme une fois le barrage en exploitation.
  - maintenir les populations rurales en leur assurant de réelles possibilités de développement dans un milieu pauvre, isolé et défavorisé.
- Le projet du barrage de BOUNACHI est considéré comme un investissement primordial pour le pays, puisqu'il permettrait d'assurer les ressources hydriques nécessaires pour la survie des communautés.

## Références bibliographiques :

1. M. HASSANE : Formulaire de calcul des aménagements. ENSH Blida. 1998
2. B. TOUAIBIA : Manuel pratique d'hydrologie. ENSH Blida. Mars 2004
3. B. TOUAIBIA et B. BENLAOUKLI : introduction au dimensionnement des retenus collinaires. ENSH Blida. Avril 2004.
4. M. ROCHE : Hydrologie de surface. ORSTOMP. Gauthier-Villars Editeur. Paris 1963
5. GERARD DEGOUTTE : petits barrages. Recommandation pour la conception, la réalisation et les suivis, Comité français des grands barrages. Edition Cemegref. France. 1997
6. V. VOLKOV : Guide de la thèse de fin d'études. ENSH Blida. 1986
7. R. ROLLEY : Technique des barrages en aménagement rural. Edition Eyrolles. Paris 1997
8. CIGB : Barrages en remblai, filtre et drain granulaire. Bulletin 95. 1994
9. CIGB. Calcul statique des barrages en remblai. Bulletin 53. 1986
10. CFGB : Barrages et développement durable en France. MEDD. France. Septembre 2003
11. GAUTHIER VILLARS : les barrages en terre compactée. Pratique américaines .1953
12. PAUL ROYET : La surveillance et l'entretien des petits barrages - Guide pratique – Ministère de l'environnement. CEMAGREF Edition 1994
13. CONY-et-BILLIER étude d'APD du barrage de DRAA DISS (w de SETIF)
14. Michel CARLIER : Hydraulique générale et appliquée. Edition Eyrolles. Paris 1972.
15. Armando LENCASTRE : Hydraulique générale. Edition Eyrolles. Paris 2002.
16. DAR AL-HANDASAH étude d'APD du barrage de SIDI KHLIFA (w de TIZI OUZOU)
17. ouvrage hydrotechniques méarents du projecteur (en russe) Moscou STROÏZDAT .1983
18. rapport d'étude de fusibilité(bureau d'étude de BELGRAD)

## FICHE SIGNALÉTIQUE DE LA SOLUTION CHOISIE

- Oued .....RABTA
- Site du barrage .....BOU NACHI
- Coordonnées .....x =637,70 ; y =371,40
- Type de barrage .....Barrage en enrochement à noyau central d'argile.
- Superficie du bassin versant ..... $F_{si} = 62 \text{ Km}^2$
- Débit moyen interannuel ..... $Q_{mi} = 0,786 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débits de crue
  - de période de retour de 10.000 ans.....  $Q_{0,01\%} = 598 \text{ m}^3/\text{s}$
  - de période de retour de 1.000 ans.....  $Q_{0,1\%} = 473 \text{ m}^3/\text{s}$
  - de période de retour de 100 ans .....  $Q_{1\%} = 340 \text{ m}^3/\text{s}$
  - de période de retour de 50 ans .....  $Q_{2\%} = 298 \text{ m}^3/\text{s}$
  - de période de retour de 20 ans.....  $Q_{5\%} = 246 \text{ m}^3/\text{s}$
  - de période de retour de 10 ans.....  $Q_{10\%} = 192 \text{ m}^3/\text{s}$
- Capacité totale de la retenue ..... $y_{tot} = 23 \times 10^6 \text{ m}^3$
- Tranche morte nécessaire à l'accumulation des apports solides. ....  $y_n = 3,30 \times 10^6 \text{ m}^3$
- Volume utile de la retenue .....  $y_u = 19,7 \times 10^6 \text{ m}^3$
- Volume moyen annuel d'eau pour l'irrigation ..... $y_{reg} = 19 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{an}$
- Cote normale de retenue .....172,00 m
- Cote maximale de retenue .....173,00 m
- Cote de la crête du barrage .....175,00 m
- Longueur en crête du barrage ..... $L_{br} = 706,00 \text{ m}$
- Pentes des talus du barrage
  - talus amont ..... 1/2.00
  - talus aval ..... 1/1,80
- Débit maximum de l'évacuateur de crue avec vannes ..... $340 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit maximum l'évacuateur de secours ..... $258 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit maximum de la vidange de fond ..... $125 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit maximum de la galerie de dérivation..... $246 \text{ m}^3/\text{s}$
- Nombre de vanne sur l'évacuateur de crue .....2
- Dimensions des vannes .....B/H=6,5/5,70
- Longueur du coursier .....L 0 125,0 m
- Dimensions du bassin d'amortissement
  - longueur .....40, 00 m
  - largeur .....20,00 m
- Nombre de pertuis de l'évacuateur de secours .....3
- Largeur de l'évacuateur de secours..... $B_{e,s} = 3 \times 50 \text{ m}$
- Longueur de la galerie de dérivation .....178,50 m
- Dimensions de la galerie de dérivation .....B/H =5,50/8,25

# LES ANNEXES

**ANNEXE 1.2 : FICHES TECHNIQUES  
POUR LES SONDAGES DE  
RECONNAISSANCE**

# FICHE TECHNIQUE

## SONDAGE BF-1

SITE DU BARRAGE : ..... BOU NACHI  
EMPLACEMENT : ..... AXE – FOND DE VALLEE  
FORAGE : ..... PAR ROTATION  
INCLINAISON SUR LA VERTICALE : ..... SONDAGE VERTICAL  
DIRECTION (azimut) : ..... /  
PROFONDEUR : ..... 45 m  
COORDONNEES APPROXIMATIVES:..... X = 4 061 190  
Y = 610 518  
COTE APPROXIMATIVE : ..... Z = 132  
DIAMETRE FINAL DU TROU : ..... 86 mm  
ESSAIS LUGEON : TRANCHES (3m) : ..... 10  
PROFONDEUR : ..... de 15 m à 45 m  
PRESSION : de 15m à 25m... 0-1-2-3-2-1-0 bars  
de 25m à 35m... 0-2-4-6-4-2-0 bars  
au- delà de 35m. 0-3-6-10-6-3-0 bars  
PIEZOMETRE ..... /  
ECHANTILLONS : DE ROCHES ..... /  
DE SOLS : INTACTS ..... 1  
REMANIES ..... /  
DE ALLUVIONS ACTUELLES:  
REMANIES ..... 3  
D'EAU ..... /

# FICHE TECHNIQUE

## SONDAGE BF 2

SITE DU BARRAGE : ..... BOU NNACHI  
EMPLACEMENT : ..... AXE – FOND DE VALLEE  
FORAGE : ..... PAR ROTATION  
INCLINAISON SUR LA VERTICALE : ..... SONDAGE VERTICAL  
DIRECTION (azimut) : ..... /  
PROFONDEUR : ..... 45 m  
COORDONNEES APPROXIMATIVES:..... X = 4 061 205  
Y = 610 605  
COTE APPROXIMATIVE : ..... Z = 131  
DIAMETRE FINAL DU TROU : ..... 86 mm  
ESSAIS LUGEON : TRANCHES (3m) : ..... 10  
PROFONDEUR : ..... de 15 m à 45 m  
PRESSION : de 15m à 25m.... 0-1-2-3-2-1-0 bars  
de 25m à 35m.... 0-2-4-6-4-2-0 bars  
au-delà de 35m.. 0-3-6-10-6-3-0 bars  
PIEZOMETRE ..... /  
ECHANTILLONS : DE ROCHES ..... /  
DE SOLS : INTACTS ..... 1  
REMANIES ..... /  
DE ALLUVIONS ACTUELLES:  
REMANIES..... 3  
D'EAU ..... /

# FICHE TECHNIQUE

## SONDAGE BF-3

SITE DU BARRAGE : ..... BOU NACHI  
EMPLACEMENT : ..... AXE – RIVE GAUCHE  
FORAGE : ..... PAR ROTATION  
INCLINAISON SUR LA VERTICALE : ..... SONDAGE VERTICAL  
DIRECTION (azimut) : ..... /  
PROFONDEUR : ..... 50 m  
COORDONNEES APPROXIMATIVES:..... X = 4 061 155  
Y = 610 295  
COTE APPROXIMATIVE : ..... Z = 164  
DIAMETRE FINAL DU TROU : ..... 86 mm  
ESSAIS LUGEON : TRANCHES (3m) : ..... 15  
PROFONDEUR : ..... de 6 m à 50 m  
PRESSION : à 10m..... 0-1-2-3-2-1-0 bars  
de 10m à 20m.... 0-2-4-6-4-2-0 bars  
au-delà de 20m.. 0-3-6-10-6-3-0 bars  
PIEZOMETRE ..... OUI (35 m)  
ECHANTILLONS : DE ROCHES ..... 1  
DE SOLS : INTACTS ..... 1  
REMANIES ..... /  
D'EAU ..... /

# FICHE TECHNIQUE

## SONDAGE BF-4

SITE DU BARRAGE : ..... BOU NACHI  
EMPLACEMENT : ..... AXE – RIVE GAUCHE  
FORAGE : ..... PAR ROTATION  
INCLINAISON SUR LA VERTICALE : ..... SONDAGE VERTICAL  
DIRECTION (azimut) : ..... /  
PROFONDEUR : ..... 35 m  
COORDONNEES APPROXIMATIVES:..... X = 4 061 285  
Y = 610 270  
COTE APPROXIMATIVE : ..... Z = 154  
DIAMETRE FINAL DU TROU : ..... 86 mm  
ESSAIS LUGEON : TRANCHES (3m) : ..... 10  
PROFONDEUR : ..... de 6 m à 35 m  
PRESSION : à 10m..... 0-1-2-3-2-1-0 bars  
de 10m à 20m.... 0-2-4-6-4-2-0 bars  
au-delà de 20m.. 0-3-6-10-6-3-0 bars  
PIEZOMETRE ..... OUI (30 m)  
ECHANTILLONS : DE ROCHES ..... 1  
DE SOLS : INTACTS ..... 1  
REMANIES ..... /  
D'EAU ..... /

## FICHE TECHNIQUE

### SONDAGE BF-5

SITE DU BARRAGE : ..... M'DJEDEL  
EMPLACEMENT : ..... AXE – RIVE GAUCHE  
FORAGE : ..... PAR ROTATION  
INCLINAISON SUR LA VERTICALE : ..... SONDAGE VERTICAL  
DIRECTION (azimut) : ..... /  
PROFONDEUR : ..... 60 m  
COORDONNEES APPROXIMATIVES:..... X = 562 866  
Y = 4 061 145  
COTE APPROXIMATIVE : ..... Z = 174  
DIAMETRE FINAL DU TROU : ..... 86 mm  
ESSAIS LUGEON : TRANCHES (3m) : ..... 19  
PROFONDEUR : ..... de 3 m à 60 m  
PRESSION : à 5 m..... 0-1-2-3-2-1-0 bars  
de 5m à 20m..... 0-2-4-6-4-2-0 bars  
au-delà de 20m.. 0-3-6-10-6-3-0 bars  
PIEZOMETRE ..... OUI (50 m)  
ECHANTILLONS : DE ROCHES ..... 1  
DE SOLS : INTACTS ..... 1  
REMANIES ..... 1  
D'EAU ..... /

# FICHE TECHNIQUE

## SONDAGE BF-6

SITE DU BARRAGE : ..... M'DJEDEL  
EMPLACEMENT : ..... AXE - RIVE GAUCHE  
FORAGE : ..... PAR ROTATION  
INCLINAISON SUR LA VERTICALE : ..... SONDAGE VERTICAL  
DIRECTION (azimut) : ..... /  
PROFONDEUR : ..... 35 m  
COORDONNEES APPROXIMATIVES:..... X = 4 061 000  
Y = 610 330  
COTE APPROXIMATIVE : ..... Z = 163  
DIAMETRE FINAL DU TROU : ..... 86 mm  
ESSAIS LUGEON : TRANCHES (3m) : ..... 10  
PROFONDEUR : ..... de 6 m à 35 m  
PRESSION : à 10m..... 0-1-2-3-2-1-0 bars  
de 10m à 20m.... 0-2-4-6-4-2-0 bars  
au-delà de 20m.. 0-3-6-10-6-3-0 bars  
PIEZOMETRE ..... OUI (30 m)  
ECHANTILLONS : DE ROCHES ..... 1  
DE SOLS : INTACTS ..... 2  
REMANIES ..... /  
D'EAU ..... /

## FICHE TECHNIQUE

### SONDAGE BF-7

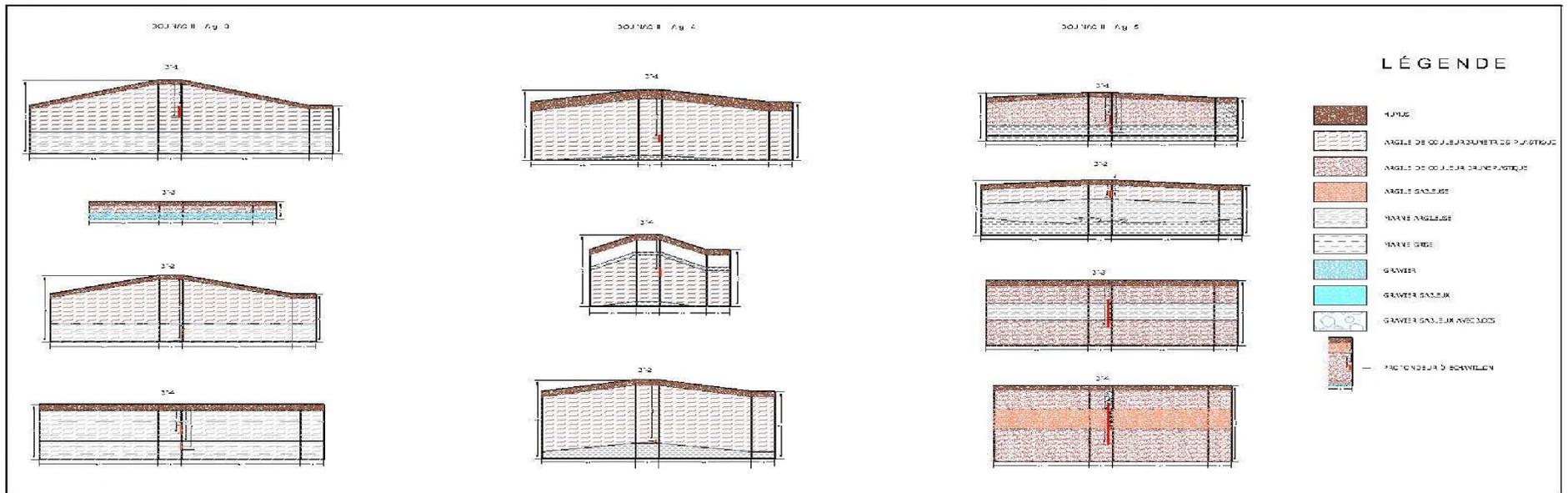
SITE DU BARRAGE : ..... M'DJEDEL  
EMPLACEMENT : ..... AMONT – RIVE DROITE  
FORAGE : ..... PAR ROTATION  
INCLINAISON SUR LA VERTICALE : ..... SONDAGE VERTICAL  
DIRECTION (azimut) : ..... /  
PROFONDEUR : ..... 45 m  
COORDONNEES APPROXIMATIVES:..... X = 4 061 200  
Y = 610 760  
COTE APPROXIMATIVE : ..... Z = 153  
DIAMETRE FINAL DU TROU : ..... 86 mm  
ESSAIS LUGEON : TRANCHES (3m) : ..... 13  
PROFONDEUR : ..... de 6 m à 45 m  
PRESSION : à 10m..... 0-1-2-3-2-1-0 bars  
de 10m à 20m.... 0-2-4-6-4-2-0 bars  
au-delà de 20m.. 0-3-6-10-6-3-0 bars  
PIEZOMETRE ..... OUI (30 m)  
ECHANTILLONS : DE ROCHES ..... 1  
DE SOLS : INTACTS ..... 1  
REMANIES ..... /  
D'EAU ..... 1

# FICHE TECHNIQUE

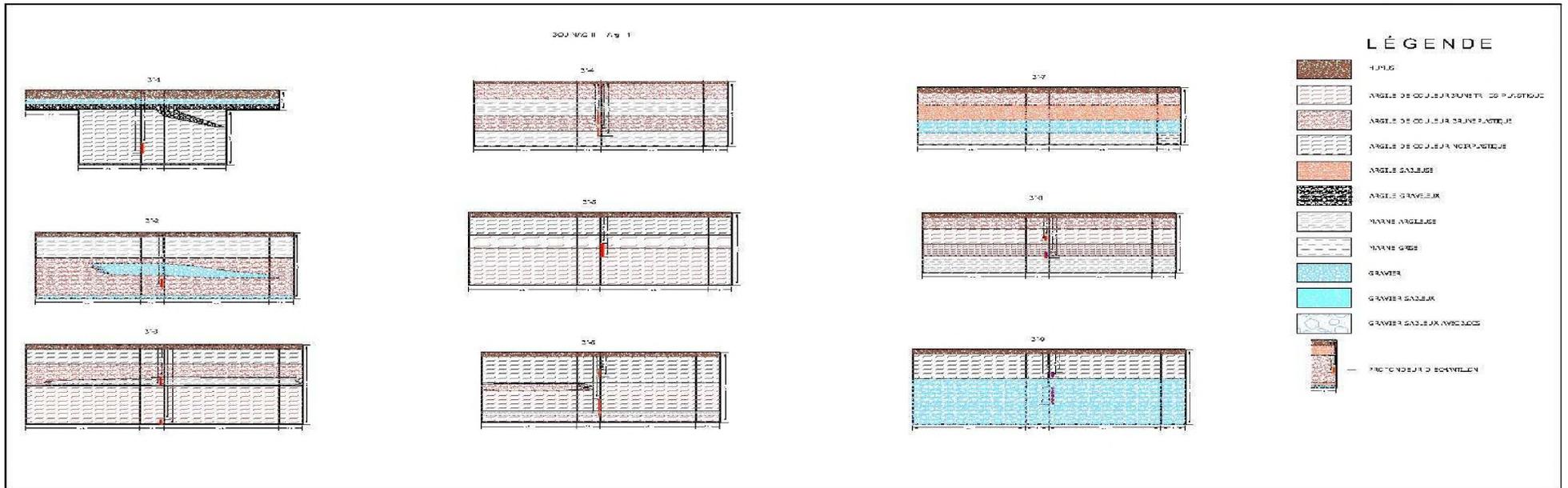
## SONDAGE BF-8

SITE DU BARRAGE : ..... M'DJEDEL  
EMPLACEMENT : ..... AVAL – RIVE DROITE  
FORAGE : ..... PAR ROTATION  
INCLINAISON SUR LA VERTICALE : ..... SONDAGE VERTICAL  
DIRECTION (azimut) : ..... /  
PROFONDEUR : ..... 60 m  
COORDONNEES APPROXIMATIVES:..... X = 4 610 240  
Y = 611 080  
COTE APPROXIMATIVE : ..... Z = 184  
DIAMETRE FINAL DU TROU : ..... 86 mm  
ESSAIS LUGEON : TRANCHES (3m) : ..... 5  
PROFONDEUR : ..... de 5 m à 20 m  
PRESSION : à 10m..... 0-1-2-3-2-1-0 bars  
de 10m à 20m.... 0-2-4-6-4-2-0 bars  
au-delà de 20m.. 0-3-6-10-6-3-0 bars  
PIEZOMETRE ..... OUI (60 m)  
ECHANTILLONS : DE ROCHES ..... 1  
DE SOLS : INTACTS ..... /  
REMANIES ..... /  
D'EAU ..... /

**ANNEXE 1.2 : coup développé des puits  
de reconnaissances ARG 1.3.4.5**



**COUP DEVELOPPE DES PUIITS DE RECONNAISSANCES ARG 3.4.5**

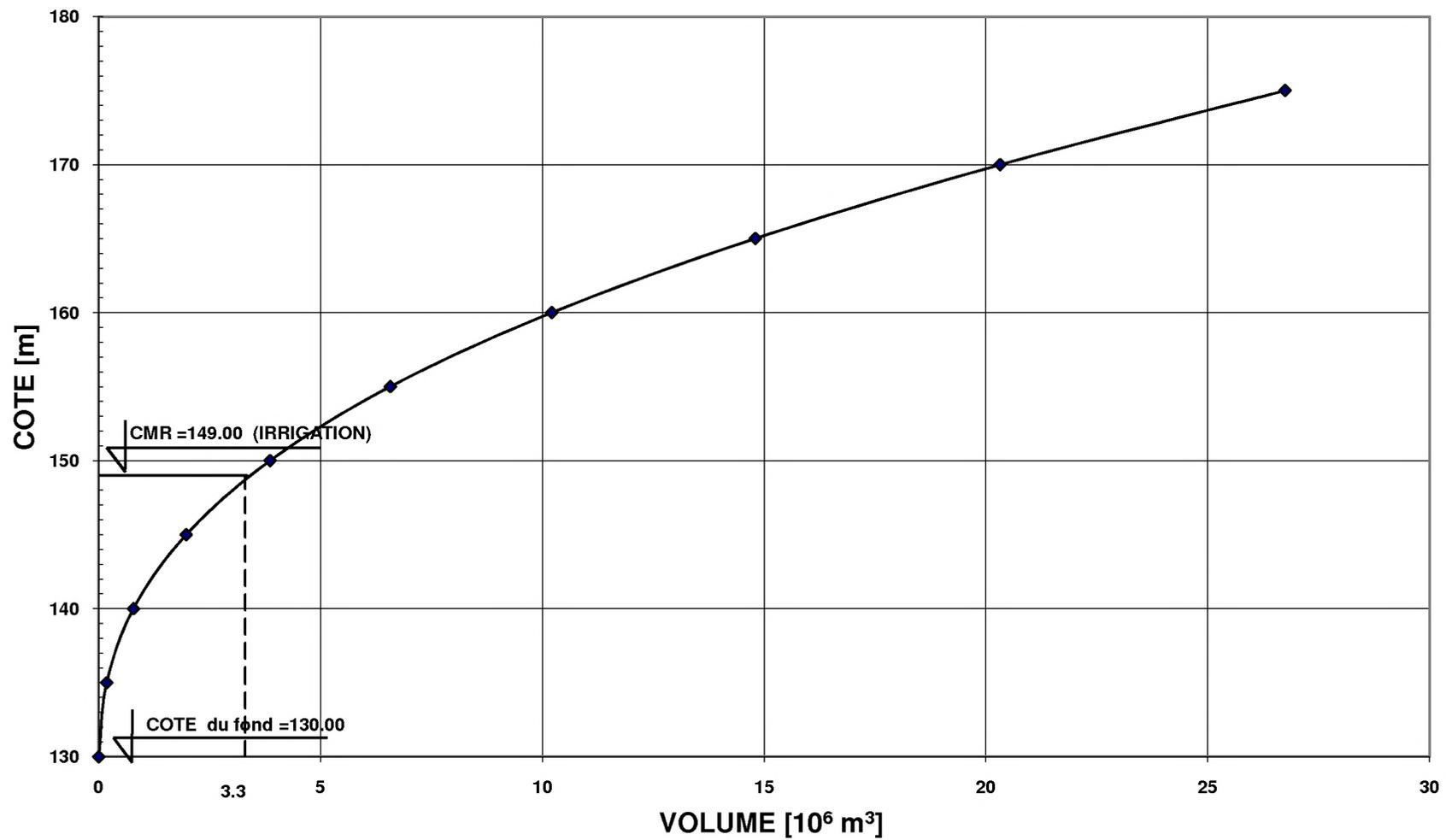


**COUP DEVELOPPE DES PUIITS DE RECONNAISSANCES ARG 1**

## **ANNEXE 2 : annexe pour le calcul hydrologique**

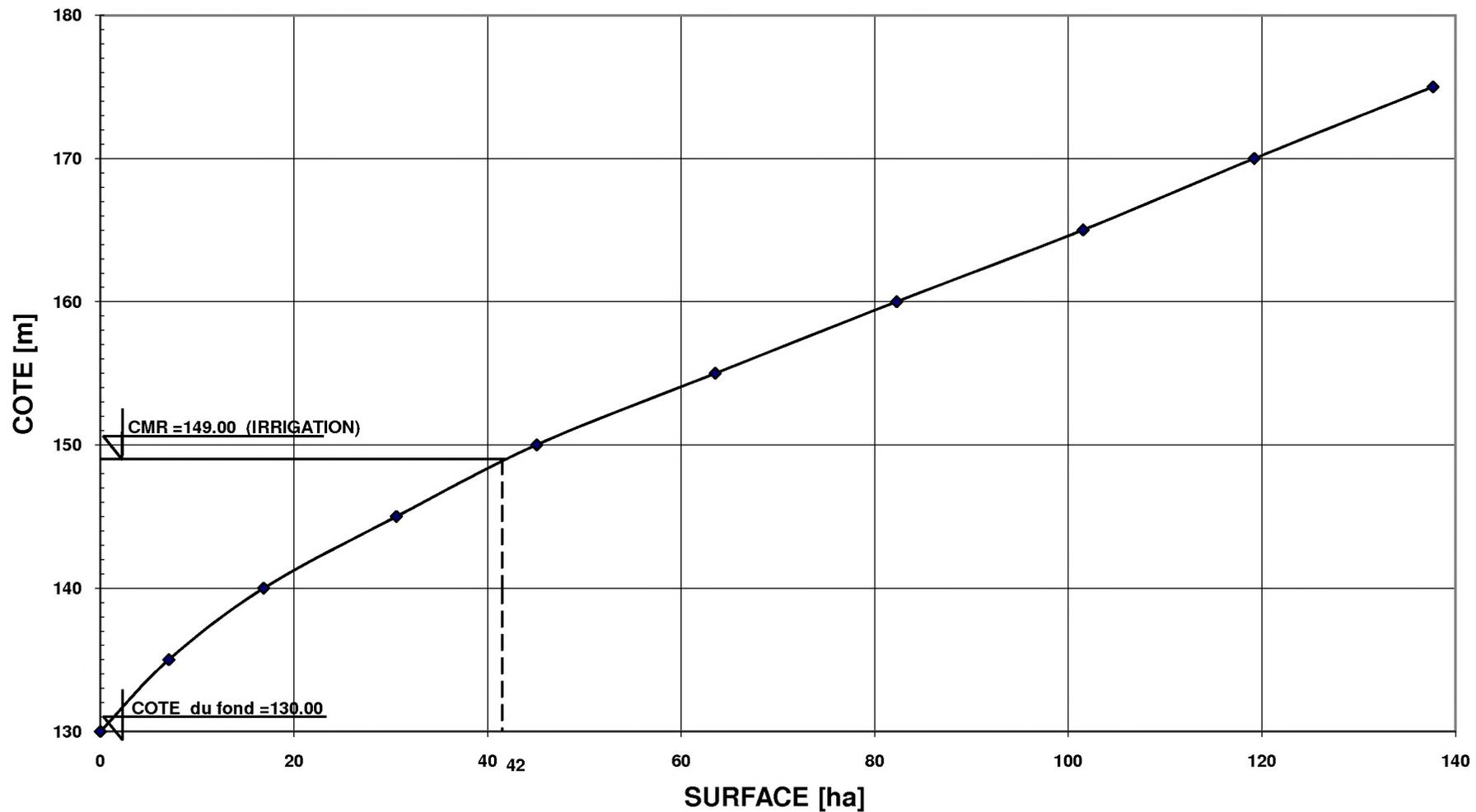
Cours d'eau : Rabta  
Barrage et retenue : Bou Nachi  
Site : Bou Nachi

### COURBE VOLUME DE LA RETENUE



Cours d'eau : Rabta  
Barrage et retenue : Bou Nachi  
Site : Bou Nachi

### COURBE SURFACE DE LA RETENUE



**Annexe (2.3) Régularisation saisonnière sans tenir compte des pertes**

Mois	W (m3)	U (m3)	W-U (m3)	1ere consigne			2eme consigne		
				Vrf (m3)	Vri (m3)	S (m3)	Vrf (m3)	Vri (m3)	S (m3)
				3.3	3.3		3.3	3.3	
Octobre	0.38	0	0.38	3.68	3.68		2.18	3.3	1.12
Novembre	1.735	0	1.735	5.415	5.415		3.5	4.54	1.04
Décembre	5.256	0	5.256	10.671	10.671		7.29	7.29	
Janvier	4.526	0	4.526	15.197	15.197		10.27	10.27	
Février	3.002	0	3.002	18.199	18.199		13.272	13.272	
Mars	3.623	0	3.623	21.822	19.7	1.002	16.895	16.895	
Avril	3.456	1.5	1.956	21.656	19.7	1.956	18.851	18.851	
Mai	2.809	3.36	-0.551	19.149	19.149	0	18.3	18.3	
Juin	0.771	4.95	-4.179	14.97	14.97		17.7	17.7	
Juillet	0.627	7.12	-6.493	8.477	8.477		10.02	10.02	
Août	0.397	3.95	-3.553	4.924	4.924		6.467	6.467	
Septembre	0.337	1.88	-1.543	3.381	3.381		4.924	4.924	
Total	26.919	22.76	2.159			2.159	3.3		2.159

**annexe (2.4) Régularisation saisonnière en tenant compte des pertes**

Mois	W (m3)	U-P (m3)	W-(U-P) (m3)	1ere consigne			2eme consigne		
				Vrf (m3)	Vri (m3)	S (m3)	Vrf (m3)	Vri (m3)	S (m3)
				3.3	66000		3.3	3.3	0
Octobre	0.38	-0.051	0.431	3.731	3.731		1.503	3.3	1.01
Novembre	1.735	-0.062	1.797	5.528	5.528		2.3	3.3	1
Décembre	5.256	-0.074	5.33	10.858	10.858		5.888	5.888	
Janvier	4.526	-0.096	4.622	15.48	15.48		10.51	10.51	
Février	3.002	-0.121	3.123	18.603	18.603		13.633	13.633	
Mars	3.623	-0.152	3.775	22.378	19.7	2.01	17.408	17.408	
Avril	3.456	1.313	2.143	17.557	17.557	0	19.551	19.551	
Mai	2.809	3.171	-0.362	17.919	17.919	0	19.396	19.396	
Juin	0.771	4.761	-3.99	13.929	13.929		15.406	15.406	
Juillet	0.627	6.944	-6.317	7.612	7.612		9.089	9.089	
Août	0.397	3.819	-3.422	4.19	4.19		5.667	5.667	
Septembre	0.337	1.814	-1.477	3.3	3.3		4.19	4.19	
Total	26.919	22.76	2.01			2.01	3.3		2.01



## **ANNEXE 3 : annexe pour le calcul de stabilité**

## ANNEXE (3.1)

Stabilité pour le cas de fin de construction talus amont ( $R_1=77.7$ )

N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	2.29	0.78	0	-0.3	0.95394	4.7692	-1.430746	4.549483	2.3786	11.1794	0.53	2.411226	0.78	1.85531	0.98331324	66.82	50.988
-2	7.78	3	0	-0.2	0.9798	62.318	-12.46356	61.058725	7.9444	37.3387	0.53	32.36112	3	23.8332	12.631596	66.82	666.252
-1	7.78	6.33	0	-0.1	0.99499	131.49	-13.14906	130.83145	7.8226	36.7662	0.53	69.34067	6.33	49.5171	26.2440407	66.82	1405.79
0	7.78	10.61	0	0	1	220.4	0	220.39729	7.779	36.5613	0.53	116.8106	10.61	82.5352	43.7436507	66.82	2356.31
1	7.78	14.11	0	0.1	0.99499	293.1	29.310139	291.6322	7.8269	36.7864	0.53	154.5651	14.11	110.438	58.5319063	66.82	3133.61
2	7.78	16.81	0	0.2	0.9798	349.19	69.837481	342.13239	7.9444	37.3387	0.53	181.3302	16.81	133.545	70.7790429	66.82	3733.23
3	7.78	18.69	0	0.3	0.95394	388.24	116.47197	370.35725	8.1608	38.3558	0.53	196.2893	18.69	152.525	80.8384366	66.82	4150.75
4	7.78	19.67	0	0.4	0.91652	408.6	163.43882	374.48537	8.496	39.9312	0.53	198.4772	19.67	167.116	88.5716496	66.82	4368.39
5	7.78	19.63	0	0.5	0.86603	407.77	203.88307	353.13583	8.9948	42.2756	0.53	187.162	19.63	176.568	93.5809997	66.82	4359.51
6	7.78	18.39	0	0.6	0.8	382.01	229.20487	305.60649	9.6393	45.3047	0.53	161.9714	18.39	177.267	93.9513653	66.82	4084.13
7	7.78	15.32	0	0.7	0.71414	318.24	222.76536	227.26613	11.039	51.8814	0.53	120.451	15.32	169.111	89.6290166	66.82	3402.33
8	7.03	6.92	0	0.8	0.6	129.89	103.91127	77.933455	11.665	54.8236	0.53	41.30473	6.92	80.719	42.781087	66.82	1388.67
somme							1111.7796			468.543		1462.475					33100

**Stabilité pour le cas de fin de construction talus amont (R<sub>2</sub>=89.34)**

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*S in α	N=Gn*C os α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	2.64	0	0.94	-0.3	0.95394	6.5762	-1.972872	6.2733331	2.8105	2.8105	0.38	2.383867	0	0	0	77.04	81.0614
-2	8.93	4.64	0	-0.2	0.9798	110.63	-22.1264	108.39676	9.1183	42.856	0.53	57.45028	4.64	42.3089	22.4237234	77.04	1363.69
-1	8.93	7.23	0	-0.1	0.99499	172.39	-17.23856	171.52152	8.9788	42.2004	0.53	90.90641	7.23	64.9167	34.4058637	77.04	2124.89
0	8.93	12.14	0	0	1	289.46	0	289.45523	8.9237	41.9414	0.53	153.4113	12.14	108.334	57.4168705	77.04	3567.94
1	8.93	16.16	0	0.1	0.99499	385.3	38.53045	383.37313	8.9788	42.2004	0.53	203.1878	16.16	145.097	76.9016262	77.04	4749.42
2	8.93	19.27	0	0.2	0.9798	459.46	91.891307	450.17363	9.1183	42.856	0.53	238.592	19.27	175.71	93.1261097	77.04	5663.45
3	8.93	21.42	0	0.3	0.95394	510.72	153.21576	487.19507	9.3661	44.0207	0.53	258.2134	21.42	200.622	106.329587	77.04	6295.33
4	8.93	22.6	0	0.4	0.91652	538.85	215.54162	493.8679	9.7499	45.8245	0.53	261.75	22.6	220.348	116.784302	77.04	6642.13
5	8.93	22.51	0	0.5	0.86603	536.71	268.35409	464.80292	10.321	48.5082	0.53	246.3455	22.51	232.323	123.131433	77.04	6615.68
6	8.93	21.08	0	0.6	0.8	502.61	301.56753	402.09004	11.222	52.7429	0.53	213.1077	21.08	236.558	125.375556	77.04	6195.4
7	8.93	0	14.87	0.7	0.71414	351.89	246.32378	251.30052	12.544	12.5442	0.38	95.4942	14.87	186.532	70.8822565	77.04	4337.55
8	4.88	4.5	0	0.8	0.6	58.633	46.90656	35.17992	7.7731	36.5336	0.53	18.64536	4.5	34.979	18.5388435	77.04	722.736
<b>somme</b>							<b>1320.9933</b>			<b>455.039</b>		<b>1839.488</b>					<b>48359.3</b>

### Stabilité pour le cas de fin de construction talus amont (R<sub>3</sub>=83.93)

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-2	2.36	0	0.7	-0.2	0.9798	4.3778	-0.87556	4.2893505	2.4772	2.4772	0.38	1.629953	0.7	1.73404	0.6589352	75.18	52.6597
-1	8.39	0	3.59	-0.1	0.99499	79.818	-7.981827	79.418171	8.4358	8.4358	0.38	30.1789	3.59	30.2845	11.5081184	75.18	960.118
0	8.39	7.36	0	0	1	164.87	0	164.87357	8.3835	39.4025	0.53	87.38299	7.36	61.7026	32.7023568	75.18	1983.23
1	8.39	8.03	0	0.1	0.99499	179.88	17.988244	178.98077	8.4358	39.6483	0.53	94.85981	8.03	67.7395	35.9019212	75.18	2163.77
2	8.39	10.95	0	0.2	0.9798	245.29	49.058847	240.33829	8.567	40.2649	0.53	127.3793	10.95	93.8087	49.7185845	75.18	2950.6
3	8.39	12.96	0	0.3	0.95394	290.32	87.096254	276.94844	8.7999	41.3595	0.53	146.7827	12.96	114.047	60.4447531	75.18	3492.21
4	8.39	14.01	0	0.4	0.91652	313.84	125.53689	287.64114	9.1606	43.0548	0.53	152.4498	14.01	128.34	68.0202032	75.18	3775.15
5	8.39	13.95	0	0.5	0.86603	312.5	156.24907	270.63132	9.6973	45.5773	0.53	143.4346	13.95	135.277	71.6969876	75.18	3758.98
6	8.39	12.58	0	0.6	0.8	281.81	169.08501	225.44668	10.503	49.366	0.53	119.4867	12.58	132.133	70.0303692	75.18	3389.82
7	8.39	9.64	0	0.7	0.71414	215.95	151.16397	154.2181	11.781	55.3721	0.53	81.73559	9.64	113.572	60.193018	75.18	2597.6
8	8.39	4.27	0	0.8	0.6	95.654	76.522841	57.392131	14.078	66.1675	0.53	30.41783	4.27	60.1139	31.8603744	75.18	1150.6
<b>somme</b>							<b>823.84374</b>			<b>431.126</b>		<b>1015.738</b>					<b>26274.7</b>

**Stabilité pour le cas de fin de construction talus amont (R<sub>4</sub>=73.14)**

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
0	7.31	2	0	0	1	39.035	0	39.0354	7.4535	35.0315	0.53	20.68876	2	14.907	7.90071	67.11	419.147
1	7.31	5.24	0	0.1	0.99499	102.27	10.227275	101.7601	7.3504	34.5469	0.53	53.93285	5.24	38.5161	20.4135309	67.11	1098.16
2	7.31	7.78	0	0.2	0.9798	151.85	30.369541	148.77976	7.3659	34.6197	0.53	78.85327	7.78	57.3067	30.3725521	67.11	1630.48
3	7.31	9.55	0	0.3	0.95394	186.39	55.918211	177.80858	7.6098	35.7661	0.53	94.23855	9.55	72.6736	38.5170027	67.11	2001.42
4	7.31	10.47	0	0.4	0.91652	204.35	81.740128	187.29016	7.9667	37.4435	0.53	99.26379	10.47	83.4113	44.208015	67.11	2194.23
5	7.31	10.39	0	0.5	0.86603	202.79	101.39445	175.62034	8.4034	39.496	0.53	93.07878	10.39	87.3113	46.2750028	67.11	2177.47
6	7.31	9.28	0	0.6	0.8	181.12	108.67455	144.8994	9.0707	42.6323	0.53	76.79668	9.28	84.1761	44.6133309	67.11	1944.84
7	7.31	6.74	0	0.7	0.71414	131.55	92.084509	93.94499	10.164	47.7713	0.53	49.79084	6.74	68.506	36.308198	67.11	1412.52
8	7.31	2.88	0	0.8	0.6	56.211	44.968781	33.726586	7.0164	32.9771	0.53	17.87509	2.88	20.2072	10.709833	67.11	603.571
<b>somme</b>							<b>525.37745</b>			<b>340.284</b>		<b>584.5186</b>					<b>13481.8</b>

### Stabilité pour le cas de fin de construction talus amont ( $R_5=70.31$ )

N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	tang $\theta$	N*tang $\theta$	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang $\theta$	dn	a*Gn*dn
-2	7.03	1.65	0	-0.2	0.9798	30.971	-6.194133	30.34493	7.1783	3.2721	0.53	16.08281	1.65	11.8442	6.27742335	60.59	300.242
-1	7.03	4.63	0	-0.1	0.99499	86.906	-8.690556	86.469943	7.0684	70.684	0.53	45.82907	4.63	32.7267	17.3451468	60.59	842.497
0	7.03	8.5	0	0	1	159.55	0	159.54585	7.0229	70.229	0.53	84.5593	8.5	59.6947	31.6381645	60.59	1546.7
1	7.03	11.66	0	0.1	0.99499	218.86	21.885937	217.76232	7.0684	70.684	0.53	115.414	11.66	82.4175	43.6812983	60.59	2121.71
2	7.03	14.11	0	0.2	0.9798	264.85	52.969222	259.49513	7.1783	71.783	0.53	137.5324	14.11	101.286	53.6814809	60.59	2567.52
3	7.03	15.8	0	0.3	0.95394	296.57	88.970274	282.90744	7.3735	73.735	0.53	149.9409	15.8	116.501	61.745689	60.59	2875.04
4	7.03	16.69	0	0.4	0.91652	313.27	125.30919	287.11942	7.6758	76.758	0.53	152.1733	16.69	128.109	67.8978241	60.59	3036.99
5	7.03	16.66	0	0.5	0.86603	312.71	156.35493	270.81469	8.1257	81.257	0.53	143.5318	16.66	135.374	71.7483059	60.59	3031.53
6	7.03	15.53	0	0.6	0.8	291.5	174.89979	233.19972	8.8015	88.015	0.53	123.5959	15.53	136.687	72.4442664	60.59	2825.91
7	7.03	13.01	0	0.7	0.71414	244.2	170.9393	174.39297	9.8729	98.729	0.53	92.42827	13.01	128.446	68.0766074	60.59	2367.36
8	7.03	7.96	0	0.8	0.6	149.41	119.528	89.645998	11.799	117.992	0.53	47.51238	7.96	93.9216	49.778465	60.59	1448.44
9	1.66	1.41	0	0.9	0.43589	6.2494	5.6244618	2.7240512	3.2721	32.721	0.53	1.443747	1.41	4.61366	2.44524033	60.59	60.5842
<b>somme</b>							<b>901.59642</b>			<b>855.859</b>		<b>1110.044</b>					<b>23024.5</b>

### Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval ( $R_1=57.3$ )

N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	tang $\theta$	N*tang $\theta$	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang $\theta$	dn	a*Gn*dn
-2	2.31	0.85	0	-0.2	0.9798	5.2425	-1.048509	5.1366241	2.344	11.0168	0.53	2.722411	0.85	1.9924	1.055972	49.5	41.521
-1	5.72	3.22	0	-0.1	0.99499	49.177	-4.917713	48.930625	5.1954	24.4184	0.53	25.93323	3.22	16.7292	8.86646964	49.5	389.483
0	5.72	6.77	0	0	1	103.39	0	103.39415	5.7224	26.8953	0.53	54.7989	6.77	38.7406	20.5325434	49.5	818.882
1	5.72	9.58	0	0.1	0.99499	146.31	14.630959	145.57621	5.7513	27.0311	0.53	77.15539	9.58	55.0975	29.2016506	49.5	1158.77
2	5.72	11.89	0	0.2	0.9798	181.59	36.317767	177.92	5.8406	27.4508	0.53	94.2976	11.89	69.4447	36.805709	49.5	1438.18
3	5.72	13.59	0	0.3	0.95394	207.55	62.265575	197.99191	5.9992	28.1962	0.53	104.9357	13.59	81.5291	43.2104378	49.5	1643.81
4	5.72	14.63	0	0.4	0.91652	223.44	89.374085	204.78175	6.2448	29.3506	0.53	108.5343	14.63	91.3614	48.4215547	49.5	1769.61
5	5.72	14.17	0	0.5	0.86603	216.41	108.20495	187.41648	6.6102	31.0679	0.53	99.33073	14.17	93.6665	49.643263	49.5	1713.97
6	5.72	14.33	0	0.6	0.8	218.85	131.3121	175.08279	7.1588	33.6464	0.53	92.79388	14.33	102.586	54.3703701	49.5	1733.32
7	5.72	12.6	0	0.7	0.71414	192.43	134.70257	137.42411	8.0281	37.7321	0.53	72.83478	12.6	101.154	53.6116518	49.5	1524.06
8	5.72	9.27	0	0.8	0.6	141.58	113.26012	84.945089	9.5889	9.5889	0.53	45.0209	9.27	88.8891	47.1112246	49.5	1121.28
9	3.79	0	3.4	0.9	0.43589	34.148	30.73311	14.884725	8.1475	8.1475	0.38	5.656195	3.4	27.7015	10.52657	49.5	270.451
somme							714.83501			294.542		784.0141					13623.3

### Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval ( $R_2=61.89$ )

N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-2	2.83	0.94	0	-0.2	0.9798	7.1027	-1.420547	6.9592296	2.8733	13.5045	0.53	3.688392	0.94	2.7009	1.43147806	51.81	58.8788
-1	6.18	4.17	0	-0.1	0.99499	68.808	-6.88075	68.4626	6.2137	29.2044	0.53	36.28518	4.17	25.9111	13.7328984	51.81	570.387
0	6.18	7.92	0	0	1	130.68	0	130.68475	6.1763	29.0286	0.53	69.26292	7.92	48.9163	25.9256369	51.81	1083.32
1	6.18	11.04	0	0.1	0.99499	182.17	18.216662	181.2535	6.2137	29.2044	0.53	96.06436	11.04	68.5992	36.3576014	51.81	1510.09
2	6.18	13.36	0	0.2	0.9798	220.45	44.089603	215.99406	6.31	29.657	0.53	114.4769	13.36	84.3016	44.679848	51.81	1827.43
3	6.18	15.37	0	0.3	0.95394	253.61	76.084267	241.93255	6.4811	30.4612	0.53	128.2243	15.37	99.6145	52.7956887	51.81	2102.36
4	6.18	16.5	0	0.4	0.91652	272.26	108.90396	249.53032	6.746	31.7062	0.53	132.2511	16.5	111.309	58.99377	51.81	2256.93
5	6.18	16.82	0	0.5	0.86603	277.54	138.77005	240.35677	7.1401	33.5585	0.53	127.3891	16.82	120.096	63.6511355	51.81	2300.7
6	6.18	16.18	0	0.6	0.8	266.98	160.18782	213.58377	7.7316	36.3385	0.53	113.1994	16.18	125.097	66.3015626	51.81	2213.15
7	6.18	14.32	0	0.7	0.71414	236.29	165.40201	168.74381	8.6681	40.7401	0.53	89.43422	14.32	124.127	65.7874118	51.81	1958.74
8	6.18	10.72	0	0.8	0.6	176.89	141.50915	106.13186	10.348	48.6347	0.53	56.24989	10.72	110.928	58.7920605	51.81	1466.32
9	5.36	4.65	0	0.9	0.43589	66.547	59.892372	29.0072	12.222	57.4439	0.53	15.37382	4.65	56.8328	30.1213655	51.81	551.649
<b>somme</b>							<b>904.7546</b>			<b>409.482</b>		<b>981.8994</b>					<b>17899.9</b>

### Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval ( $R_3=49.8$ )

N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	tang $\varnothing$	N*tang $\varnothing$	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang $\varnothing$	dn	a*Gn*dn
-1	2.43	0.76		-0.1	0.99499	4.931	-0.493096	4.9062393	2.4409	11.4722	0.53	2.600307	0.76	1.85508	0.98319452	44.56	35.1557
0	4.98	3.01		0	1	40.023	0	40.022766	4.9821	23.4159	0.53	21.21207	3.01	14.9961	7.94794413	44.56	285.346
1	4.98	5.5		0.1	0.99499	73.131	7.31313	72.764725	5.0073	23.5343	0.53	38.5653	5.5	27.5402	14.5962795	44.56	521.397
2	4.98	7.51		0.2	0.9798	99.857	19.971493	97.839935	5.0852	23.9004	0.53	51.85517	7.51	38.1899	20.2406216	44.56	711.944
3	4.98	8.99		0.3	0.95394	119.54	35.86093	114.03049	5.2235	24.5505	0.53	60.43616	8.99	46.9593	24.8884105	44.56	852.247
4	4.98	9.89		0.4	0.91652	131.5	52.60135	120.52483	5.4378	25.5577	0.53	63.87816	9.89	53.7798	28.5033163	44.56	937.566
5	4.98	9.37		0.5	0.86603	124.59	62.294571	107.89736	5.7567	27.0565	0.53	57.1856	9.37	53.9403	28.5883479	44.56	888.271
6	4.98	9.78		0.6	0.8	130.04	78.024449	104.0326	6.2357	29.3078	0.53	55.13728	9.78	60.9851	32.3221274	44.56	927.139
7	4.98	8.11		0.7	0.71414	107.84	75.484798	77.009898	6.9954	32.8784	0.53	40.81525	8.11	56.7327	30.0683278	44.56	768.823
8	4.98	5.19		0.8	0.6	69.009	55.207483	41.405612	8.3616	39.2995	0.53	21.94497	5.19	43.3967	23.0002531	44.56	492.009
9	1.91	1.52		0.9	0.43589	7.7515	6.9763896	3.3788197	3.8586	18.1354	0.53	1.790774	1.52	5.86507	3.10848816	44.56	55.2654
<b>somme</b>							<b>393.2415</b>			<b>279.109</b>		<b>415.421</b>					<b>6475.16</b>

### Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval ( $R_4=61.21$ )

N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	tang $\emptyset$	N*tang $\emptyset$	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang $\emptyset$	dn	a*Gn*dn
-1	3.98	1.11	0	-0.1	0.99499	11.796	-1.179553	11.7364	3.991	3.2721	0.53	6.220292	1.11	4.43001	2.3479053	60.59	114.351
0	6.62	4.44	0	0	1	78.479	0	78.478776	6.6027	66.027	0.53	41.59375	4.44	29.316	15.5374736	60.59	760.805
1	6.62	7.79	0	0.1	0.99499	137.69	13.769137	137.00118	6.6561	66.561	0.53	72.61063	7.79	51.851	27.4810401	60.59	1334.84
2	6.62	10.46	0	0.2	0.9798	184.88	36.976937	181.14925	6.7596	67.596	0.53	96.00911	10.46	70.7054	37.4738705	60.59	1792.35
3	6.62	12.43	0	0.3	0.95394	219.71	65.911567	209.58542	6.9433	69.433	0.53	111.0803	12.43	86.3052	45.7417661	60.59	2129.91
4	6.62	13.63	0	0.4	0.91652	240.92	96.366281	220.80289	7.2279	72.279	0.53	117.0255	13.63	98.5163	52.2136268	60.59	2335.53
5	6.62	13.97	0	0.5	0.86603	246.93	123.46267	213.84362	7.6515	76.515	0.53	113.3371	13.97	106.891	56.6524712	60.59	2393.79
6	6.62	13.27	0	0.6	0.8	234.55	140.73153	187.64205	8.2877	82.877	0.53	99.45028	13.27	109.978	58.2882229	60.59	2273.85
7	6.62	11.27	0	0.7	0.71414	199.2	139.44123	142.25851	9.5502	95.502	0.53	75.39701	11.27	107.631	57.0442996	60.59	1931.14
8	6.62	7.39	0	0.8	0.6	130.62	104.49696	78.372724	10.856	108.556	0.53	41.53754	7.39	80.2229	42.5181285	60.59	1266.29
9	3.46	1.98	0	0.9	0.43589	18.292	16.462472	7.9731393	7.209	72.09	0.53	4.225764	1.98	14.2738	7.5651246	60.59	177.326
somme							736.43924			780.708		778.4873					16510.2

### Stabilité pour le cas de fin de construction talus aval ( $R_5=61.21$ )

N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	tang $\emptyset$	N*tang $\emptyset$	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang $\emptyset$	dn	a*Gn*dn
-1	4.02	1.3	0	-0.1	0.99499	13.953	-1.395342	13.883478	4.0342	18.9607	0.53	7.358243	1.3	5.24446	2.7795638	66.82	149.179
0	7.05	4.59	0	0	1	86.4	0	86.399865	7.9444	37.3387	0.53	45.79193	4.59	36.4648	19.3263419	66.82	923.718
1	7.05	8.16	0	0.1	0.99499	153.6	15.359976	152.82983	7.0885	33.316	0.53	80.99981	8.16	57.8422	30.6563448	66.82	1642.17
2	7.05	11	0	0.2	0.9798	207.06	41.4117	202.87507	7.1988	33.8344	0.53	107.5238	11	79.1868	41.969004	66.82	2213.7
3	7.05	13.1	0	0.3	0.95394	246.59	73.976355	235.22982	7.3946	34.7546	0.53	124.6718	13.1	96.8693	51.3407078	66.82	2636.32
4	7.05	14.38	0	0.4	0.91652	270.68	108.27277	248.08409	7.6978	36.1797	0.53	131.4846	14.38	110.694	58.6680129	66.82	2893.91
5	7.05	14.73	0	0.5	0.86603	277.27	138.63508	240.123	8.1492	38.3012	0.53	127.2652	14.73	120.038	63.6199895	66.82	2964.35
6	7.05	14	0	0.6	0.8	263.53	158.1174	210.8232	8.8271	41.4874	0.53	111.7363	14	123.579	65.497082	66.82	2817.44
7	7.05	11.86	0	0.7	0.71414	223.25	156.2727	159.43004	9.9021	46.5399	0.53	84.49792	11.86	117.439	62.2426202	66.82	2386.78
8	7.05	7.73	0	0.8	0.6	145.51	116.40452	87.303393	11.835	55.6264	0.53	46.2708	7.73	91.4876	48.4884503	66.82	1555.63
9	2.76	2.2	0	0.9	0.43589	16.212	14.591016	7.0667516	5.6011	26.3252	0.53	3.745378	2.2	12.3224	6.5308826	66.82	173.328
somme							821.64618			402.664		871.3457					20356.5

**Stabilité pour le cas de service talus aval ( $R_1=56.96$ )**

N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	tang $\varnothing$	N*tang $\varnothing$	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang $\varnothing$	dn	a*Gn*dn
-1	4.69	1.57	0	-0.1	0.99499	19.66	-1.966001	19.561464	4.7052	23.9965	0.53	10.36758	1.57	7.38716	3.91519692	50.29	158.192
0	5.69	4.69	0	0	1	71.252	0	71.251887	5.695	29.0445	0.53	37.7635	4.69	26.7096	14.1560615	50.29	573.321
1	5.69	7.55	0	0.1	0.99499	114.7	11.470187	114.12691	5.7102	29.122	0.53	60.48726	7.55	43.112	22.8493653	50.29	922.937
2	5.69	9.85	0	0.2	0.9798	149.64	29.928831	146.62073	5.8098	29.63	0.53	77.70899	9.85	57.2265	30.3300609	50.29	1204.1
3	5.69	11.55	0	0.3	0.95394	175.47	52.64132	167.38873	5.9675	30.4343	0.53	88.71603	11.55	68.9246	36.5300513	50.29	1411.91
4	5.69	12.58	0	0.4	0.91652	191.12	76.447654	175.16358	6.2116	31.6792	0.53	92.8367	12.58	78.1419	41.4152218	50.29	1537.82
5	5.69	12.87	0	0.5	0.86603	195.52	97.762451	169.32953	6.5748	33.5315	0.53	89.74465	12.87	84.6177	44.8473683	50.29	1573.27
6	5.69	12.28	0	0.6	0.8	186.56	111.93687	149.24916	7.2125	36.7838	0.53	79.10205	12.28	88.5695	46.941835	50.29	1501.15
7	5.69	10.57	0	0.7	0.71414	160.58	112.40783	114.67892	7.8913	40.2456	0.53	60.77983	10.57	83.411	44.2078517	50.29	1292.11
8	5.69	7.25	0	0.8	0.6	110.14	88.11534	66.086505	5.0253	25.629	0.53	35.02585	7.25	36.4334	19.3097153	50.29	886.264
9	2.13	1.96	0	0.9	0.43589	11.147	10.032044	4.8587409	2.2331	11.3888	0.53	2.575133	1.96	4.37688	2.31974428	50.29	89.6909
<b>somme</b>							<b>588.77652</b>			<b>321.485</b>		<b>635.1076</b>					<b>11150.8</b>

**Stabilité pour le cas de service talus aval (R<sub>2</sub>=64.36)**

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	1.59	0.69	0	-0.3	0.95394	2.9293	-0.878777	2.7943331	1.6634	8.48334	0.53	1.480997	0.69	1.14775	0.60830538	53.24	24.9526
-2	6.43	3.85	0	-0.2	0.9798	66.097	-13.21944	64.761751	6.5654	33.4835	0.53	34.32373	3.85	25.2768	13.3966987	53.24	563.042
-1	6.43	8.4	0	-0.1	0.99499	144.21	-14.4212	143.48917	6.4651	32.972	0.53	76.04926	8.4	54.3068	28.7826252	53.24	1228.46
0	6.43	12.29	0	0	1	211	0	210.99595	6.4227	32.7558	0.53	111.8279	12.29	78.935	41.835541	53.24	1797.35
1	6.43	15.54	0	0.1	0.99499	266.79	26.679227	265.45496	6.4227	32.7558	0.53	140.6911	15.54	99.8088	52.8986417	53.24	2272.64
2	6.43	18.54	0	0.2	0.9798	318.3	63.659315	311.86568	6.5654	33.4835	0.53	165.2888	18.54	121.723	64.5129335	53.24	2711.38
3	6.43	20.05	0	0.3	0.95394	344.22	103.26612	328.36534	6.7437	34.3929	0.53	174.0336	20.05	135.211	71.6619281	53.24	2932.21
4	6.43	21.22	0	0.4	0.91652	364.31	145.72283	333.89296	7.0197	35.8005	0.53	176.9633	21.22	148.958	78.947758	53.24	3103.31
5	6.43	21.63	0	0.5	0.86603	371.35	185.673	321.59507	7.4304	37.895	0.53	170.4454	21.63	160.72	85.1813626	53.24	3163.27
6	6.43	20.88	0	0.6	0.8	358.47	215.08196	286.77594	8.047	41.0397	0.53	151.9912	20.88	168.021	89.0513208	53.24	3053.59
7	6.43	18.94	0	0.7	0.71414	325.16	227.61467	232.21341	9.0239	46.0219	0.53	123.0731	18.94	170.913	90.583713	53.24	2769.88
8	6.43	15.19	0	0.8	0.6	260.78	208.62675	156.47006	10.778	54.9668	0.53	82.92913	15.19	163.715	86.7688345	53.24	2221.46
9	4.04	0	8.8	0.9	0.43589	94.213	84.79152	41.066407	8.6288	8.6288	0.38	15.60523	8.8	75.9334	28.8547072	53.24	802.542
<b>somme</b>							1232.596			432.68		1424.703					26644.1

### Stabilité pour le cas de service talus aval ( $R_3=68.3$ )

N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	tang $\theta$	N*tang $\theta$	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang $\theta$	dn	a*Gn*dn
-1	2.82	0.91	0	-0.1	0.99499	6.8518	-0.685175	6.8174092	2.8739	14.6569	0.53	3.613227	0.91	2.61525	1.38608197	61.23	67.1253
0	6.82	3.77	0	0	1	68.649	0	68.649438	6.8126	34.7443	0.53	36.3842	3.77	25.6835	13.6122561	61.23	672.545
1	6.82	7.22	0	0.1	0.99499	131.47	13.147187	130.81286	6.8573	34.9722	0.53	69.33081	7.22	49.5097	26.2401442	61.23	1288
2	6.82	9.97	0	0.2	0.9798	181.55	36.309544	177.87971	6.9628	35.5103	0.53	94.27625	9.97	69.4191	36.7921315	61.23	1778.59
3	6.82	12	0	0.3	0.95394	218.51	65.55384	208.44793	7.1538	36.4844	0.53	110.4774	12	85.8456	45.498168	61.23	2140.73
4	6.82	13.24	0	0.4	0.91652	241.09	96.436982	220.96489	7.4456	37.9726	0.53	117.1114	13.24	98.5797	52.2472643	61.23	2361.93
5	6.82	13.59	0	0.5	0.86603	247.47	123.73287	214.31162	7.8811	40.1936	0.53	113.5852	13.59	107.104	56.765199	61.23	2424.37
6	6.82	12.88	0	0.6	0.8	234.54	140.72224	187.62966	8.5867	43.7922	0.53	99.44372	12.88	110.597	58.6162489	61.23	2297.71
7	6.82	10.82	0	0.7	0.71414	197.03	137.918	140.7045	9.4278	48.0818	0.53	74.57338	10.82	102.009	54.0646619	61.23	1930.22
8	6.82	0	6.85	0.8	0.6	123.8	99.04004	74.28003	5.487	5.487	0.38	28.22641	6.85	37.586	14.282661	61.23	1212.84
<b>somme</b>							712.17553			331.895		747.022					16174.1

### Stabilité pour le cas de service talus aval ( $R_4=73.8$ )

N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	tang $\varnothing$	N*tang $\varnothing$	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang $\varnothing$	dn	a*Gn*dn
-1	5.04	1.66	0	-0.1	0.99499	22.338	-2.233829	22.226316	5.0578	25.7948	0.53	11.77995	1.66	8.39595	4.44985244	65.09	232.64
0	7.32	5.35	0	0	1	104.56	0	104.56254	7.323	37.3473	0.53	55.41815	5.35	39.1781	20.7643665	65.09	1088.96
1	7.32	9.06	0	0.1	0.99499	177.07	17.707226	176.18468	7.37	37.587	0.53	93.37788	9.06	66.7722	35.389266	65.09	1844.1
2	7.32	12.02	0	0.2	0.9798	234.92	46.984738	230.17727	7.4844	38.1704	0.53	121.994	12.02	89.9625	47.6801186	65.09	2446.59
3	7.32	14.16	0	0.3	0.95394	276.75	83.024611	264.00144	7.6875	39.2063	0.53	139.9208	14.16	108.855	57.69315	65.09	2882.17
4	7.32	15.53	0	0.4	0.91652	303.52	121.40981	278.18483	8.002	40.8102	0.53	147.438	15.53	124.271	65.8636618	65.09	3161.03
5	7.32	15.9	0	0.5	0.86603	310.76	155.37798	269.12256	8.4699	43.1965	0.53	142.635	15.9	134.671	71.3758473	65.09	3236.34
6	7.32	15.14	0	0.6	0.8	295.9	177.54133	236.72177	9.1723	46.7787	0.53	125.4625	15.14	138.869	73.6003697	65.09	3081.64
7	7.32	12.93	0	0.7	0.71414	252.71	176.89636	180.47039	10.285	52.4535	0.53	95.64931	12.93	132.985	70.4820765	65.09	2631.81
8	7.32	8.68	0	0.8	0.6	169.65	135.71631	101.78724	12.429	63.3859	0.53	53.94723	8.68	107.88	57.1765314	65.09	1766.75
9	3.64	3.28	0	0.9	0.43589	31.878	28.689898	13.895152	7.3669	37.5712	0.53	7.36443	3.28	24.1634	12.806619	65.09	331.987
somme							941.11444			462.302		994.9871					22704

### Stabilité pour le cas de service talus aval ( $R_5=74$ )

N°Tr	bi	h1	h2	Sin $\alpha$	Cos $\alpha$	Gn	T=Gn*Sin $\alpha$	N=Gn*Cos $\alpha$	dli	C*dli	tang $\phi$	N*tang $\phi$	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tang $\phi$	dn	a*Gn*dn
0	7.4	2.37	0	0	1	46.826	0	46.82646	7.2387	36.9174	0.53	24.81802	2.37	17.1557	9.09253107	67.23	503.703
1	7.4	6.11	0	0.1	0.99499	120.72	12.072138	120.11626	7.6049	38.785	0.53	63.66162	6.11	46.4659	24.6269477	67.23	1298.58
2	7.4	9.1	0	0.2	0.9798	179.8	35.95956	176.16515	7.5563	38.5371	0.53	93.36753	9.1	68.7623	36.4440349	67.23	1934.05
3	7.4	11.3	0	0.3	0.95394	223.27	66.97962	212.98162	7.7619	39.5857	0.53	112.8803	11.3	87.7095	46.4860191	67.23	2401.62
4	7.4	12.62	0	0.4	0.91652	249.35	99.738384	228.52935	8.0804	41.21	0.53	121.1206	12.62	101.975	54.0465634	67.23	2682.16
5	7.4	13.01	0	0.5	0.86603	257.05	128.52579	222.6132	8.5543	43.6269	0.53	117.985	13.01	111.291	58.9844648	67.23	2765.05
6	7.4	12.4	0	0.6	0.8	245	146.99952	195.99936	9.2663	47.2581	0.53	103.8797	12.4	114.902	60.8981236	67.23	2635.41
7	7.4	9.99	0	0.7	0.71414	197.38	138.16769	140.95924	10.395	53.0165	0.53	74.7084	9.99	103.85	55.0405244	67.23	2123.2
8	7.4	5.66	0	0.8	0.6	111.83	89.464224	67.098168	13.162	67.1277	0.53	35.56203	5.66	74.4986	39.4842675	67.23	1202.94
<b>somme</b>							<b>717.90693</b>			<b>406.065</b>		<b>747.9831</b>					<b>17546.7</b>

**Stabilité pour le cas de vidange rapide talus amont (R<sub>1</sub>=74)**

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-1	3.36	0.98	0	-0.1	0.99499	3.5101	-0.351012	3.4925301	3.3661	20.1966	0.53	1.851041	0.98	3.29878	1.74835234	63.74	35.7977
0	7.01	3.87	0	0	1	28.919	0	28.919194	7.0062	42.0372	0.53	15.32717	3.87	27.114	14.3704168	63.74	294.93
1	7.01	6.93	0	0.1	0.99499	51.786	5.1785534	51.525956	7.0538	42.3228	0.53	27.30876	6.93	48.8828	25.907902	63.74	528.13
2	7.01	9.38	0	0.2	0.9798	70.094	14.01871	68.677373	7.1573	42.9438	0.53	36.39901	9.38	67.1355	35.5818012	63.74	714.842
3	7.01	11.07	0	0.3	0.95394	82.722	24.816704	78.912089	7.3515	44.109	0.53	41.82341	11.07	81.3811	43.1319857	63.74	843.636
4	7.01	11.09	0	0.4	0.91652	82.872	33.14872	75.953259	7.6523	45.9138	0.53	40.25523	11.09	84.864	44.9779237	63.74	845.16
5	7.01	11.9	0	0.5	0.86603	88.925	44.462327	77.011009	8.0997	48.5982	0.53	40.81583	11.9	96.3864	51.0848079	63.74	906.889
6	7.01	10.8	0	0.6	0.8	80.705	48.422837	64.563782	8.7716	52.6296	0.53	34.2188	10.8	94.7333	50.2086384	63.74	823.059
7	7.01	8.3	0	0.7	0.71414	62.023	43.416155	44.293337	9.7291	58.3746	0.53	23.47547	8.3	80.7515	42.7983109	63.74	632.536
8	5.95	0	4.15	0.8	0.6	65.929	52.74318	39.557385	9.8602	59.1612	0.53	20.96541	4.15	40.9198	21.6875099	63.74	672.37
somme							265.85617			456.287		282.4401			331.497649		6297.35

**Stabilité pour le cas de vidange rapide talus amont (R<sub>2</sub>=54.74)**

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	2.1	0.81	0	-0.4	0.91652	1.8031	-0.721224	1.6525318	2.2692	15.8844	0.28	0.462709	0.81	1.83805	0.51465456	44.39	12.8061
-3	5.47	3	0	-0.3	0.95394	17.395	-5.21838	16.593391	5.7472	40.2304	0.28	4.646149	3	17.2416	4.827648	44.39	123.543
-2	5.47	5.05	0	-0.2	0.9798	29.281	-5.856182	28.689315	5.5954	39.1678	0.28	8.033008	5.05	28.2568	7.9118956	44.39	207.965
-1	5.47	8.62	0	-0.1	0.99499	49.98	-4.998048	49.729954	5.5099	38.5693	0.28	13.92439	8.62	47.4953	13.2986946	44.39	354.981
0	5.47	11.67	0	0	1	67.665	0	67.664994	5.4807	38.3649	0.28	18.9462	11.67	63.9598	17.9087353	44.39	480.584
1	5.47	14.1	0	0.1	0.99499	81.755	8.175462	81.34482	5.5115	38.5805	0.28	22.77655	14.1	77.7122	21.759402	44.39	580.654
2	5.47	16.01	0	0.2	0.9798	92.829	18.565836	90.953652	5.5954	39.1678	0.28	25.46702	16.01	89.5824	25.0830591	44.39	659.31
3	5.47	16.34	0	0.3	0.95394	94.743	28.422776	90.378669	5.7472	40.2304	0.28	25.30603	16.34	93.9092	26.2945894	44.39	672.9
4	5.47	18.03	0	0.4	0.91652	104.54	41.816618	95.81391	5.9823	41.8761	0.28	26.82789	18.03	107.861	30.2010433	44.39	742.496
5	5.47	18.01	0	0.5	0.86603	104.43	52.212791	90.435207	6.3319	44.3233	0.28	25.32186	18.01	114.038	31.9305053	44.39	741.672
6	5.47	17.14	0	0.6	0.8	99.381	59.628689	79.504918	6.8568	47.9976	0.28	22.26138	17.14	117.526	32.9071546	44.39	705.845
7	5.47	15.18	0	0.7	0.71414	88.017	61.611673	62.856479	7.688	53.816	0.28	17.59981	15.18	116.704	32.6770752	44.39	625.13
8	5.47	11.69	0	0.8	0.6	67.781	54.224766	40.668575	9.1793	64.2551	0.28	11.3872	11.69	107.306	30.0456848	44.39	481.407
9	5.47	0	5.31	0.9	0.43589	77.552	69.796817	33.804141	12.982	90.874	0.28	9.46516	5.31	68.9344	19.3016376	44.39	550.805
<b>somme</b>							<b>377.6616</b>			<b>633.338</b>		<b>232.4254</b>			<b>294.661779</b>		<b>6940.1</b>

**Stabilité pour le cas de vidange rapide talus amont (R<sub>3</sub>=69.54)**

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-3	3.59	1.2	0	-0.3	0.95394	4.5923	-1.377698	4.3808017	3.7329	26.1303	0.28	1.226624	1.2	4.47948	1.2542544	58.24	42.7931
-2	6.95	4.62	0	-0.2	0.9798	34.228	-6.845639	33.536644	6.9942	48.9594	0.28	9.39026	4.62	32.3132	9.04769712	58.24	318.952
-1	6.95	7.61	0	-0.1	0.99499	56.38	-5.638021	56.097598	6.8873	48.2111	0.28	15.70733	7.61	52.4124	14.6754588	58.24	525.373
0	6.95	9.27	0	0	1	68.679	0	68.678649	6.8428	47.8996	0.28	19.23002	9.27	63.4328	17.7611717	58.24	639.975
1	6.95	12.33	0	0.1	0.99499	91.349	9.1349271	90.891377	6.8873	48.2111	0.28	25.44959	12.33	84.9204	23.7777145	58.24	851.229
2	6.95	14.83	0	0.2	0.9798	109.87	21.974204	107.65118	6.9942	48.9594	0.28	30.14233	14.83	103.724	29.0427161	58.24	1023.82
3	6.95	16.49	0	0.3	0.95394	122.17	36.650839	116.54224	7.1839	50.2873	0.28	32.63183	16.49	118.463	33.1695031	58.24	1138.42
4	6.95	17.36	0	0.4	0.91652	128.62	51.446013	117.87762	7.4776	52.3432	0.28	33.00573	17.36	129.811	36.3471181	58.24	1198.49
5	6.95	17.33	0	0.5	0.86603	128.39	64.196386	111.1914	7.9144	55.4008	0.28	31.13359	17.33	137.157	38.4038346	58.24	1196.42
6	6.95	16.24	0	0.6	0.8	120.32	72.190373	96.25383	8.5702	59.9914	0.28	26.95107	16.24	139.18	38.9704134	58.24	1121.16
7	6.95	13.28	0	0.7	0.71414	98.388	68.871275	70.262755	9.6087	67.2609	0.28	19.67357	13.28	127.604	35.7289901	58.24	916.814
8	6.95	9.43	0	0.8	0.6	69.864	55.891233	41.918425	11.472	80.3005	0.28	11.73716	9.43	108.176	30.2893486	58.24	651.021
9	4.95	1.53	1.53	0.9	0.43589	28.295	25.465136	12.333328	9.4916	66.4412	0.28	3.453332	1.53	14.5221	4.06620144	58.24	263.66
<b>somme</b>							<b>391.95903</b>			<b>700.396</b>		<b>259.7324</b>			<b>312.534422</b>		<b>9888.13</b>

**Stabilité pour le cas de vidange rapide talus amont (R<sub>4</sub>=85)**

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-2	6.23	1.37	0	-0.2	0.9798	9.0984	-1.819683	8.9145913	6.5142	78.1704	0.53	4.724733	1.37	8.92445	4.72996062	75.13	109.37
-1	8.5	6.54	0	-0.1	0.99499	59.259	-5.925894	58.961901	8.5258	102.31	0.53	31.24981	6.54	55.7587	29.552128	75.13	712.34
0	8.5	9.6	0	0	1	86.986	0	86.9856	8.5006	102.007	0.53	46.10237	9.6	81.6058	43.2510528	75.13	1045.64
1	8.5	12.39	0	0.1	0.99499	112.27	11.226579	111.70305	8.5122	102.146	0.53	59.20262	12.39	105.466	55.8970637	75.13	1349.52
2	8.5	15.82	0	0.2	0.9798	143.35	28.669004	140.44886	8.5898	103.078	0.53	74.4379	15.82	135.891	72.0220371	75.13	1723.12
3	8.5	18.38	0	0.3	0.95394	166.54	49.962354	158.87016	8.7481	104.977	0.53	84.20118	18.38	160.79	85.2187413	75.13	2001.96
4	8.5	20	0	0.4	0.91652	181.22	72.488	166.09087	9.0305	108.366	0.53	88.02816	20	180.61	95.7233	75.13	2178.41
5	8.5	20.6	0	0.5	0.86603	186.66	93.3283	161.64936	9.49	113.88	0.53	85.67416	20.6	195.494	103.61182	75.13	2243.76
6	8.5	20.01	0	0.6	0.8	181.31	108.78637	145.04849	10.154	121.843	0.53	76.8757	20.01	203.174	107.681974	75.13	2179.5
7	8.5	17.95	0	0.7	0.71414	162.64	113.85147	116.15173	11.14	133.684	0.53	61.56042	17.95	199.968	105.983244	75.13	1955.12
8	8.5	0	13.97	0.8	0.6	317.05	253.63932	190.22949	12.786	153.436	0.53	100.8216	13.97	178.625	94.6710438	75.13	3811.18
<b>somme</b>							<b>724.20581</b>			<b>1223.9</b>		<b>712.8787</b>			<b>798.342366</b>		<b>19309.9</b>

**Stabilité pour le cas de vidange rapide talus amont (R<sub>5</sub>=56.41)**

N°Tr	bi	h1	h2	Sin α	Cos α	Gn	T=Gn*Sin α	N=Gn*Cos α	dli	C*dli	tangø	N*tangø	Ui	Ui*dli	Ui*dli*tangø	dn	a*Gn*dn
-4	5.64	3.05	0	-0.4	0.91652	18.337	-7.334933	16.806442	6.1584	49.2672	0.28	4.705804	3.05	18.7831	5.2592736	43.67	128.127
-3	5.64	7.12	0	-0.3	0.95394	42.807	-12.84214	40.835417	5.9158	47.3264	0.28	11.43392	7.12	42.1205	11.7937389	43.67	299.102
-2	5.64	9.08	0	-0.2	0.9798	54.591	-10.91823	53.488174	5.7591	46.0728	0.28	14.97669	9.08	52.2926	14.6419358	43.67	381.439
-1	5.64	12.32	0	-0.1	0.99499	74.071	-7.40708	73.699512	5.6709	45.3672	0.28	20.63586	12.32	69.8655	19.5623366	43.67	517.547
0	5.64	15.43	0	0	1	92.769	0	92.768863	5.6424	45.1392	0.28	25.97528	15.43	87.0622	24.377425	43.67	648.195
1	5.64	17.96	0	0.1	0.99499	107.98	10.797983	107.43857	5.6709	45.3672	0.28	30.0828	17.96	101.849	28.5178219	43.67	754.477
2	5.64	19.93	0	0.2	0.9798	119.82	23.964789	117.40301	5.7591	46.0728	0.28	32.87284	19.93	114.779	32.1380816	43.67	837.234
3	5.64	21.29	0	0.3	0.95394	128	38.400177	122.10478	5.9158	47.3264	0.28	34.18934	21.29	125.947	35.265267	43.67	894.366
4	5.64	20.02	0	0.4	0.91652	120.37	48.146018	110.31639	6.1584	49.2672	0.28	30.88859	20.02	123.291	34.521527	43.67	841.015
5	5.64	21.97	0	0.5	0.86603	132.09	66.044456	114.39235	6.5195	52.156	0.28	32.02986	21.97	143.233	40.1053562	43.67	922.932
6	5.64	21.01	0	0.6	0.8	126.32	75.790297	101.05373	7.0953	56.7624	0.28	28.29504	21.01	149.072	41.7402308	43.67	882.603
7	5.64	19.05	0	0.7	0.71414	114.53	80.17322	81.793045	7.8885	63.108	0.28	22.90205	19.05	150.276	42.077259	43.67	800.266
8	5.64	15.43	0	0.8	0.6	92.769	74.215091	55.661318	9.4686	75.7488	0.28	15.58517	15.43	146.1	40.9081394	43.67	648.195
9	5.64	9	0	0.9	0.43589	54.11	48.699144	23.586072	13.594	108.75	0.28	6.6041	9	122.344	34.256376	43.67	378.079
<b>somme</b>							<b>427.72879</b>			<b>777.732</b>		<b>311.1773</b>			<b>405.164769</b>		<b>8933.58</b>

### ANNEXE (3.2) Calcul de stabilité des talus par le logiciel GSLOPE/W

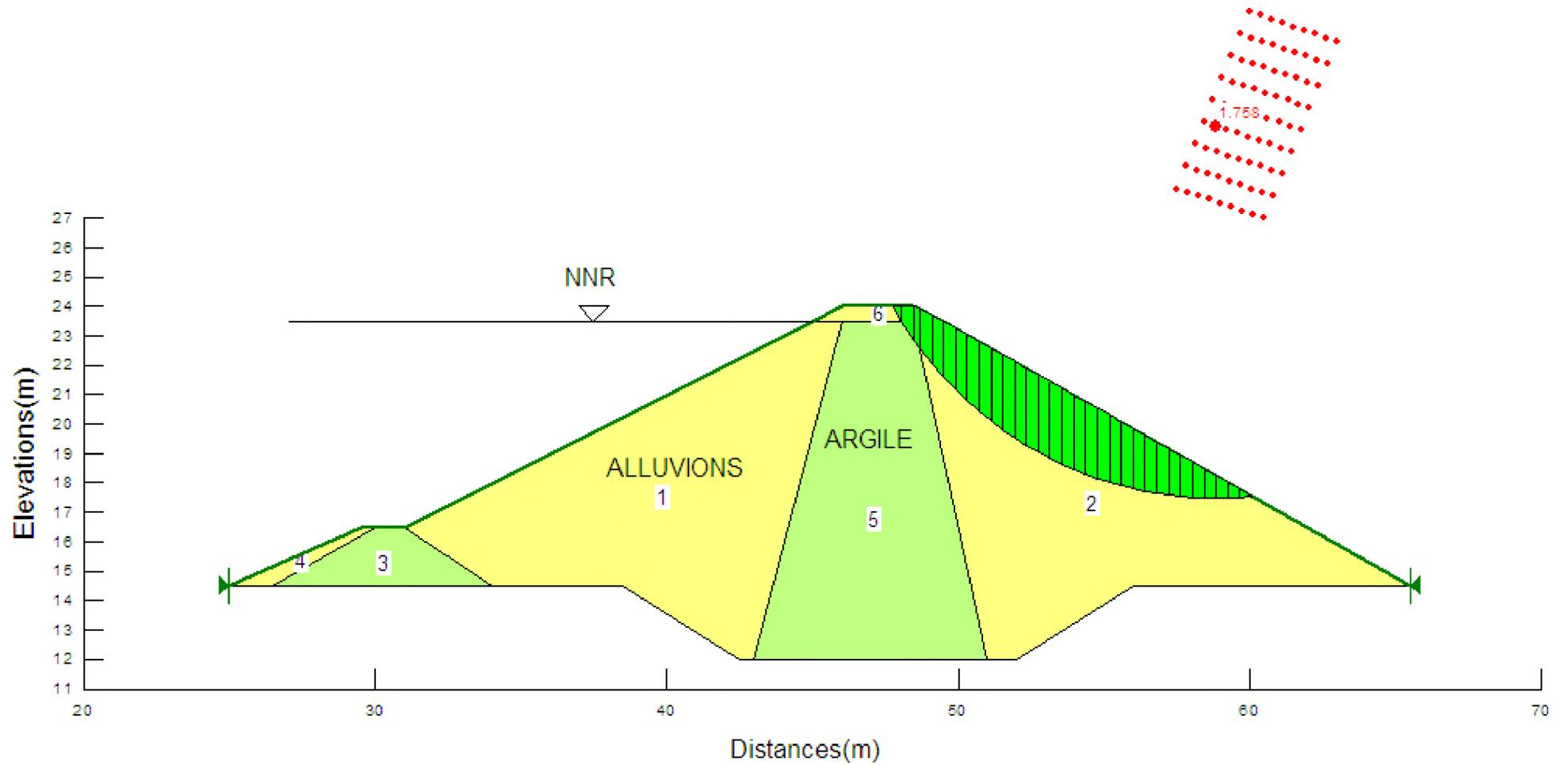
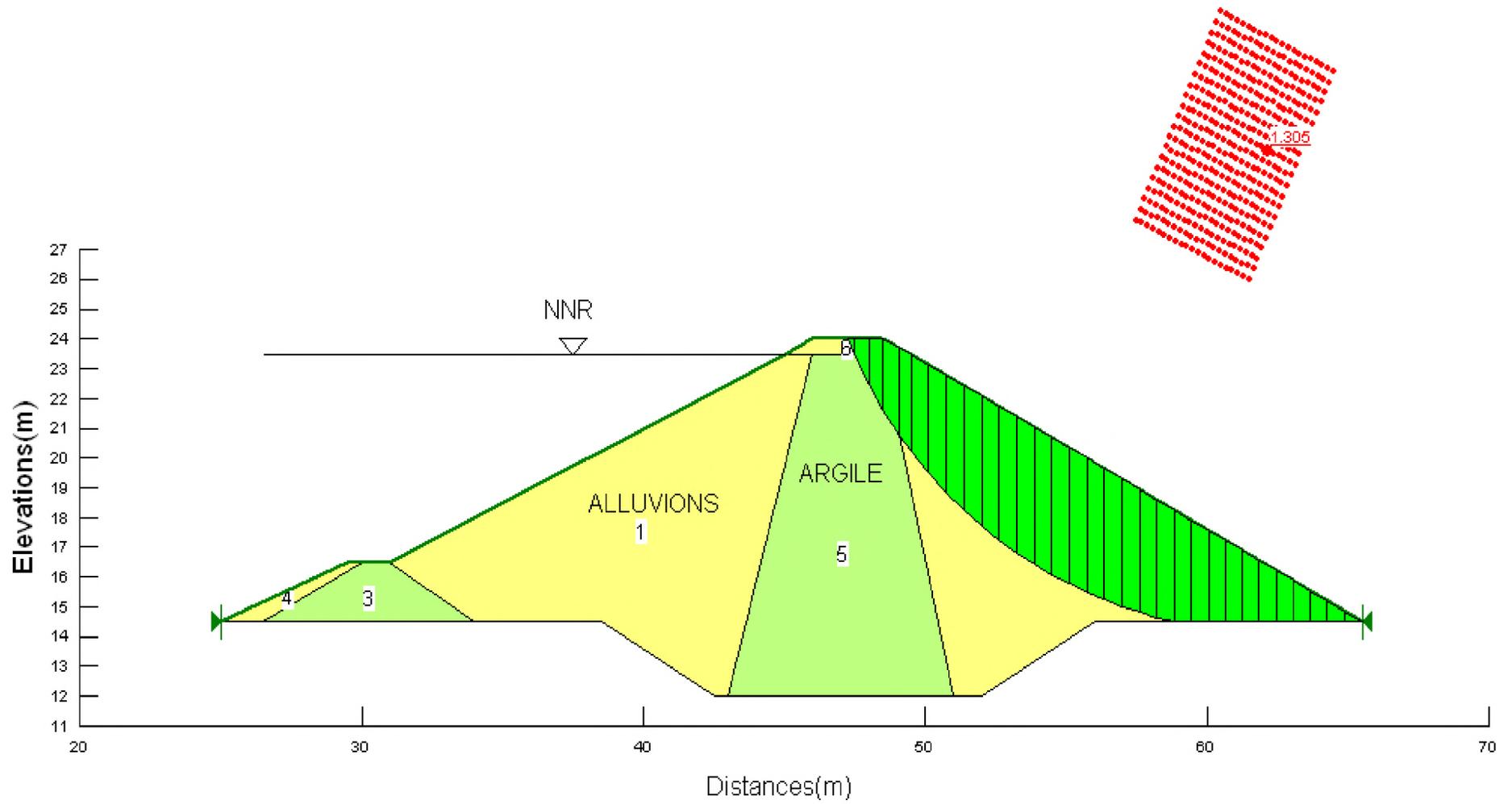


Fig (3.2.1) talus aval fin de construction (sans séisme) (R=62.4)



**Fig (3.2.3) talus aval fin de construction (sans séisme) (R=85.7)**

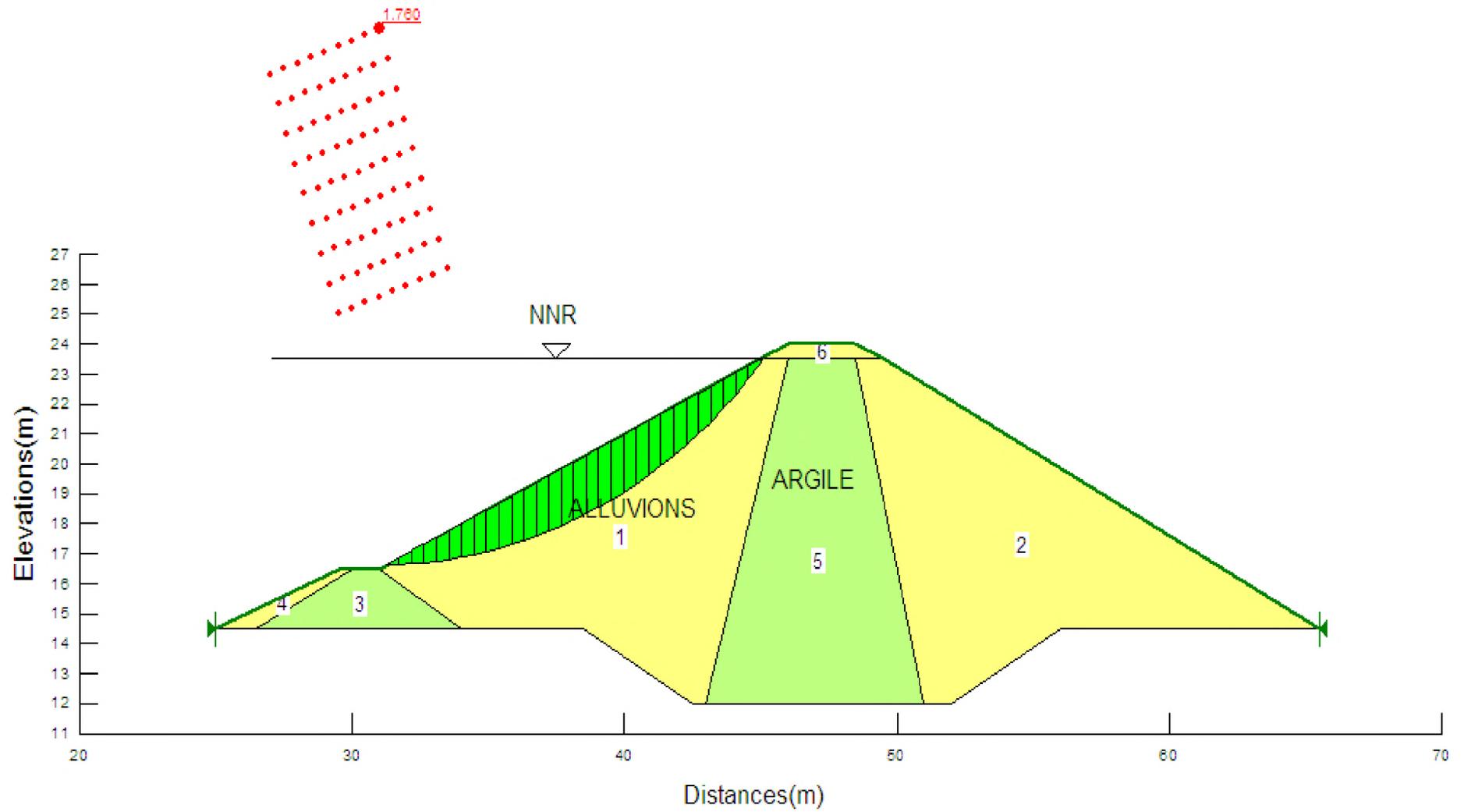


Fig (3.2.4) talus amont fin de construction (sans séisme) (R=86.4)

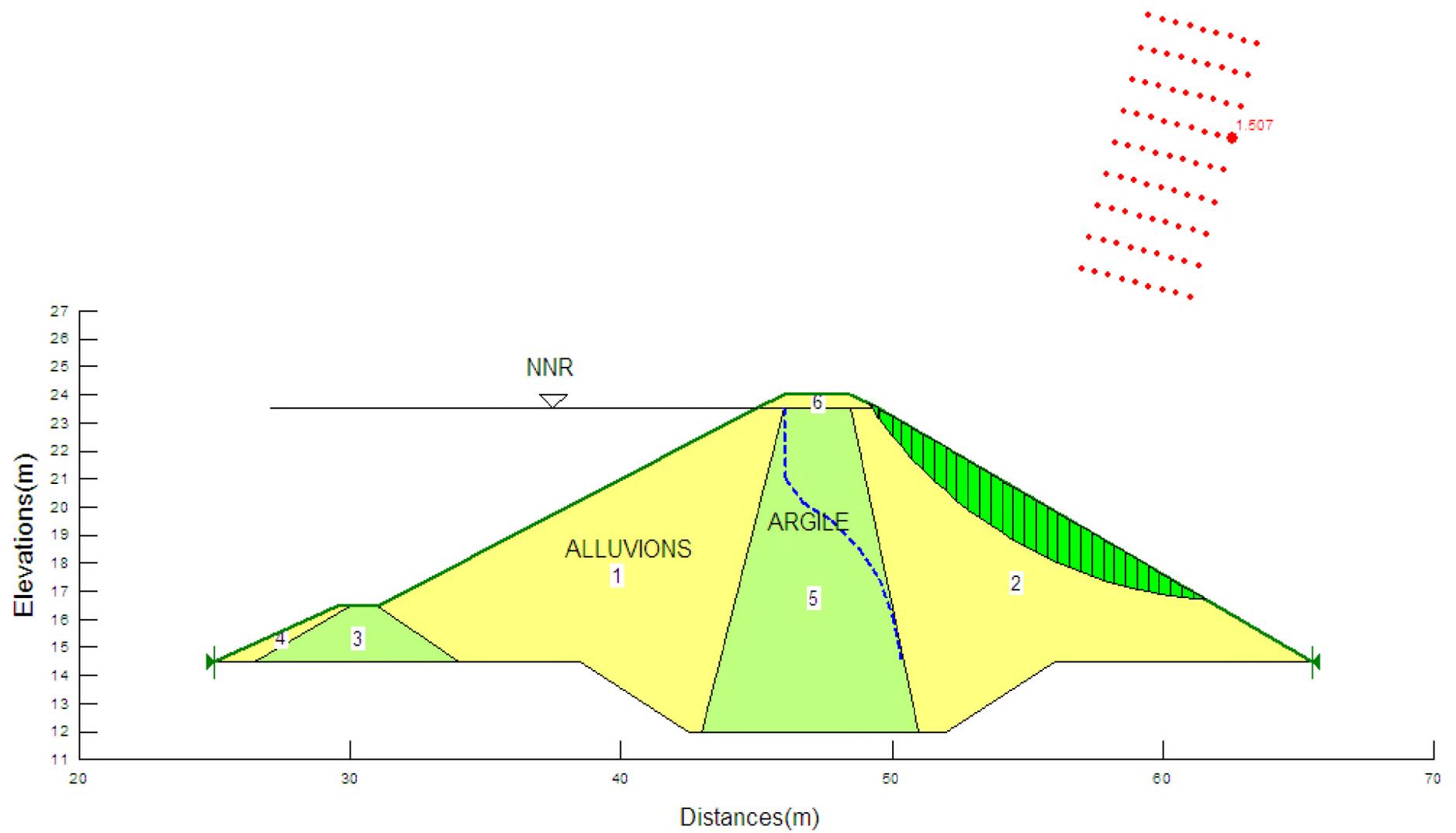


Fig (3.2.5) talus aval fonctionnement normale (sans séisme) (R=78)

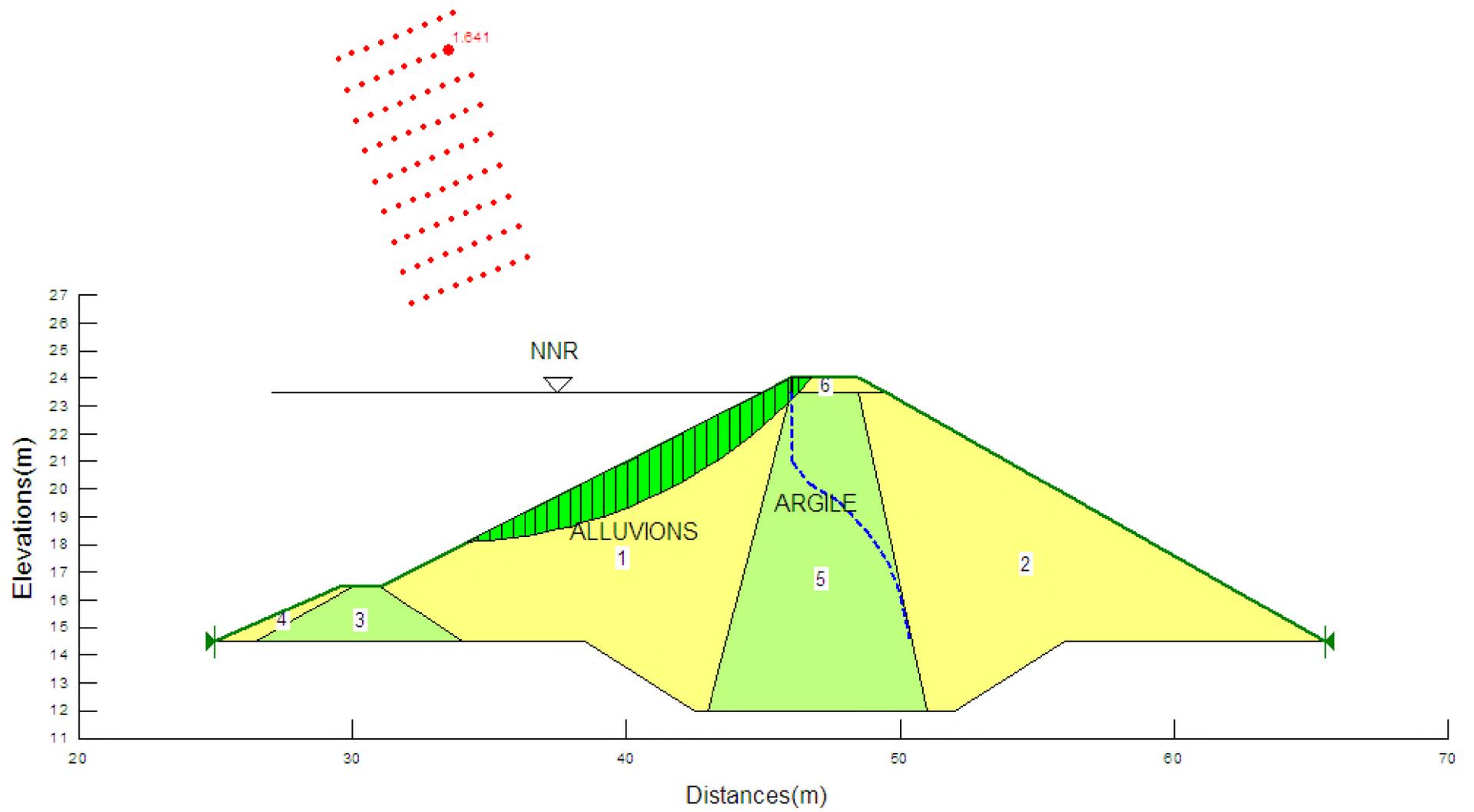


Fig (3.2.6) talus amont fonctionnement normale (sans séisme) (R=70.8)

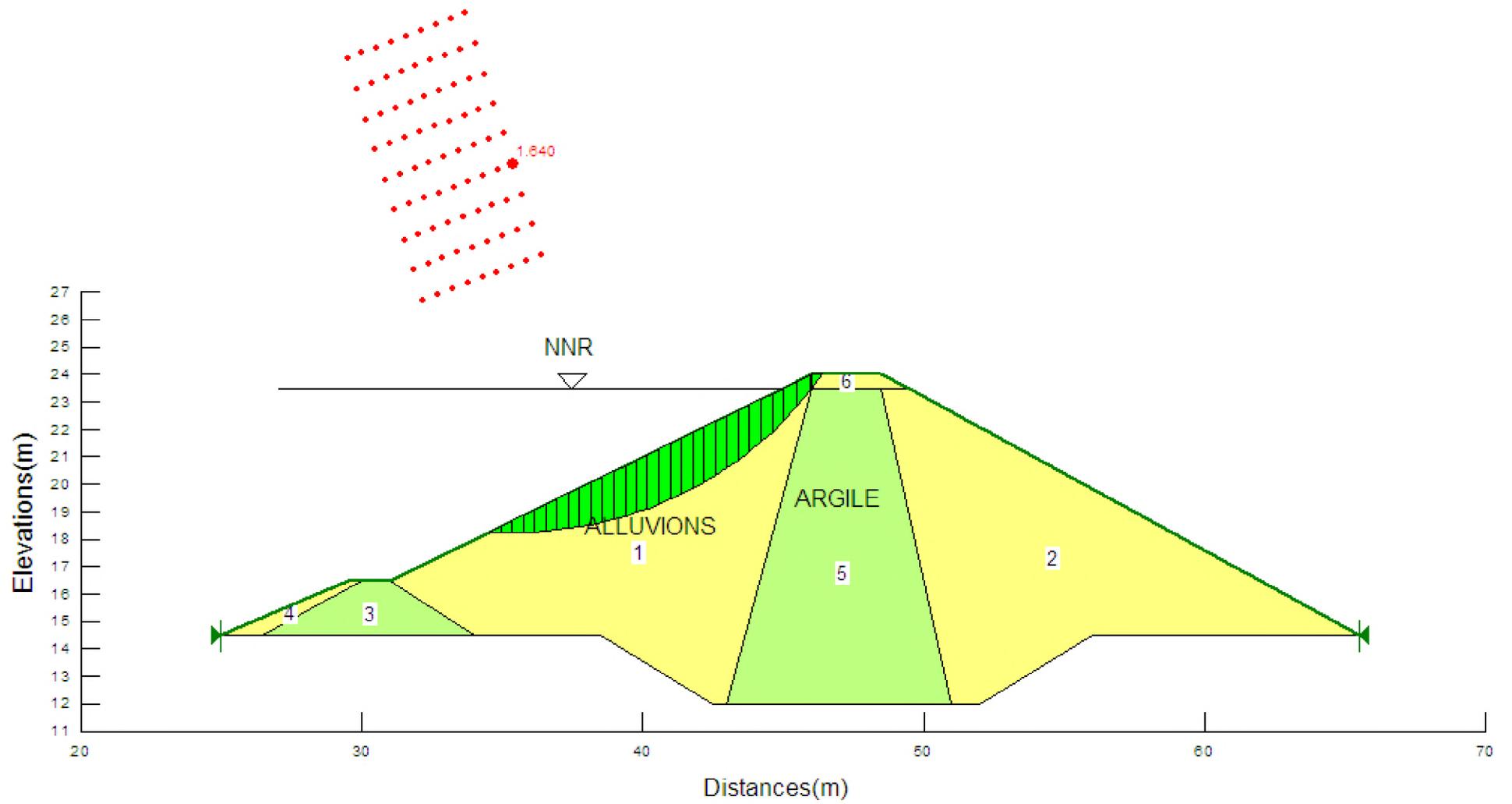


Fig (3.2.7) talus amont vidange rapide (sans séisme) (R=81.2)

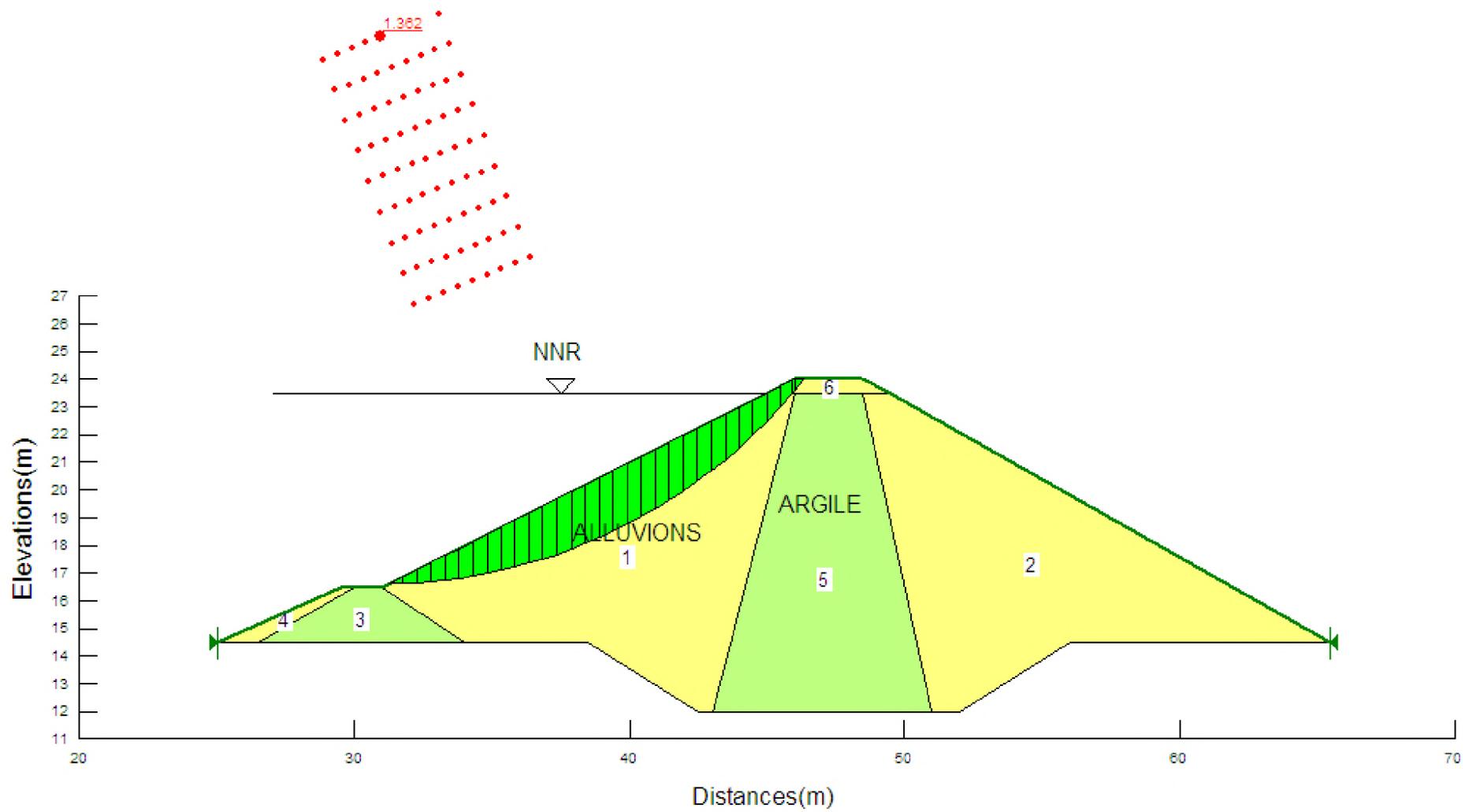


Fig (3.2.8) talus amont fin de construction (avec séisme) (R=82.5)

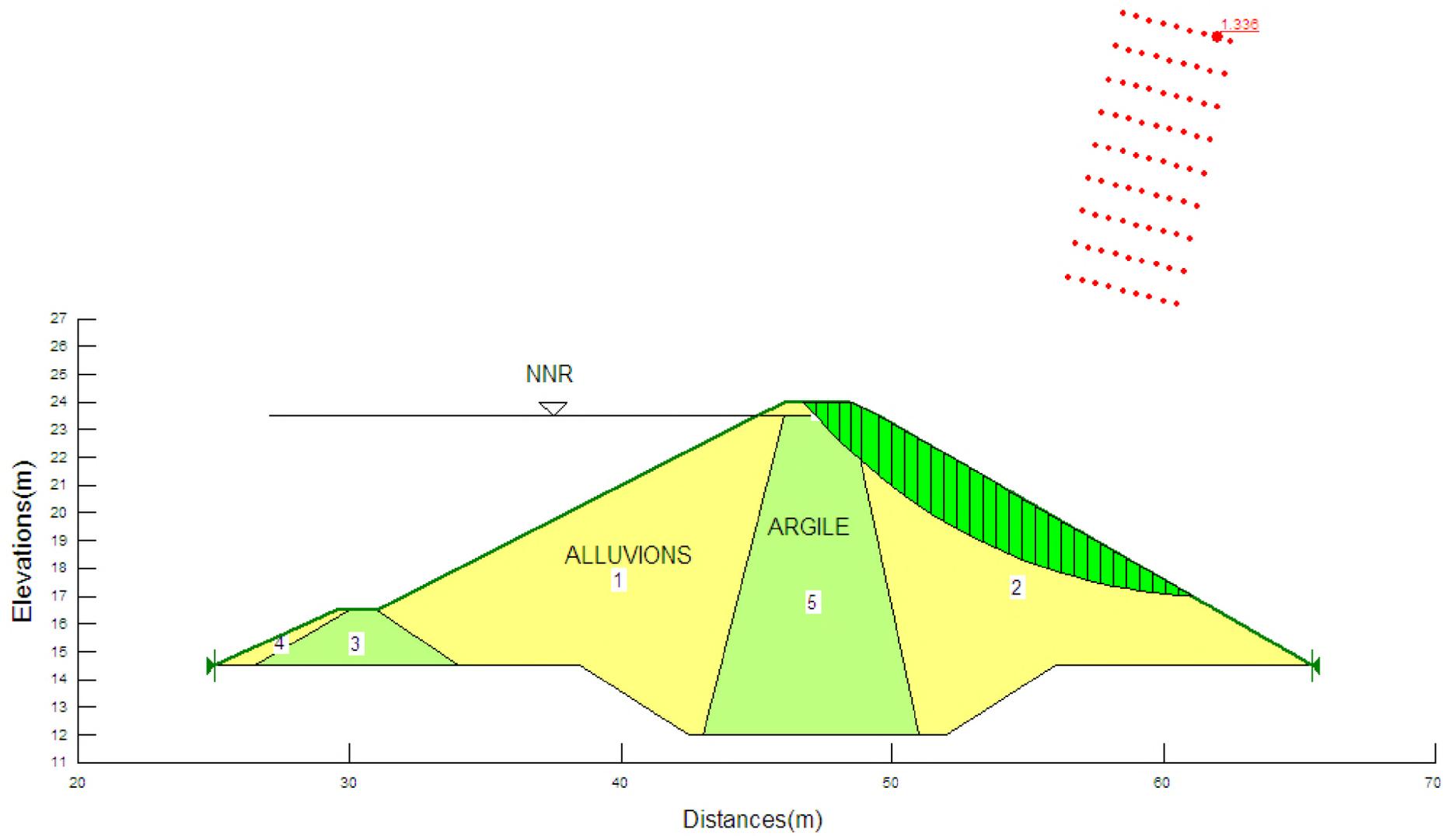


Fig (3.2.9) talus aval fin de construction (avec séisme) (R=87.8)

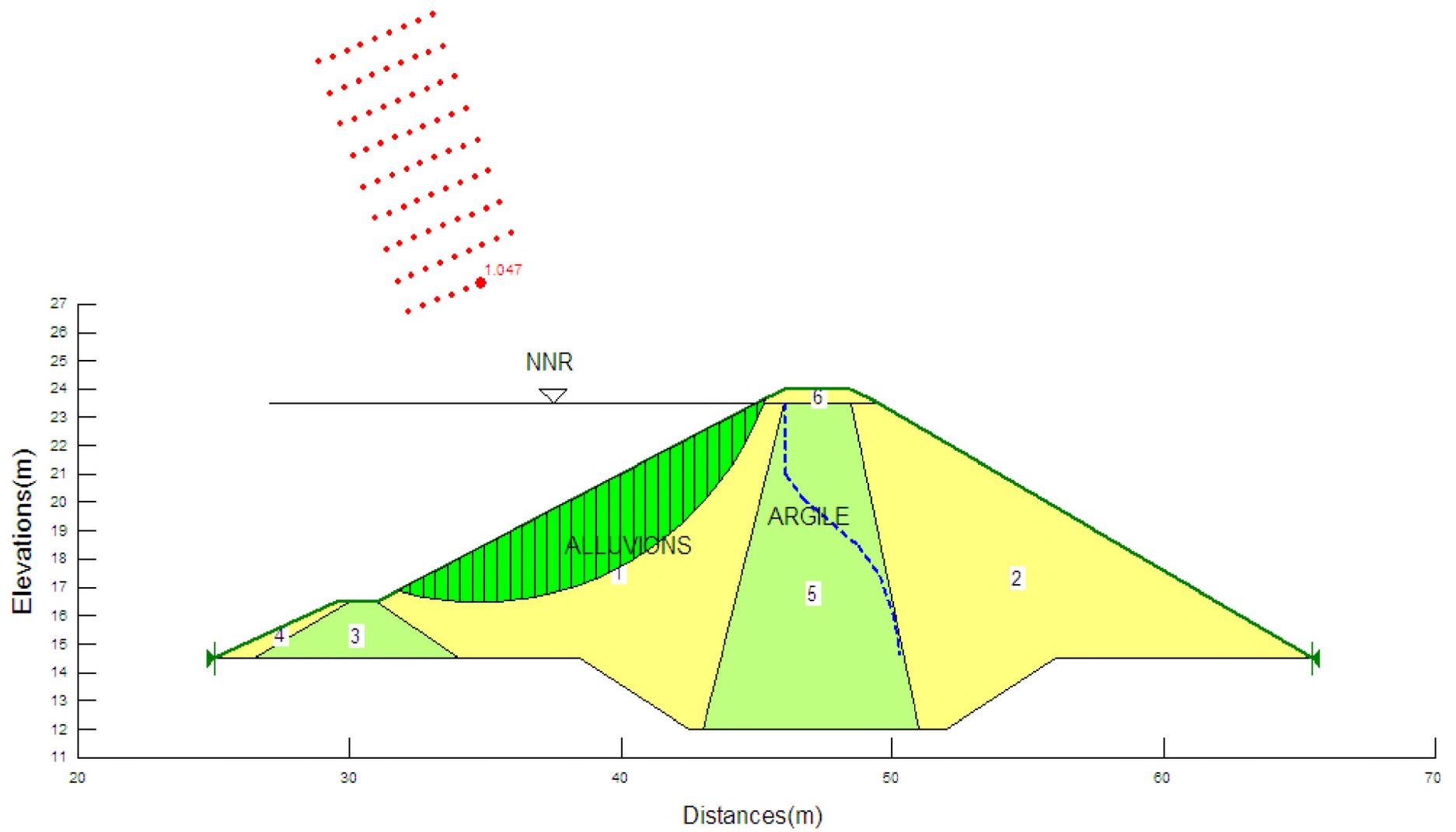


Fig (3.2.10) talus amont fonctionnement normale (avec séisme) (R=52.8)

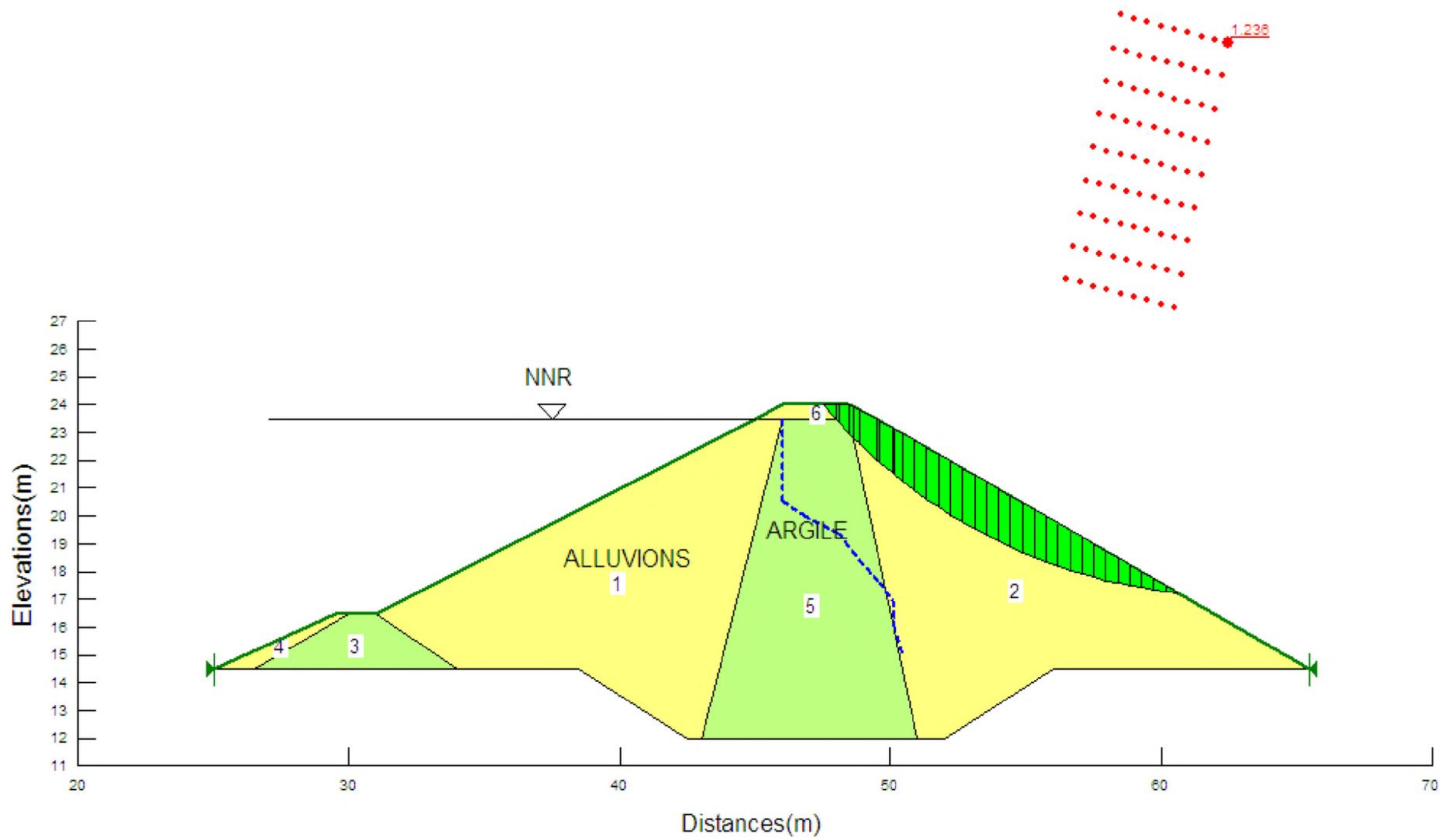


Fig (3.2.11) talus aval fonctionnement normale (avec séisme) (R=74.8)

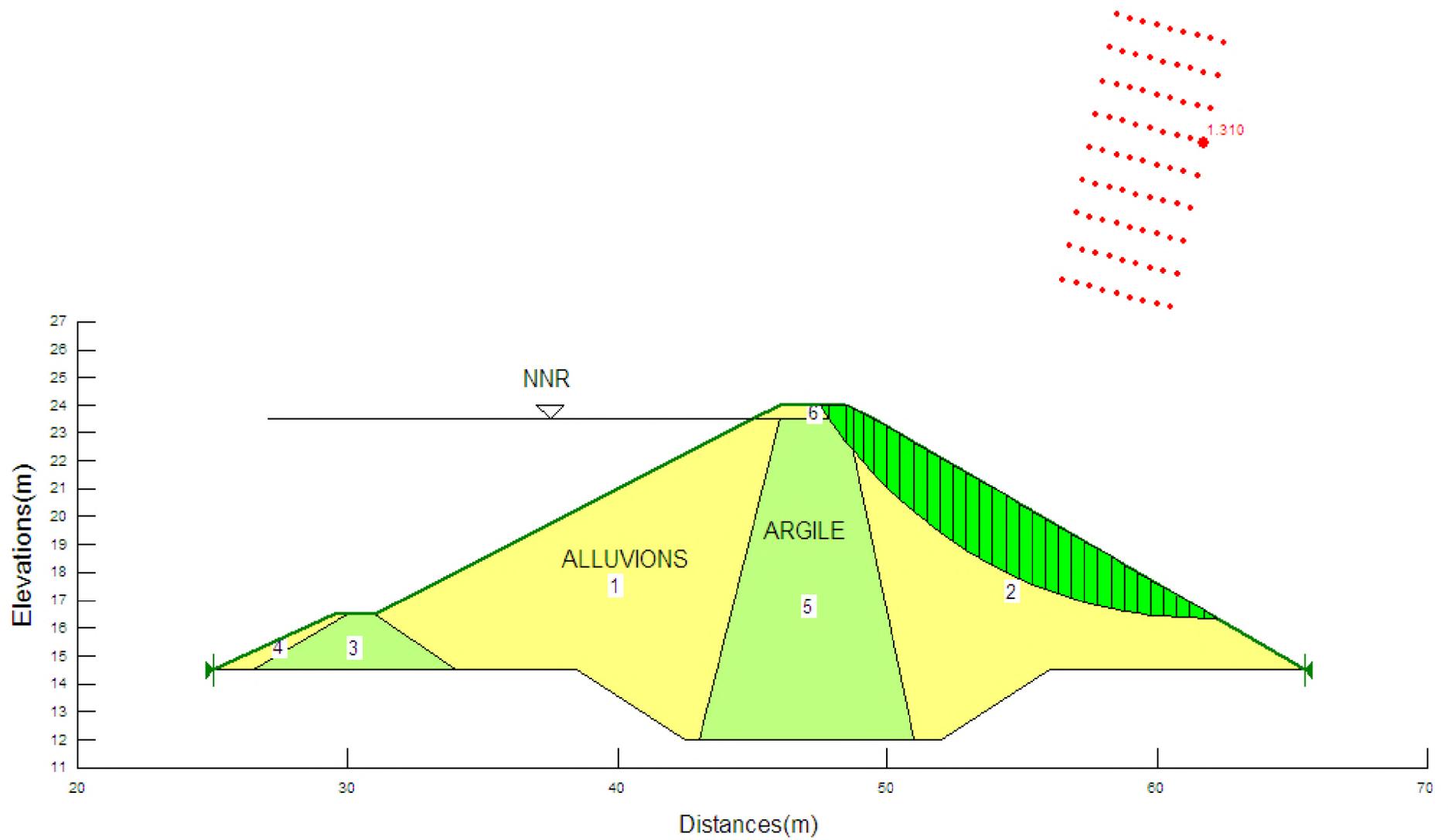


Fig (3.2.12) talus aval vidange rapide (avec séisme) (R=76.8)