REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA

Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil
Spécialité : Géotechnique

THEME :

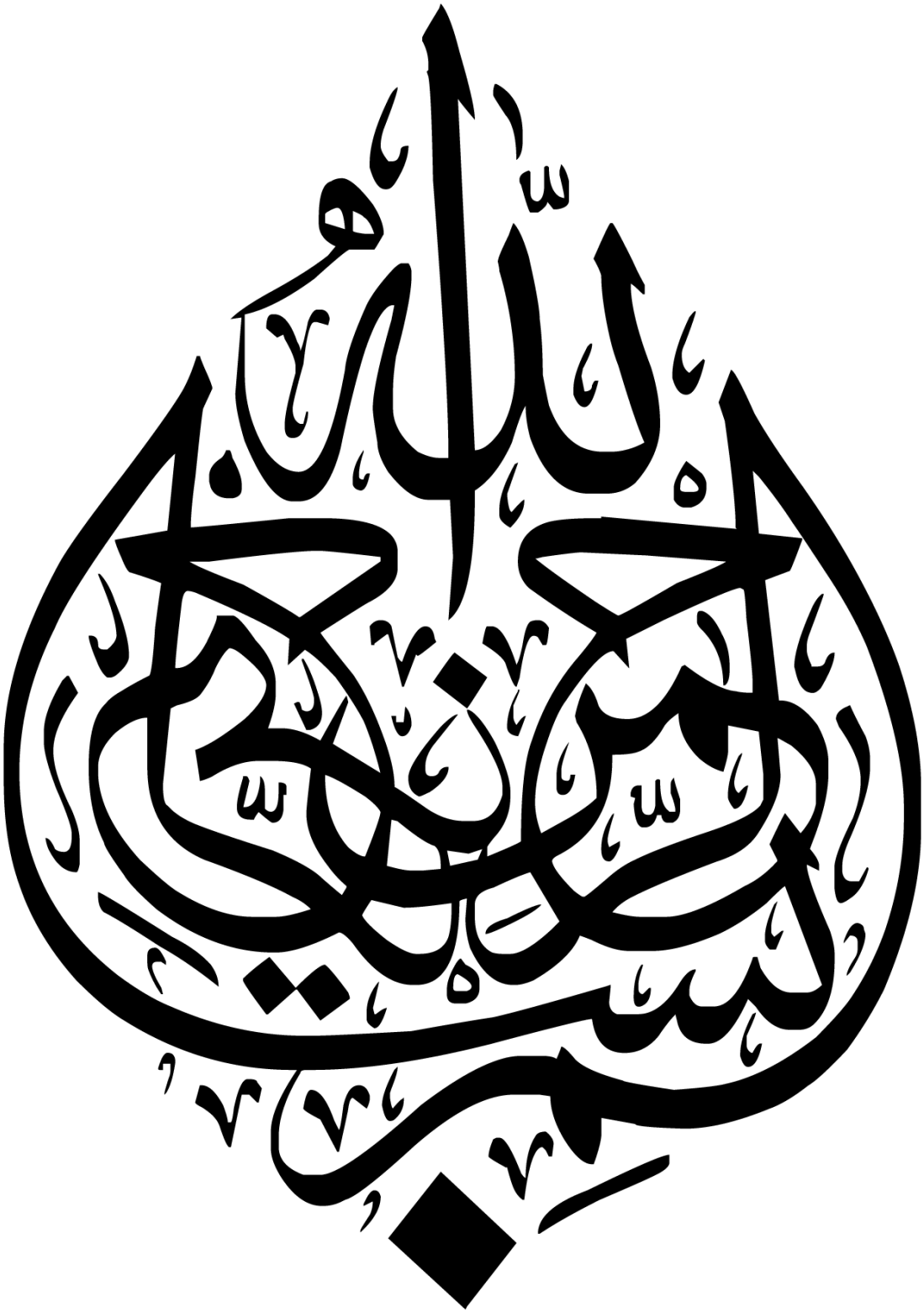
Conception et étude d'un barrage en terre (28,7 HM^3), implanté à Béni Slimane, wilaya de Médéa.

Présenté par :

- AMMI ABDERRAOUF
- MENNOUR ABDELLAH

Proposé et Dirigé par : Dr. Menaa Lazazi

Année universitaire : 2020 /2021



Remerciements

Tout d'abord, nous tenons à remercier ***ALLAH*** *Tout Puissant pour toutes les merveilles qu'il fait dans nous vie et pour nous avoir donné le courage, la force et la patience d'achever ce modeste travail.*

Nous tenons à remercier mon directeur de mémoire, Monsieur ***Menaa lazazi*** *(MCB) qui nous avons guidé avec grande patience tout au long de l'élaboration de ce travail, pour ses aides précieux qui ont judicieusement éclairé nous chemin vers l'aboutissement et la réussite de la concrétisation de nous mémoire de master.*

Merci à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin durant ces années de recherches et d'études.

Dédicaces

C'est avec un très grand honneur que je dédie mon travail :

A ma très chers mère et père qui m'avait guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, qui avait été à mes côtés et m'avait soutenu durant toute ma vie, et sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce qui je suis, merci maman.

À mes sœurs Nadjet, Yamina.
À mes frères Redoiane, Mohamed el amine, louanes, Soufiane et Abd El Bassite.

À toute la famille AMMI

A mon ami et frère Mennour Abdellah qui m'avait supporté durant ces 2 ans d'études universitaires.

À toutes mes amis : Salem brahim, Aymen bilkhiri, MennourAbdellah, A tous les gens et agents dans le barrage de béni Slimane et ANBT de COBA

En fin je remercie notre promoteur Mr.Menaa Lazazi

« Abderraouf »

Dédicaces

C'est avec un très grand honneur que je dédie mon travail :

A ma très chers mère et père qui m'avait guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, qui avait été à mes côtés et m'avait soutenu durant toute ma vie, et sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce qui je suis, merci maman et papa.

A mes très chers frères et sœurs qui ont m'encourager, ils sont la seul raison qui ma ramener ici aujourd'hui :Fatima Elzahraa, Loay zin edin, Doaa.

À toute la famille Mennour et Resig

A mon ami et frère Ammi Abderraouf qui m'avait supporté durant ces 2 ans d'études universitaires.

A tous les gens et agents dans le barrage de béni Slimane et ANBT DE COBA

En fin je remercie notre promoteur Mr.Menaa Lazazi

« Abdellah »

ملخص

منذ عام 2010 والفلاحين في معاناة مع السقي في دائرة بني سليمان التي تقع غرب جنوب ولاية المدية مما جعلنا نفكر في انشاء سد ذو سعة متوسطة لتلبية حاجيات الفلاحين تفاديا للخسائر في مجال الفلاحة ، فبعد تحليل النتائج المتحصل عليها من طرف الوكالة الوطنية للسدود والتحويلات توصلنا الى ان المنحدرات التي تتدفق عبرها مياه واد المالح تشكل حوضا مناسبا لبناء سد ترابي وهو ما اثبتته الدراسات الجيولوجية ، والهيدروجيولوجية والجيو تقنية. وعلى هذا الاساس تم انجاز هذه المذكرة التي تحتوي الدراسة لمدى قابلية الموقع المختار لاستقبال هذا المشروع بحيث تم التركيز على مدى مقاومة السد لمختلف آليات الانهيار مع الاخذ بعين الاعتبار الجانبين الاقتصادي والامني .

Résumé

Depuis 2010, les agriculteurs souffrent d'arrosage dans la ville Béni Slimane, situé l'Ouest du sud de la wilaya de Médéa. Ce qui nous a fait penser à établir un barrage de capacité moyenne pour répondre aux besoins des agriculteurs afin d'éviter des pertes dans le domaine de l'agriculture.
Après l'analyse des résultats obtenus par l'agence nationale des barrages et transferts(ANBT), nous avons conclu que les pentes à travers lesquelles s'écoulent les eaux de l'oued EL-Malleh, constituent un bassin propice à la construction d'un barrage en terre, ce qui a été prouvé par des analyses géologique, hydrogéologique et géotechnique. C'est sur cette base qu'a été réalisé ce mémoire qui contient l'étude de la susceptibilité de la zone retenue pour recevoir ce projet, l'accent étant mis sur l'étendue de la résistance du barrage aux différents mécanismes d'effondrement, en tenant compte des aspects économiques et sécuritaires.

Abstract

Since 2010, farmers have suffered from watering in the blessed town of Beni Slimane, located west of the south of the proving of Medea. This made us think of establishing a dam of medium capacity to meet the needs of farmers in order to avoid losses in the field of agriculture. After analyzing the results obtained by the National Dams and Transfers Agency (ANBT), we concluded that the slopes through which the waters of the EL-Malleh wadi flow, constitute a basin suitable for the construction of 'an earthen dam, which has been proven by geological, hydrogeological and geotechnical analyzes. It is on this basis that this report was produced which contains the study of the susceptibility of the area selected to receive this project, the emphasis being on the extent of the resistance of the dam to the various collapse mechanisms. , taking into account economic and security aspects.

SOMMAIRE

Sommaire i
Liste de tableaux iv
Liste de figures v

Introduction générale 01

Chapitre I. Etude bibliographique

I.1. Introduction 03
I.2. Définition d'un barrage 03
I.3.Types des barrages 03
I.3.1. Barrage en Béton 04
I.3.1.1. Barrage poids 04
I.3.1.2. Barrage-voûte 04
I.3.1.3. Barrage à contreforts 05
I.3.2. Barrage en terre 05
I.3.2.1. Barrages en terre homogènes 05
I.3.2.2. Barrage en terre hétérogène ou zoné 06
I.3.2.3. Barrages en terre à masque amont 07
I.4. Pathologies des barrages 07
I.4.1. Causes de ruptures 07
I.4.1.1. Problèmes techniques 07
I.4.1.2. Causes naturelles 07
I.4.1.3. Causes humaines 08
I.4.2. Types des ruptures 08
I.4.2.1. Rupture d'ensemble 08
I.4.2.1.1. Rupture d'ensemble à partir du parement aval 08
I.4.2.1.2. Rupture d'ensemble à partir du parement amont 09
I.4.2.2. Rupture par surverse 09
I.4.2.3. Rupture par érosion interne (renard hydraulique) 10
I.4.2.4. Rupture par érosion externes et affouillement 11
I.4.2.5. Liquéfaction de la digue ou des terrains de fondation 11
I.5. Principaux composants d'un barrage en terre 12
I.6. Choix de site d'un barrage 15
I.6.1. Etude topographique 15
I.6.2. Choix de l'axe du barrage 16
I.7. Critères de Choix de type de barrage 16
I.8. Réalisation des barrages 17
I.9. Durée de vie des barrages 18
I.10. Conclusion 19

Chapitre II. PRESENTATION DE PROJET

II.1. Etude topographique et Hydrogéologique 21
II.1.1. Introduction 21
II.1.2. Situation Géométrique 21
II.1.3. Situation de l'aire d'étude 21
II.1.4. Caractéristique morphologique de la zone d'étude 23
II.1.5. Caractérisation topographique du site du barrage 24
II.1.6. Caractérisation physique du bassin versant : 25
II.1.7. Caractérisation climatologique 27

SOMMAIRE

II.1.8. Apports mensuels au site du barrage de Beni Slimane 30
II.1.9. Débits de crue 30
II.2.Etudes géologiques et géotechniques 32
II.2.1. Etude géologique 32
II.2.1.1. Introduction 32
II.2.1.2. Lithostratigraphie 32
II.2.1.2.1. Considération général 32
II.2.1.2.2 Tectonique 36
II.2.1.3.Sismicité de la région d'étude 39
II.2.1.4 Géologie du site du barrage 40
II.2.1.5.Géologie de la cuvette 42
II.2.2. Géotechnique 43
II.2.2.1. Etude géotechniques et hydrauliques 43
II.2.2.2. Etudes géologiques et géotechniques d'APS (Avant-Projet Sommaire) 44
II.2.2.3. Etudes géologiques et géotechniques d'APD (Avant-Projet Détaillée) 46
II.2.2.4. Etude hydraulique 46
II.2.2.5. Prospection géotechnique de laboratoire 47
II.2.2.6. Tranchées de reconnaissance 50
II.2.2.7. Sondages carottés 50
II.2.2.8. Matériaux de construction 51
II.2.2.9. Considérations géotechniques 59
II.2.2.10. Fouilles pour la fondation du barrage 62
II.2.2.11. Traitement de la fondation: 64
II.2.2.12. Conclusion 65

Chapitre III. Dimensionnement et calcul à la stabilité

III.1. Introduction 65
III.2. Dimensionnement de la digue 65
III.2.1. Revanche 65
III.2.2. Largeur en crête 66
III.2.3. Fruits de talus 67
III.2.4. Protection des talus 67
III. 2.5. Données de barrage en terre (noyau argileux) 72
III.2.5.1. Caractéristique technique du barrage 72
III.2.5.2. Données du matériau de la digue 73
III.3. Etude de stabilité de la digue 74
III.3.1. Causes d'instabilité 74
III.3.2. Stabilité de talus de la digue 74
III.3.3.Valeurs admissibles de Facteur de sécurité 75
III.3.4. Etude numérique de stabilité: 76
III. 4. Conclusion : 81

Chapitre IV. Résultats et discussions

IV.1. Introduction 82
IV.2. Interprétation graphique des résultats 82
IV.2.1. résultats de coefficient de sécurité à la stabilité « Fs » 82

SOMMAIRE

IV.2.2. Résultats de tassement 83
IV.2.3. Résultats de contrainte (σ) 85
IV.3. Conclusion 89

Conclusion générale 90

Référence bibliographique 91

Les Annexes 93

LISTE DE TABLEUX

Chapitre II. Présentation de projet

Tableau II.1. Situation géométrique de la retenue 21
Tableau II.2. Caractéristiques morphométries des bassins versants 26
Tableau II.3. Température mensuelle estimée 28
Tableau II.4 Distribution mensuelle de l'évaporation 28
Tableau II.5. Précipitation journalière maximale adoptée 29
Tableau II.6. Distribution des précipitations intenses en fonction de la durée**.** 29
Tableau II.7. Distribution des précipitations intenses en fonction de la durée. 30
Tableau II.8. Débits et volumes des crues pour différentes périodes de retour. 31
Tableau II.9. Coefficients d'accélération 40
Tableau II.10. Essais physiques d'identification et de classification 49
Tableau II.11. Essais mécaniques et chimiques 49
Tableau II.12. Noyau. Paramètres de calcul. 54
Tableau II.13. Recharges. Paramètres de calcul. 57
Tableau II.14. Caractéristiques de résistance de la fondation rocheuse. Hoek et Brown 62

Chapitre III. Dimensionnement et calcul à la stabilité

Tableau III.1. Résultats de calcul de la revanche. 66
Tableau III.2 Récapitulation des résultats de calcul de la crête 67
Tableau III.3. Valeurs indicatives des pentes des talus 67
Tableau III.4. Valeurs de fonction du poids spécifique "C". 68
Tableau III.5. Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues. 69
Tableau III.6. Valeur de I_{adm} en fonction du type d'ouvrage. 70
Tableau III.7. Caractéristiques mécaniques des matériaux. 74
Tableau III.8. Résultats récapitulés des Facteurs de sécurité (Fs). 81

Chapitre IV. Résultats et discussions

Tableau IV.1. Résultats récapitulés des Facteurs de sécurité. 82
Tableau IV.2. Résultats récapitulés du tassement (Δh). 84
Tableau IV.3. Résultats récapitulés de la contrainte (σ) 88

LISTE DE FIGURES

Chapitre I. Etude bibliographique

Figure I.1.	Barrage en poids pretty boy damfront	04
Figure I.2.	Exemple d'un Barrage voûte (barrage de St-Pierre-Cognet)	05
Figure I.3.	Barrage à contre fort (Grandval)	05
Figure I.4.	Barrage en terre homogène avec drain	05
Figure I.5.	Barrage zoné. (1) : Noyau (2) : Recharges (3) : Filtres 4 : Protection de talus (Rip-rap)	06
Figure I.6.	Barrage à masque amont	07
FigureI.7.	Rupture d'ensemble à partir du parement aval	08
Figure I.8.	Rupture d'ensemble à partir du parement amont	09
Figure I.9.	Rupture par surverse	10
Figure I.10.	Rupture par érosion interne	10
Figure I.11.	Rupture par affouillement	11
Figure I.12.	Rupture par liquéfaction suite au tremblement de terre de Kushiro-Oki, 1983, magnitude 7.8	12
Figure I.13.	Coupe schématique d'un barrage en terre de type zoné	14
Figure I.14.	Bassin versant	16
Figure I.15.	Etanchéité d'un barrage en terre	18

Chapitre II. Présentation de projet

Figure II.1.	Carte de la localisation de la commune de béni Slimane dans la wilaya de Médéa	22
Figure II.2.	Carte de cordonnées de la commune de béni Slimane dans la wilaya de Médéa	22
Figure II.3.	Carte région de la commune de béni Slimane dans la wilaya de Médéa	23
Figure II.4.	Courbes cote-surface et cote-capacité de la retenue de la cuvette de Beni Slimane	25
Figure II.5.	Topographie des bassins versants de Beni Slimane	26
Figure II.6.	Profil en long de l'oued Mellah jusqu'au site du barrage	27
Figure II.7.	Courbes hypsométriques des bassins versants de Beni Slimane, barrage et station Hydrométrique	27
Figure II.8.	Crue millénaire générée pour Beni Slimane	31
Figure II.9.	Coupe géologique nord-sud passant par l'axe du barrage à partir de la carte géologique de sougui(1/50000)	33
Figure II.10.	Carte de micro zonage sismique du territoire national-RPA 99 (Version 2003)	40
Figure II.11.	Caisses de carottes	44
Figure II.12.	Granulométrie des matériaux constituée dans les barrages	45

Chapitre III. Dimensionnement et calcul a stabilité

Figure III.1.	disposition de système de drainage d'un barrage zoné	71
Figure III.2.	Coupe type du barrage en noyau.	73
Figure III.3.	Différents types de rupture circulaire.	75
Figure III.4.	Fenêtre de Logiciel de Ge studio 2018.	76
FigureIII.5.	Fin de Construction, Talus AMONT.	78
Figure III.6.	Fin de construction, Talus AVAL.	78
Figure III.7.	NNR, talus AMONT	79

LISTE DE FIGURES

Figure III.8.	NNR, Talus AVAL	79
Figure III.9.	PHE, Talus AMONT	80
Figure III.10.	PHE, Talus AMONT	80

Chapitre IV. Résultats et discussions

Figure IV.1.	Valeurs de Fs en fonction des différentes situations.	83
Figure IV.2.	Tassement prévus sur ~~à~~ la hauteur du barrage	83
Figure IV.3.	Tassement en fonction des différentes situations.	84
Figure IV.4.	Contrainte en fonction des différentes situations.	88

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Les barrages sont des constructions particulières, de point de vue technique et économique, justifiant certaines exigences imposées comme leurs géométries importantes, leurs conceptions et exploitation. En effet le choix du type de barrage nécessite la prise en compte de plusieurs facteurs, citant la forme de la vallée (morphologie), la géologie, les conditions climatiques, la séismicité et la disponibilité des matériaux de construction, en vue de choisir la variante la plus économique tout en garantissant le plus haut degré de sécurité, et en minimisant les impacts causés par l'ouvrage [A].

Il existe deux grandes familles de barrages : ceux construits en béton et ceux construits en remblai (terre ou enrochement). Les barrages en remblais sont constitués de matériaux locaux meubles, qu'ils soient très fins (argile) ou très grossiers (enrochements). Cette famille regroupe cependant plusieurs catégories. Les différences proviennent des types de matériaux utilisés, et de dispositif d'étanchéité [B].

La conception et le dimensionnement de ce type d'ouvrage est un enchainement d'études et de planifications. Pour les petits barrages, les études préalables à l'établissement des avant-projets sommaires(A.P.S) et des avant-projets détaillés(A.P.D), souvent confondues en une seule séries effectuée au niveau de l'A.P.D. En somme, quel que soit le type d'ouvrage envisagé, on ne perdra pas de vue l'objectif principal de ces études pour en établir le contenu : implanter définitivement l'axe de la digue, et dimensionner de façon précise et technico-économique le barrage et ses annexes (pentes des talus, crête, hauteur, dispositifs d'étanchéité) [B].

La réalisation des barrages en terre a connu une grande évolution poussée par l'accroissement de la demande d'alimenter la population en eau potable et d'irrigation. La conception d'un barrage est très complexe car peu répétitive et c'est en fonction des conditions du site, des fondations, des matériaux disponibles et du coût de réalisation que le type de barrage est adopté. La sécurité des barrages constitue le souci permanent des ingénieurs chargés de leur conception, pour au moins deux raisons :

- éviter les ruptures catastrophiques, bien sûr,
- éviter de compromettre l'exploitation de l'ouvrage.

La défaillance ou l'indisponibilité d'un barrage peut affecter des intérêts économiques vitaux et entraîner des dommages sérieux même en l'absence de rupture du barrage.

Les statistiques montrent que plus de 75% de ruines de barrages en terre sont causées par une mauvaise conception ou un mauvais fonctionnement des drains [C]. Ce sont des ouvrages hydro-géotechnique en cas d'une de rupture peuvent causer des dégâts matériels importantes et parfois même des pertes de vie humaines.

L'objectif de notre travail est d'exploiter l'outil numérique pour étudier la stabilité du barrage de Béni Slimane liée aux différents cas critiques affectant l'ouvrage pendant sa durée de vie. Pour aboutir à tous ces objectifs, le mémoire a été structuré en quatre chapitres principaux, à savoir:

- **Chapitre 1.** Recherche bibliographique ;
- **Chapitre 2**.Présentation du projet (étude hydrogéologique et topographique, Etude géologique et géotechnique.);
- **Chapitre 3**. Dimensionnement et calcul stabilité de la digue;
- **Chapitre 4**. Résultats et discussions.

Le travail sera chapoté par une conclusion générale, portant sur une vision exhaustive du travail achevé.

CHAPITRE I :
ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE I : ETUDE BIBIOGRAPHIQUE

I.1. Introduction

Les barrages ont une grande importance dans notre société, tant sur le plan économique qu'environnemental. On dénombre deux grands types de barrages : les barrages en remblai et les barrages en béton. Comme toute construction, ces barrages sont exposés à des dommages qui peuvent aller des fissurations ou fracturations à la rupture du barrage. Depuis les années 80, des études sur les barrages ont de plus en plus éclairci les causes associées à ces dommages. L'érosion interne, qui conduit pour la plupart à la présence de fuites d'eau dans le barrage, est considérée parmi les principales causes de dommage, donc il est nécessaire d'effectuer des inspections et d'adopter des programmes de surveillance appropriés pour obtenir plus d'informations sur le statut des barrages en remblai. Ceci est notamment évalué par la mesure des infiltrations ou l'évaluation des fuites, la mesure des pressions et l'observation des mouvements (en surface ou sur les flancs). Les mesures d'infiltration donnent une bonne couverture du barrage entier, par rapport à celle de la pression et des mouvements qui fournissent des informations ponctuelles. Toutefois, des petits changements locaux pourraient ne pas être détectés par la mesure des infiltrations ou pourraient ne pas survenir en des lieux coïncidant avec les opérations ponctuelles. Ceci joue sur la sensibilité des méthodes à détecter les petits changements [D].

I.2. Définition d’un barrage

Un barrage est un ouvrage artificiel retenant de l’eau .il put être installé sur un cours d’eau pour en bloquer les écoulements et élever le niveau d’eau en amont de l’ouvrage, ou de manière à fermer une cuvette naturelle dans le but de retenir les eaux de pluie et de ruissellement. Les barrages peuvent être constitués de matériaux dur (autre fois en maçonnerie, aujourd’hui en béton), ou en matériau meuble (terre, enrochement) [E].

I.3. Types des barrages

Il existe deux types qui se distinguent par rapport aux matériaux utilisés :

- Les barrages en béton.
- Les barrages en remblais (remblais: Masse de terre que l'on déplace pour surélever un terrain ou boucher un trou) qui servent plus à la dérivation d'un cours d’eau [F].

I.3.1. Barrage en Béton

L’avantage du béton est notamment d’autoriser l’édification d’ouvrages plus résistants, dans le cas où on a d’une grande quantité d’eau à stocker [G].

I.3.1.1. Barrage poids

Par leur poids et par leur section trapézoïdale, ils résistent à la poussée de l'eau. Tout comme les barrages en maçonnerie, les barrages en béton sont des ouvrages rigides et en conséquence leur conception sera aussi conditionnée par la qualité des fondations (Figure I.1) [H].



Figure I.1. Barrage en poids pretty boy damfront [H].

I.3.1.2. Barrage-voûte

Il est généralement en béton dont la forme courbe permet report des efforts de poussée de l’eau sur les rives rocheuses de la vallée. Ce type de barrage convient bien lorsque la topographie permet de fermer la vallée par une forme arquée de longueur réduite (Figure I.2). Les barrages-voûtes sont en effet peu employés pour les retenues de petite hauteur. Les conditions pour adopter une telle solution sont par ailleurs assez strictes. Nous envisageons en effet la construction d'un barrage-voûte que lorsque la vallée est étroite et rocheuse [H].



Figure I.2. Exemple d'un Barrage voûte (barrage de St-Pierre-Cognet) [H].

I.3.1.3. Barrage à contreforts

C'est un grand mur en béton qui s'appuie sur des contreforts en laissant des évidements, économisant ainsi du béton [H].



Figure I.3. Barrage à contre fort (Grandval) [H].

I.3.2. Barrage en terre

On appelle barrages en remblais tous les barrages construis avec des matériaux terreux.

I.3.2.1. Barrages en terre homogènes

Ce sont des barrages constitués d'un seul matériau qui garantit l'imperméabilité et la stabilité, accompagné de dispositifs de drainage contre la filtration (Figure 4). Le remblai est constitué de matériaux du type argile, argile sablonneuse, limons, sable limoneux… [I].

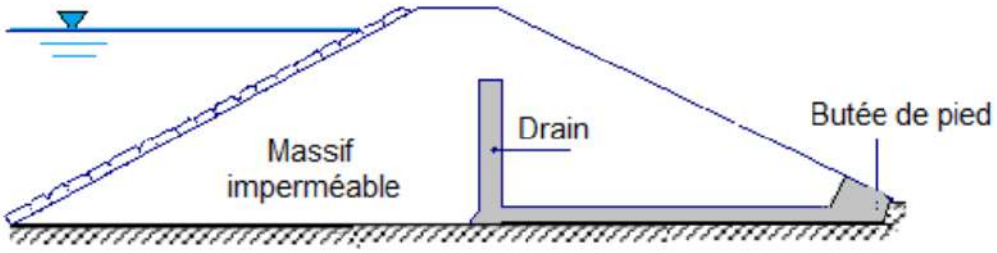


Figure I.4. Barrage en terre homogène avec drain [I].

I.3.2.2. Barrage en terre hétérogène ou zoné

Ce sont des barrages composés d'une zone centrale, appelée noyau, qui assure le rôle d'étanchéité. Placée au cœur du remblai, le noyau (vertical ou incliné) est constitué de matériaux argileux imperméables, d'épaisseur variable généralement plus large à la base à cause des pressions interstitielles plus fortes. La fonction de stabilité est apportée par les recharges (Figure I.5). Ces massifs plus perméables que le noyau sont réalisés en enrochements, ou en terre plus grossière. Pour se prémunir contre des phénomènes d'érosion interne, le noyau est entouré de couches filtrantes. Une granulométrie spécialement étudiée est utilisée entre la taille très petite des grains d'argile et les grains bien plus grossiers des recharges. Plusieurs couches de filtres successifs sont généralement nécessaires. Les filtres sont décrits dans la section 4.1. L'épaisseur du noyau dépend (Le Delliou 2003) de:

- La largeur minimale en crête pour le passage des engins ;
- La disponibilité des terres imperméables ;
- Le gradient hydraulique en contact avec la fondation.

Parmi les plus hauts barrages du monde, Nourek au Tadjikistan, est un barrage en remblai zoné qui atteint 304 mètres de hauteur [I].

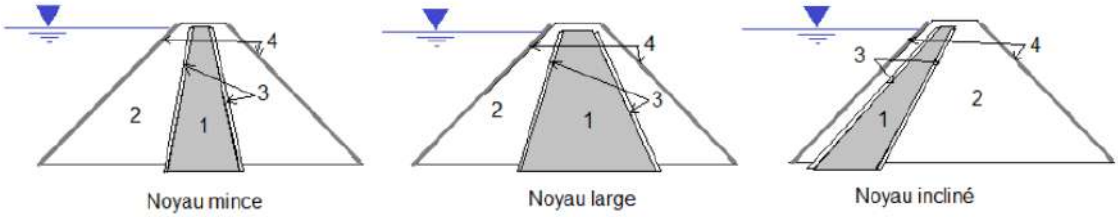


Figure I.5. Barrage zoné. (1) : Noyau (2) : Recharges (3) : Filtres 4 : Protection de talus (Rip-rap) [I].

La solution du noyau central mince est choisie lorsque la roche de fondation est peu déformable, imperméable et résistante à l'érosion interne. Ces noyaux minces sont peu pénalisants pour la stabilité des talus. Dans le cas d'une digue à noyau incliné, le noyau est déplacé vers l'amont, ce qui présente certains avantages comme:

- la possibilité de construire le corps d'appui séparément du noyau (en période de forte pluviométrie) ;
- le noyau est comprimé par la poussée de l'eau ;
- La surélévation du barrage est plus facile à réaliser.

I.3.2.3. Barrages en terre à masque amont

Il est généralement formé par un massif perméable qui assure la fonction de stabilité. L'étanchéité est obtenue par une couche appelée masque, posée à l'amont du massif. Le masque est étanche sur toute sa surface (Figure I.6). Le record du monde est aujourd'hui détenu par le barrage de Shuibuya en de Chine avec 233 mètres de hauteur au-dessus des fondations [I].

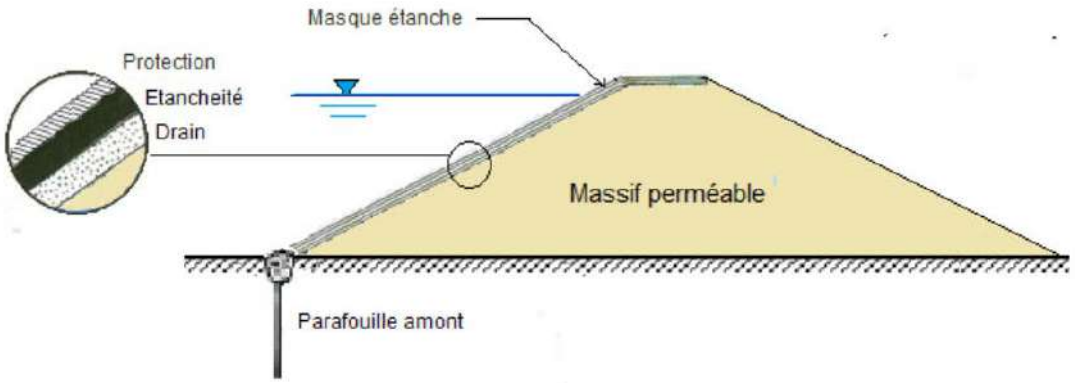


Figure I.6. Barrage à masque amont [I].

I.4. Pathologies des barrages

La performance d'un système de génie civil est amenée à évoluer durant son exploitation le long de sa vie, Trois principales causes peuvent provoquer les chutes de performances:

- ✓ Le vieillissement de l'infrastructure;
- ✓ Les causes humaines s'exerçant par erreur;
- ✓ Les causes extérieures prévues ou imprévues [J].

I.4.1. Causes de ruptures

I.4.1.1. Problèmes techniques

Il peut s'agir d'un défaut de fonctionnement des vannes permettant l'évacuation des crues ou bien d'un vice de conception, de construction ou de matériaux. Le type de barrage, les matériaux utilisés, la nature des fondations ainsi que l'âge de l'ouvrage vont avoir une influence sur l'apparition de ces problèmes [K].

I.4.1.2. Causes naturelles

Elles peuvent également être à l'origine de rupture de barrage. Comme les crues d'intensité supérieure à celle retenue pour le dimensionnement des ouvrages évacuateurs. Les glissements de terrains, soit de l'ouvrage lui-même dans le cas de barrages en remblai, soit des terrains entourant la

retenue sont également une cause de rupture. L'ouvrage peut être déstabilisé par un glissement ou bien submergé par la vague engendrée par un glissement en amont de la retenue. Enfin les séismes peuvent causer des dommages mineurs ni négligeables (déformations, tassements, fissures, etc.)[K].

I.4.1.3. Causes humaines

Les causes humaines peuvent enfin être à l'origine d'accidents : études préalables pas assez approfondies, contrôle d'exécution insuffisant, erreurs d'exploitation, défaut de surveillance et d'entretien ou encore actes de malveillance, sabotage, attentat, guerre... [K].

I.4.2. Types des ruptures

Cinq types de ruptures peuvent affecter les barrages en terre, qu'ils soient naturels ou artificiels. Si ces mécanismes sont a priori faciles à individualiser, une rupture réelle est en principe le résultat d'une conjonction de divers d'entre eux [L].

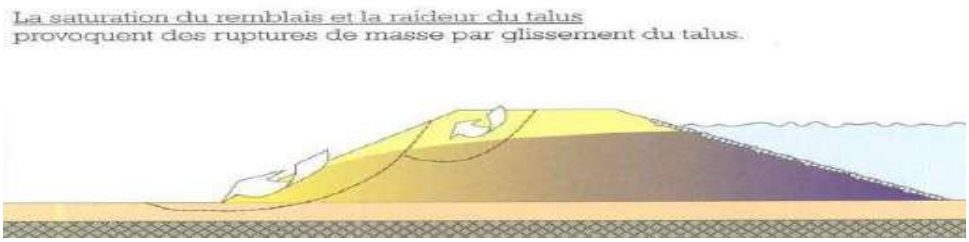
I.4.2.1. Rupture d'ensemble

La rupture totale est plutôt rare pour les digues artificielles. Elle peut se produire dans le cas de barrages naturels. Cette rupture peut être initiée soit à partir du parement aval. Soit depuis le parement amont [L].

I.4.2.1.1. Rupture d'ensemble à partir du parement aval

Les cas de rupture d'ensemble à partir du parement aval sont liés à la charge hydraulique à l'intérieure de la digue (Figure I.7). Ils sont favorisés par les facteurs suivants:

- ✓ Lorsque le profil de la digue est étroit et que ses parements sont raides.
- ✓ Lorsque l'hétérogénéité du barrage favorise une piézométrie élevée.
- ✓ Lorsque les caractéristiques des matériaux constituant la digue sont mauvaises (faible compacité, présence de niveaux argileux sous-consolidés…) [L].



FigureI.7. Rupture d'ensemble à partir du parement aval [L].

I.4.2.1.2. Rupture d'ensemble à partir du parement amont

Le cas de rupture d'ensemble à partir du parement amont est en général lié à une décrue rapide (Figure I.8). Lorsque le niveau de l'eau à l'arrière du barrage est élevé, celui-ci est saturé en eau, d'importantes sous pressions peuvent se développer lors de la baisse rapide du plan d'eau. Le parement n'est alors plus stabilisé par la pression de l'eau et les terrains saturés se mettent à glisser [J].

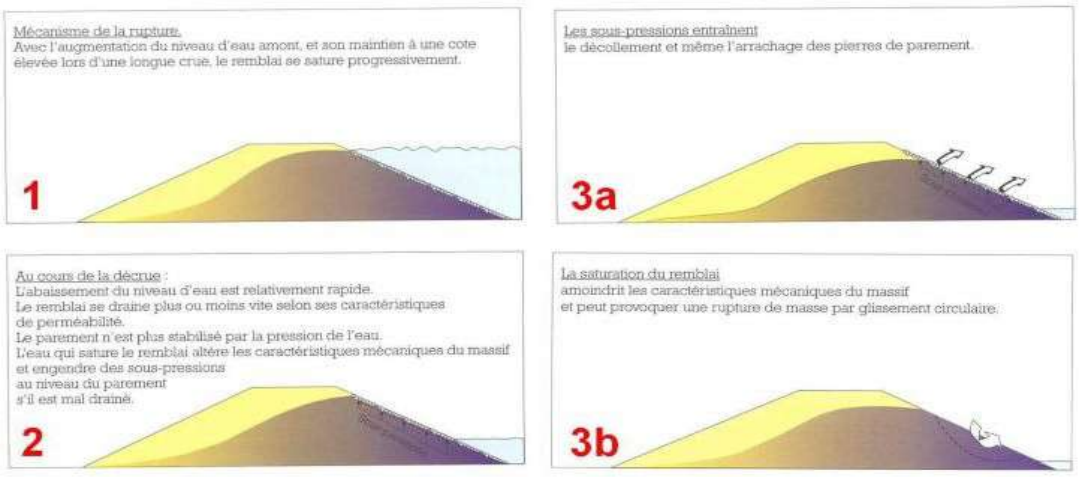


Figure I.8. Rupture d'ensemble à partir du parement amont [L].

I.4.2.2. Rupture par surverse

On parle de surverse lorsque l'eau déborde par-dessus le barrage (Figure I.9). Elle est due à une situation de crue ou à une côte marine importante qui se traduit par le passage d'un flot continu par-dessus l'ouvrage. La séquence de rupture débute par l'érosion du pied du parement aval de la digue sous l'effet du courant, puis à partir de ce point de l'érosion régressive de la totalité du parement, en principe sous la forme de glissements de matériaux saturés dont le volume est croissant. La création d'une brèche provoque ensuite rapidement l'accélération du courant et la création d'une importante fosse à partir de laquelle le barrage est érodé [L].

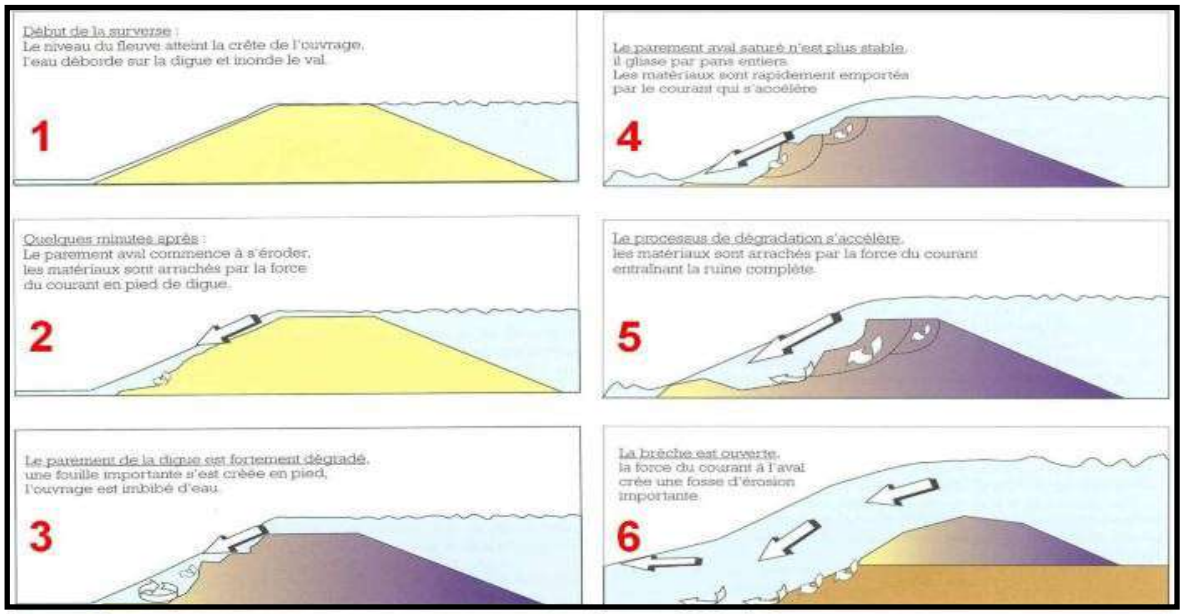


Figure I.9. Rupture par surverse [L].

I.4.2.3. Rupture par érosion interne (renard hydraulique)

L'hétérogénéité du barrage peut être la cause de cheminements préférentiels de l'eau à l'intérieur de celui-ci. Dans certains cas, le gradient hydraulique provoqué peut conduire à l'érosion interne de la digue. Cette érosion crée des conduits le long des quels le gradient hydraulique et la vitesse de l'eau augmentent rapidement. De véritables galeries peuvent être créées, lorsqu'elles s'effondrent. Plusieurs facteurs peuvent favoriser la rupture par érosion interne, comme l'hétérogénéité et la présence d'excavations préexistantes dans la digue (Figure I.10) [L].

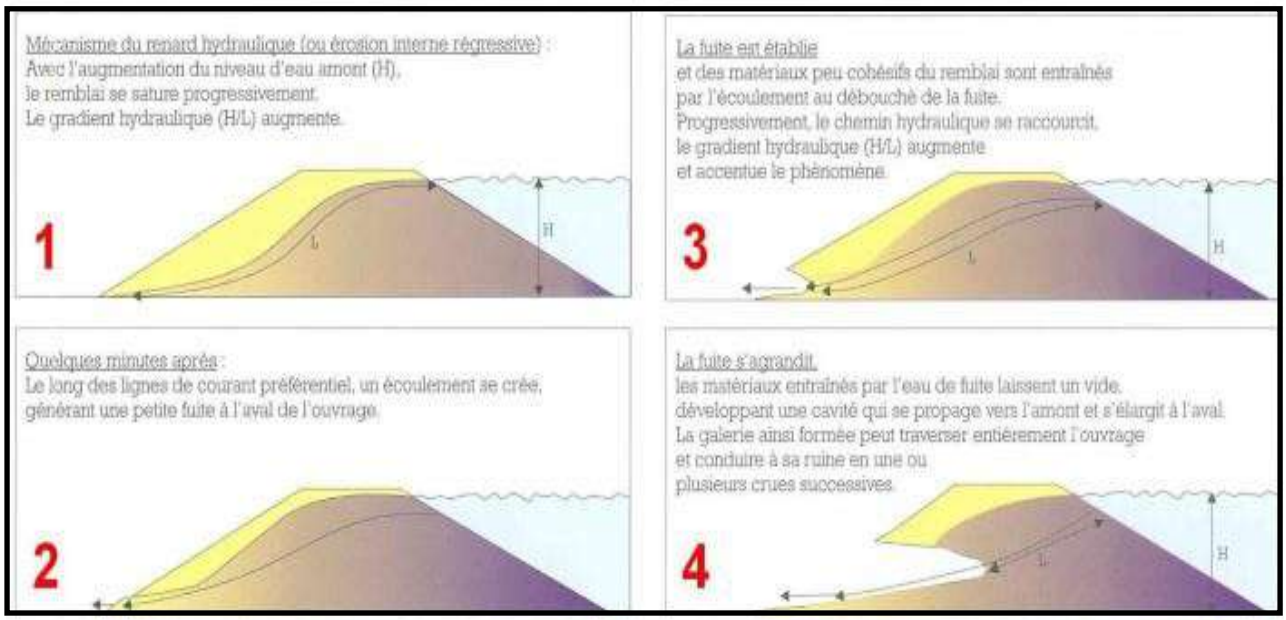


Figure I.10. Rupture par érosion interne [L].

I.4.2.4. Rupture par érosion externes et affouillement

Le parement amont des barrages peut subir les effets des courants qui va résulter des glissements et provoquent localement des concavités, en favorisant les tourbillons et les érosions, qui va déstabiliser le barrage (Figure I.11). Parmi les facteurs qui favorise l'affouillement:

- ✓ La vitesse moyenne de l'eau.
- ✓ La présence d'éléments susceptibles de créer des tourbillons locaux.
- ✓ Les caractéristiques mécaniques du parement amont du barrage [L].

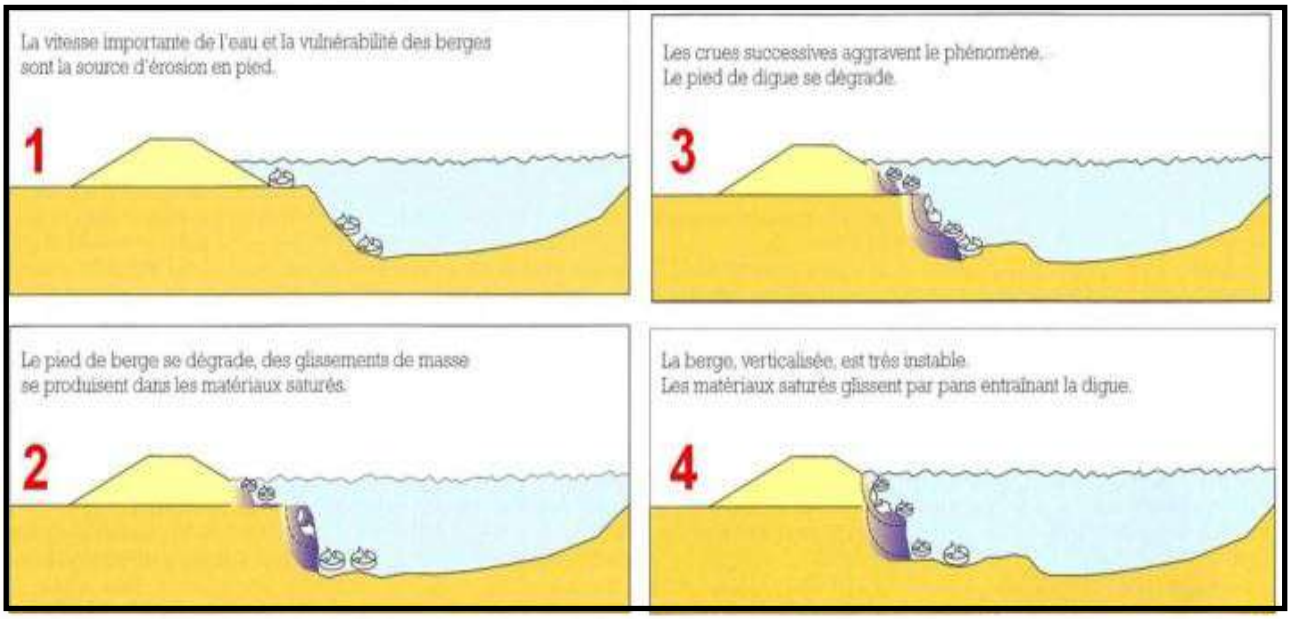


Figure I.11. Rupture par affouillement [L].

I.4.2.5. Liquéfaction de la digue ou des terrains de fondation

Les barrages contenant une portion importante de matériaux à faible granulométrie sont susceptibles de rupture par liquéfaction. Lors de ce phénomène, la conjonction de la saturation du sol en eau et d'une contrainte cisaillant (par exemple lors d'un séisme) peut provoquer une perte de cohésion du sol qui se comporte alors comme un liquide [L].

Les facteurs favorisant ce type de rupture sont principalement liés à la nature du barrage:

- La nature du sol (présence de particules à faible granulométrie);
- L'état de saturation du sol ainsi que sa résistance aux pressions interstitielles (Figure I.12).

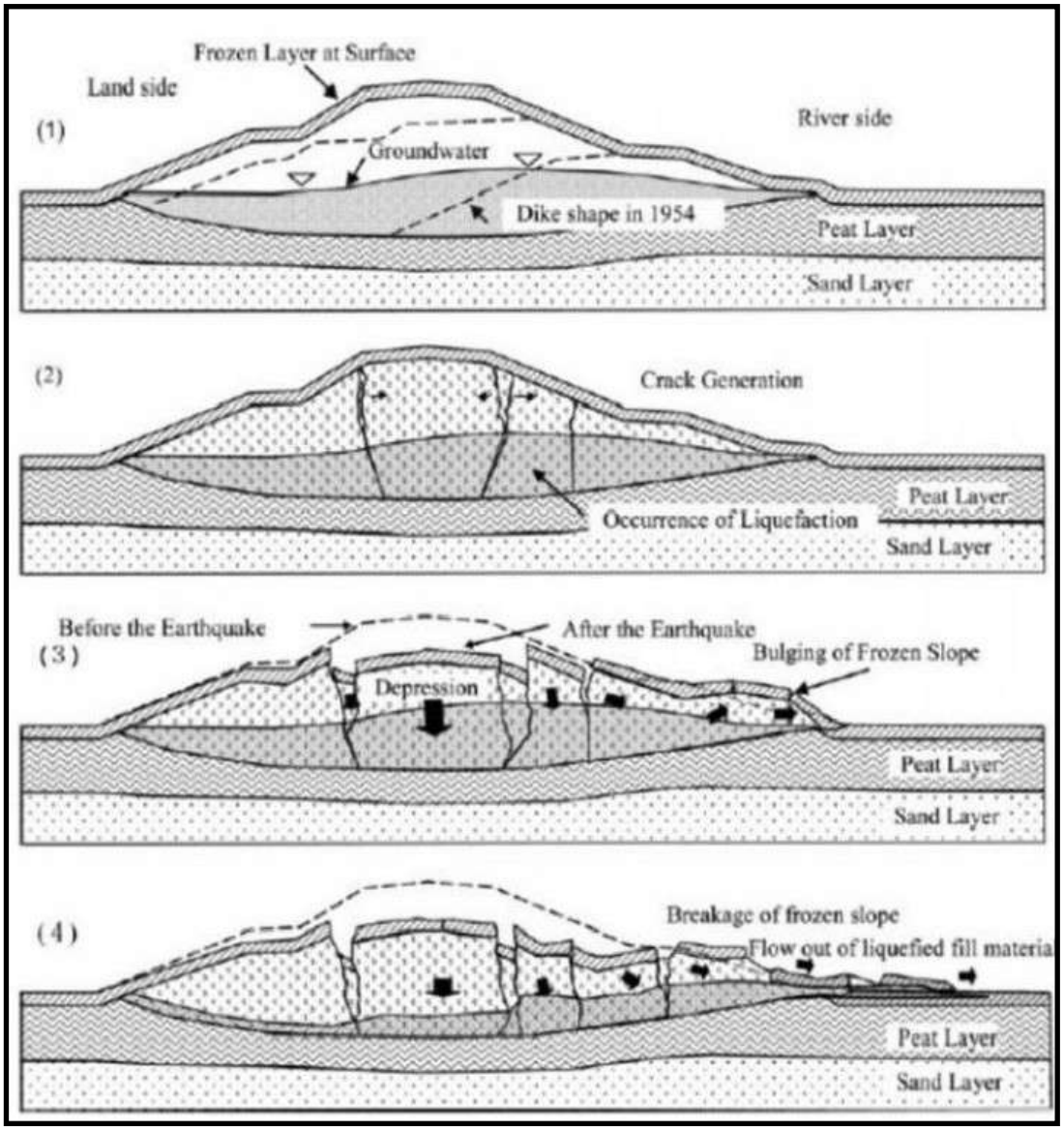


Figure I.12. Rupture par liquéfaction suite au tremblement de terre de Kushiro-Oki, 1983, magnitude 7.8 [L].

I.5. Principaux composants d'un barrage en terre

La figure suivante donne la coupe schématique d'un exemple des barrages en remblai (dans ce cas on a un barrage de type zoné). Sont aussi mentionnés les principaux termes utilisés pour caractériser les composantes d'un barrage en terre. On notera surtout :

- **Crête**

Elle facilite la circulation sur le barrage une fois terminée. Le niveau de la crête définit la hauteur maximale qu'atteint le barrage.

- **Berme(Risberme)**

Elle permet la réalisation et la réparation des revêtements de talus, contribue à la stabilité des digues, réduit la vitesse des eaux de ruissèlement sur les surfaces des talus avals.

- **Ecran d'injection**

C'est généralement un coulis de ciment ou de résine injecté dans la base du barrage (sous le pied de masque dans les barrages enrochement, sous le pied amont pour un barrage homogène et sous le noyau pour les barrages zonés). Son objet et de diminuer les fuites à travers le sol de fondation en colmatant les pores et les fissures.

- **Systèmes de Drainage**

Ce sont des organes de barrage réalisés en matériaux pulvérulent et drainants. Ils servent à contrôler et à orienter les infiltrations dans le corps du barrage. Ils peuvent être horizontaux, verticaux ou de pied.

- **Couche de transition**

Elle permet la séparation entre la recharge et le noyau, elle protège ce dernier contre l'érosion et toutes actions préjudiciable d'eau.

- **Filtres**

Ce sont des dispositifs incorporés avec les drains. Ils sont réalisés en matériaux drainant et permettent d'éviter le colmatage des drains et l'érosion interne du massif.

- **Matériau d'étanchéité et de protection amont**

Cela diffère d'un type à l'autre:

  - ✓ **Pour un barrage zoné:** il garantit son étanchéité par le noyau (un matériau fin imperméable (argiles), ou une membrane central). Avec un parement de protection amont (Rip-Rap).
  - ✓ **Pour un barrage enrochement:** il garantit l'étanchéité avec le masque qui est généralement en géo membrane ou sous forme d'une couche bitumineuse.
  - ✓ **Pour un barrage homogène**: le bon compactage de corps de digue joue le rôle principal pour garantir l'étanchéité, le Rip-Rap va protéger le parement amont.

- **Recharge**

Elle est réalisée en matériau grossier et placée de part et d'autres du noyau. Elle est indispensable pour la fonction de stabilité du barrage.

- **Revanche "R"**

C'est la différence de côte entre les Plus Hautes Eaux (PHE) correspondant à la crue de projet et la crête, elle constitue une marge sécuritaire pour éviter la submersion du remblai par les vagues.

- **Tapis étanche**

Quand le fond du réservoir n'est pas très étanche, il est recommandé de le tapisser par un matériau imperméable permettant la diminution des fuites.

- **NNR**

Niveau Normal de la Retenue.

- **PHE**

Niveau des Plus Hautes Eaux (pendant les crues).

- **Mur Para fouille**

C'est un rideau de protection souterrain devant un barrage, il est construit par des palplanches ou parfois est réalisé en créant une fondation suffisamment profonde en béton ou avec des enrochements, il a pour but de réduire le flux entrant d'eau en évitant le phénomène de renard et l'affouillement.

- **Galerie de vidange rapide**

C'est une galerie vannée bloqué par un mur « Batardeau », elle est situé sous l'un des pieds de barrage, permet le vidange rapide de la retenue en cas d'urgence (crue exceptionnelles, tassement, fort séisme, fissuration, glissement inadmissible dans la digue, pollution dans la rivière…).

- **Protection aval**

Elle est souvent construite par des Rip-Rap a pour but de protéger le talus aval contre l'érosion externe due aux vents et pluie.

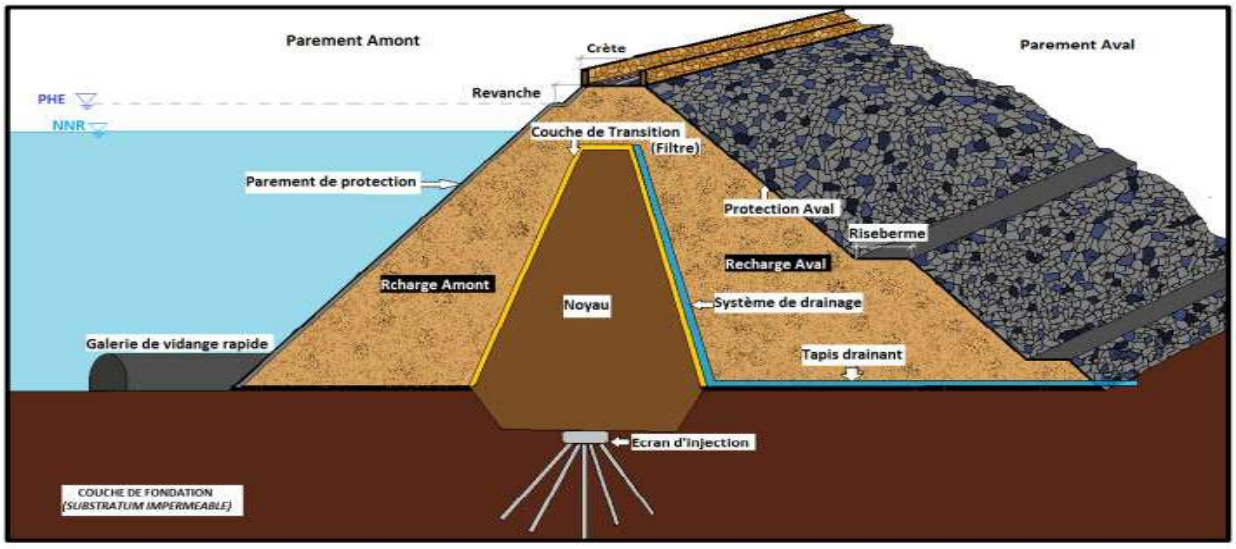


Figure I.13. Coupe schématique d'un barrage en terre de type zoné [M].

I.6. Choix de site d'un barrage

L'identification d'un site de barrage s'effectue à partir d'un travail de bureau en premier lieu, et en second lieu in situ. Le travail de bureau sur une carte topographique appelée généralement carte d'état-major les cartes topographiques sont répandues au 1/25000^{e} et au 1/50000^{e}.[L].Il dépond aussi de ses données hydrologiques, géologiques et géotechniques. D'où on doit choisir un site qui vérifie les conditions suivantes :

- La Présence d'une source d'eau permanente et apte de fournir un débit annuelle qui marche en parallèle avec la consommation.
- Il doit être sous forme d'une cuvette pour garder et stocker de l'eau.
- Les sols de fondation de la digue et de cuvette doivent offrir l'étanchéité et l'imperméabilité.
- Les deux appuis sont nécessaires pour ancrer la digue.

I.6.1. Etude topographique

Les données topographiques qu'on besoin concerne: le bassin versant, la zone d'emprunt et les deux côtés « amont et aval » du barrage. La notion principale d'un bassin versant indique que toutes les eaux (pluie, neige,..) s'écoulent vers l'exutoire du bassin versant. Pour le bassin versant on utilise des photographies aériennes et des cartes topographiques à grande échelle, ces cartes doivent comprendre des courbes de niveau assez précis pour bien définir les éléments du bassin: couverture végétale, réseau hydrographique, les pentes,…etc. L'étude topographique de la vallée de la rivière peut atteindre à l'aval du barrage quelques kilomètres, pour étudier les conditions d'écoulements de crue et son influence sur les villes près du barrage donc il faut déterminer la forme et la section de la vallée et le cours d'eau. L'étude du site du barrage et des zones d'emprunt concerne à l'emplacement du barrage et les ouvrages annexes, estimer le volume du barrage et définir la zone d'emprunt pour exploiter les matériaux de constructions (Figure I.14) [N].

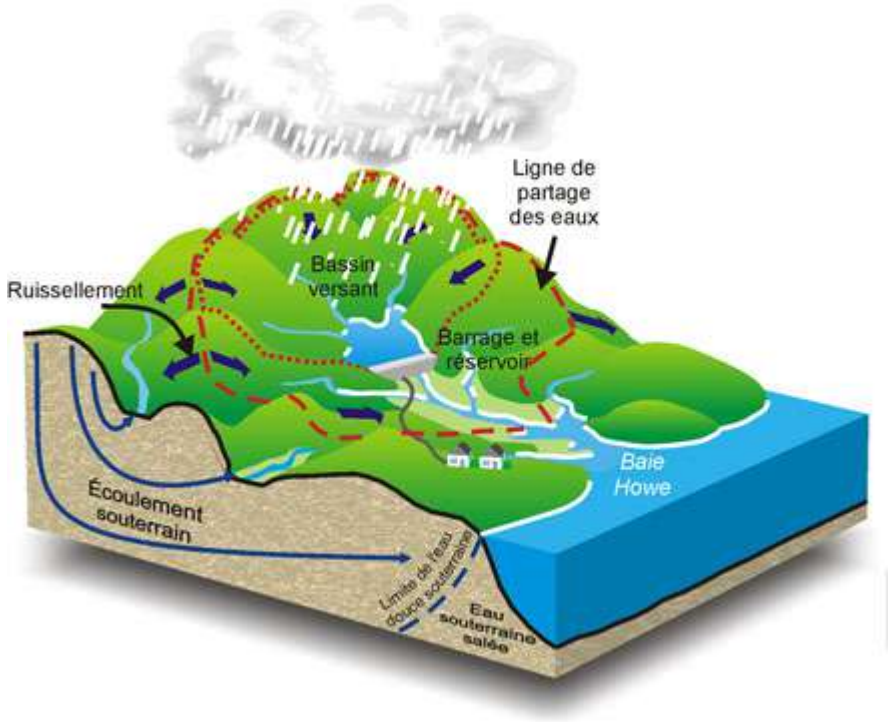


Figure I.14. Bassin versant [N].

I.6.2. Choix de l'axe du barrage

L'axe ou le site du barrage n'est pas choisi au hasard mais doit respecter plusieurs conditions à savoir: sociologiques, hydrologiques, topographiques, géologiques et hydrogéologiques, géotechniques et économiques. La projection de l'axe doit répondre à ces conditions:

- L'axe doit être perpendiculaire à la trajectoire du cours d'eau.
- La projection de l'axe doit tenir compte de l'implantation des ouvrages annexes de l'aménagement.
- L'axe choisi doit donner la longueur la plus courte possible pour des raisons économiques [O].

I.7. Critères de Choix de type de barrage

Les premières conditions qu'on doit tenir compte dans le choix de type d'un barrage sont toujours: la stabilité, la résistance, la sécurité et l'économie. Ses derniers dépondent de matériau préexistant, ou autrement dit la zone d'emprunt la plus proche au site des travaux:

- Si nous avons de sols fins de bon qualité et en quantité suffisante (1,5 à 2 fois le volume du remblai), il est mieux de choisir le barrage en terre homogène ou pseudo-zoné, parce que c'est le choix le plus économique. Le barrage pseudo-zoné est une variante du barrage homogène qui

consiste à répartir les matériaux dans le corps du barrage en fonction de leur granularité ou de leur humidité, mais sans que des filtres de séparation ne soient nécessaires. Il ne s'agit donc pas de véritables zones délimitées avec précision.

- Si l'on dispose de matériaux fins en quantité limitée et de suffisamment de matériaux grossiers exploitables, on peut envisager la construction d'un barrage en terre zoné avec noyau ou massif amont assurant étanchéité et recharges stabilisatrices grossières. Ce type de solution présente toutefois l'inconvénient d'une mise en œuvre par zone qui sera d'autant plus compliquée et onéreuse que le site est étroit et qu'il peut contrarier l'évolution des engins. Un autre inconvénient est la nécessité de séparer par des filtres de transition les différentes zones. Par contre, surtout pour les ouvrages relativement importants, les matériaux grossiers peuvent permettre un raidissement des talus.
- Si l'on ne dispose pas de matériaux fins susceptibles d'assurer l'étanchéité du barrage, ou bien si l'exploitation d'une zone d'emprunt très hétérogène constituée de matériaux fins à grossiers est trop complexe, on peut recourir à une étanchéité artificielle donc le barrage sera de type enrochement à masque [P].

I.8. Réalisation des barrages

Après toutes les études Avant-Projet (topographiques, géologiques, géotechniques et hydrauliques) et après le choix du site et du type de barrage on passe directement à la réalisation des travaux de construction:

- La première chose qu'on doit faire c'est l'organisation de chantier où on trouve les personnels compétents (le responsable, les techniciens, les ingénieurs, la main œuvre).
- Il faut aussi apporter les matériels et les engins nécessaires. (pelle hydraulique, compacteur et niveleuse, sondeuse, chargeuse…etc.)
- Protéger l'amont du chantier par un batardeau et une galerie de déviation contre le risque de crue pendant les travaux de construction, la meilleure saison pour exécuter ces travaux est entre le mois de mai et le mois d'octobre, autrement dit dans la période de sèche où le rendement des engins est maximal et le risque de la crue est faible[N].

A partir des études préliminaires on peut déterminer les terrains superficiels de la fondation et leur profondeur, on prend tous ces détails dans l'ouverture des fouilles, ces dernières doivent être nettoyées et asséchées de toutes les eaux et de tous les débris de roche altéré, enlever les roche mauvaises jusqu'à le substratum, puis construire un rideau d'injection pour réduire les infiltrations, si nous avons une fondation en terre meuble on doit assurer l'homogénéité au niveau du contact

entre le remblai et la fondation, ensuite stopper le maximum d'infiltration des eaux sous les fondations.

Dans les barrages en remblai on utilise la zone d'emprunt pour extraire la quantité et la qualité suffisante des matériaux de construction, le mode d'extraction de ces matériaux dépend d'hétérogénéité de la zone et la disposition des couches.

Le nombre et l'épaisseur des couches, et le nombre de fois de passe de compacteur est déterminer expérimentalement selon la granulométrie et l'humidité des matériaux d'emprunts, après le compactage il doit Contrôler chaque fois la qualité de la couche compactée si on est atteint au poids volumique désiré ou non. Ici on peut dire que l'essai de Proctor normal est une simulation de tous ce qu'on fait sur le compactage du remblai.

Généralement on met les matériaux imperméables au cœur du barrage (noyau) pour assurer l'étanchéité, les matériaux moins imperméables disposées sur un filtre aux cotés des parements (30 à 50 cm d'épaisseur) pour protéger le barrage contre les batillages [N].



Figure I.15. Etanchéité d'un barrage en terre [Q].

I.9. Durée de vie des barrages

La durée de vie d'un barrage est déterminée après le calcul de volume d'envasement donc le rapport entre la capacité du barrage et le volume mort va donner une estimation approximative de cette durée. Le volume d'envasement dépend de plusieurs paramètres comme : la vitesse d'écoulement, la taille et la nature du bassin versant, précipitations, la pente et l'altitude du relief,…etc. Généralement, pour les retenues collinaires, la durée de vie est comprise entre 10 ans et 50 ans au maximum [N].

I.10. Conclusion

A travers de cette étude, on peut dire que tout ce qui touche à la construction, quel que soit son type, se fait par étapes. La disposition de ces étapes peut différer d'un ouvrage à l'autre, mais elles sont toujours attachées à une séquence spécifique.

Au sujet de notre projet, nous examinerons une étude géotechnique détaillée sur la construction d'un barrage en terre, passant par les étapes suivantes :

1. Une présentation d'aire de site (étude topographique et Etude géologique et géotechnique).
2. Dimensionnement et étude de stabilité de la digue.
3. Résultats et discussions.

CHAPITRE II :
PRESENTATION DE PROJET

CHAPITRE II : PRESENTATION DE PROJET

II.1. Etude topographique et Hydrogéologique

II.1.1. Introduction

La topographie du site constitue le support essentiel du travail de la géologie qui doit toujours situer plus ou moins précisément les observations qu'il réalise tant en planimétrie qu'en altimétrie.

Elle a pour objet de la description et la représentation locale des formes de la surface de la terre. Lors de la construction d'un barrage, les données topographiques concernent le bassin versant, la vallée de la rivière à l'amont et l'aval du barrage, la retenue et la zone d'emprunt des matériaux de la construction.

II.1.2. Situation Géométrique

La commune est située dans le tell central algérien dans l'Atlas tellien à l'est et l'Atlas blidé en à l'ouest à environ 98 km au sud d'Alger et à 68 km au sud-est de Médéa et à environ 92 km au sud-ouest de Boumerdés et à 50 km à l'est de Berrouaghia et à 31 km au sud-ouest de Tablat et à 55 km à l'ouest de Bouira (Tableau II.1).

Tableau II.1. Situation géométrique de la retenue [R].

Altitude moyenne	574m.NGA
Localisation sur BBA	27 Km au Nord-Est.
Coordonnées géographiques	36° 13' 37" Nord 3° 18' 21"

II.1.3. Situation de l'aire d'étude

Le site du barrage de Beni-Slimane est localisé sur l'oued Mellah, dans la wilaya de Médéa, environ 7 km au sud de la ville de Beni Slimane. L'oued Mellah est un affluent par la rive droite de l'oued Isser. Au site du barrage Beni Slimane, le bassin versant dominé draine une superficie totale de 176confinant par le sud-ouest avec le bassin de l'oued Kherza/Mellah et par le sud-est avec le bassin de l'oued Zetoua. C'est la confluence de ces deux oueds qui donne origine à l'Isser. Par le sud, le bassin de Beni Slimane confine avec le bassin de l'oued El Ham, lequel draine vers le sud-est et qui appartient au bassin intérieur du chott el Hodna (Figure II.1).

Il est délimité par les coordonnées LAMBERT, VOIROL suivantes :

B1 X=530528.86 m Y=4002255.19m Z=719m;

B2 X=530505.96 m Y=400205.17 m Z=719m.



Figure II.1. Carte de la localisation de la commune de béni Slimane dans la wilaya de Médéa [R].

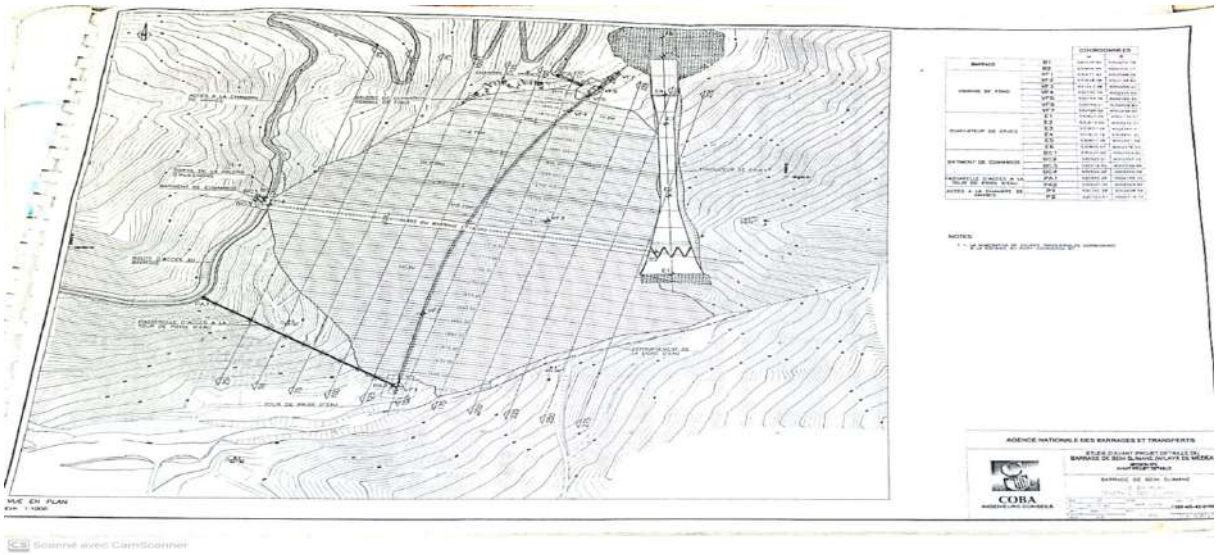


Figure II.2. Carte de cordonnées de la commune de béni Slimane dans la wilaya de Médéa.

L'accès sur site est facile puisqu'il est assuré par une piste carrossable passant par le versant gauche de la retenue collinaire et menant à des mechtas situées plus en amont. Les figures ci-dessous présentent la situation géographique de la région et le site de barrage béni Slimane :

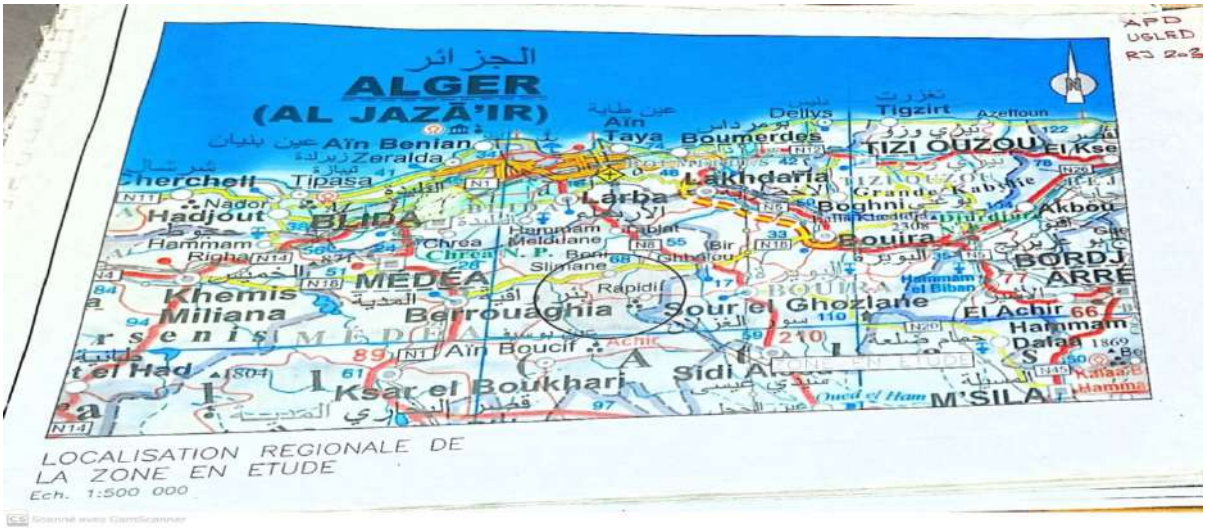


Figure II.3. Carte région de la commune de béni Slimane dans la wilaya de Médéa.

II.1.4. Caractéristique morphologique de la zone d'étude

La zone de barrage Béni Slimane présente un relief très accidenté, néanmoins l'emplacement du site est caractérisé par une grande cuvette, la pente du relief est sensiblement forte, la gorge choisie pour l'emplacement de l'axe du barrage est très fermée. Pour le besoin de l'étude nous avons établi un levé topographique du site à l'échelle 1/1000ème et de la cuvette à l'échelle1/500ème. L'étude topographique du site du barrage débouche sur l'établissement du Plan à partir desquels il est possible de:

- déterminer la capacité de la retenue et sa surface en fonction de la côte du Plan d'eau et de l'emplacement du barrage ;
- évaluer le volume et l'importance des différents ouvrages et de proposer leur emplacement ;
- repérer les ballastières et les zones exploitables de matériaux rocheux ;
- implanter les aménagements annexes – voies d'accès ;
- fournir un support de base pour l'étude technique approfondie ;
- terrassements des ouvrages projetés ont été calculés sur la base de ces documents.

II.1.5. Caractérisation topographique du site du barrage

Le site du barrage de Beni-Slimane est localisé sur l'oued Mellah, dans la Wilaya de Médéa, environ 7 km au sud de la ville de Beni Slimane. L'oued Mellah est un affluent par la rive droite de l'oued Isser. Au site du barrage de Beni Slimane, le bassin versant dominé draine une superficie totale de 176 km2, confinant par le sud-ouest avec le bassin de l'oued Kherza/Mellah1et par le sud-est avec le bassin de l'oued Zetoua. C'est la confluence de ces deux oueds qui donne origine à l'Isser. Par le sud, le bassin de Beni Slimane confine avec le bassin de l'oued El Ham, lequel draine vers le sud-est et qui appartient au bassin intérieur du chott el Hodna.

Les caractéristiques topographiques de la cuvette définie par le site du barrage permettent la création d'une retenue avec capacité de stockage importante, laquelle permettra la régularisation interannuelle des apports de l'oued. Le débit régularisé ainsi obtenu, assez significatif, sera utilisé pour l'irrigation de la vallée en aval. Les surfaces inondées et les volumes stockés dans la retenue peuvent être obtenus par les expressions suivantes :

$$V = 0{,}000112\ (Z - 658)^{3{,}0801}$$

$$S = 0{,}0000647\ (Z - 656)^{2{,}4939}$$

Où

Z : c'est la cote de la retenue (m),

V (hm³) : c'est la capacité de la retenue à la cote,

S : est la surface de la retenue.

Le rapport entre la superficie de la retenue et la capacité et donné par l'expression suivante :

$$S = 0{,}1205\ (V\text{-}0{,}020)^{0{,}7836}$$

Avec :

S : en (km²) et *V* : en (hm³).

Les courbes des surfaces inondées et des volumes stockés sont présentées dans la Figure II.4.

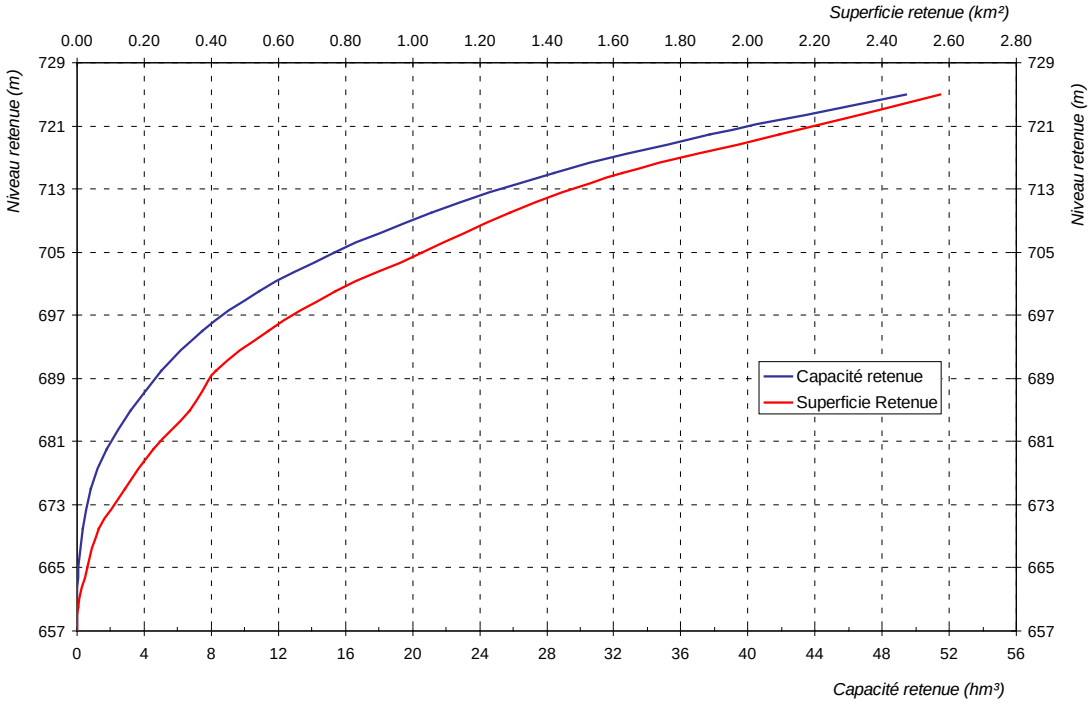


Figure II.4. Courbes cote-surface et cote-capacité de la retenue de la cuvette de Beni Slimane**.**

Au niveau de retenue normale (NNR) de 715.00 m, la capacité totale de stockage est de 28 hm³ et la superficie inondée est de 1,6 km². Le volume mort de la retenue, correspondant à des apports de sédiments pendant 50 années, est de 8 hm^3. La capacité utile de la retenue sera donc environs 20,0 hm³.

II.1.6. Caractérisation physique du bassin versant :

Le bassin hydrographique drainé par l'oued et limité par le barrage de Beni Slimane couvre une superficie totale de 176 km² présentant une topographie assez mouvementée comme indiquée dans la Figure II.6. Dans cette figure on indique aussi la topographie du bassin versant de la station hydrométrique de Beni Slimane (09.03.05), localisée environ 7 km au nord du site du futur barrage.

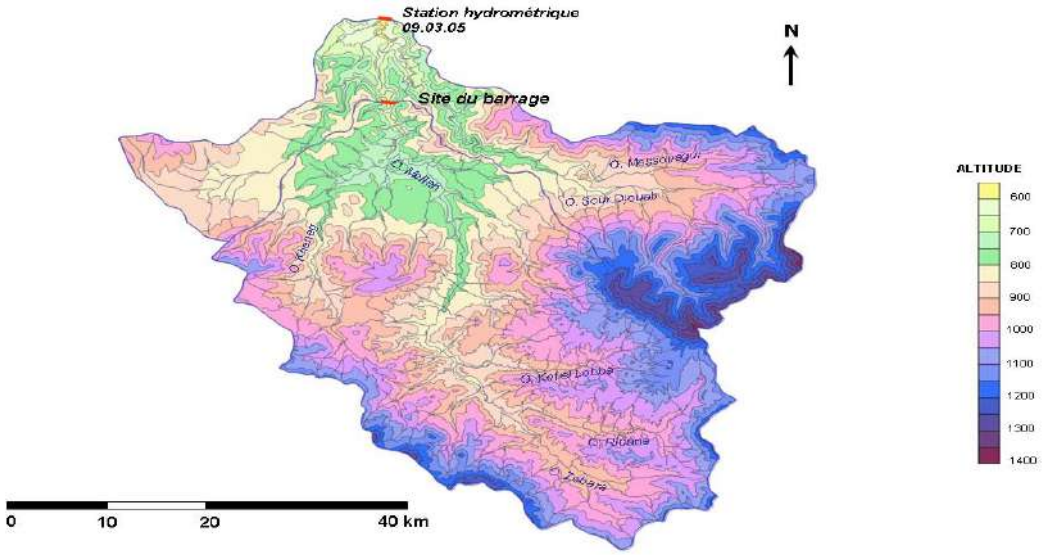


Figure II.5. Topographie des bassins versants de Beni Slimane [19].

Le bassin versant de Beni Slimane a une forme allongée, avec un indice de compacité de Gravelius égal à 1,3. Le rectangle équivalent à 24,2 km de longueur et 7,3 km de largeur. Les principales caractéristiques morpho métriques de deux bassins (barrage et station hydrométrique) sont indiquées dans le Tableau II.2

Tableau II.2. Caractéristiques morphométries des bassins versants.

Paramètre	**Unité**	**Beni Slimane (barrage)**	**Beni Slimane (09.03.05)**
Superficie du bassin	*km²*	176	275
Altitude moyenne	*m*	1150	1250
Altitude maximale	*m*	1370	1392
Altitude minimale	*m*	656,5	590
Pente moyenne bassin	*m/km*	21,3%	21,2%
Longueur de l'oued principal	*km*	31	38
Pente moyenne de l'oued principal	*m/km*	22,8	21,0

Le profil en long du tronçon étudié est indiqué dans la Figure II.6. Les courbes hypsométriques des bassins sont présentées dans la Figure II.7.

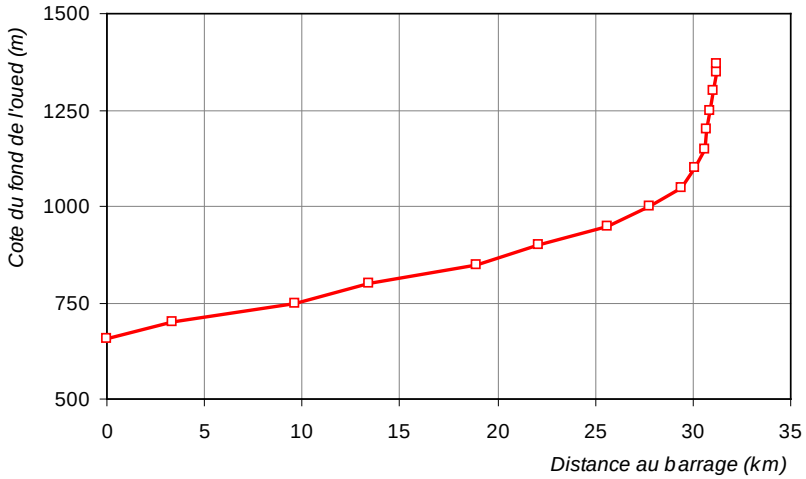


Figure II.6. Profil en long de l'oued Mellah jusqu'au site du barrage.

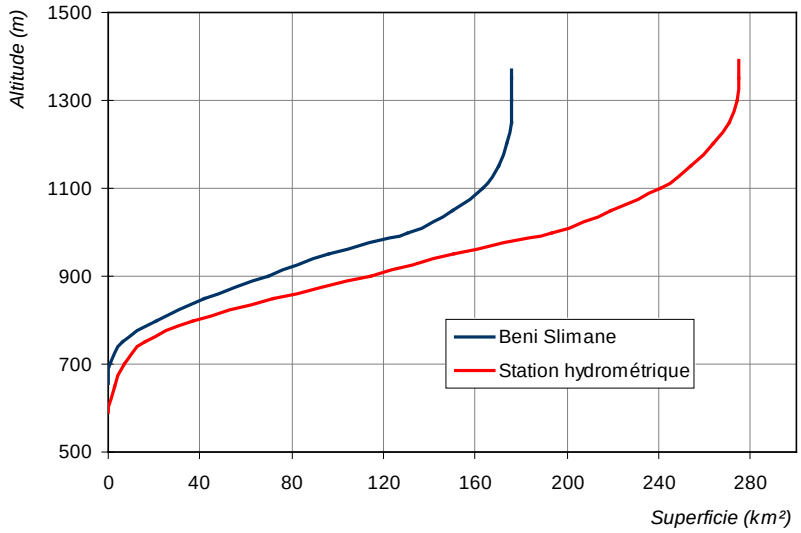


Figure II.7. Courbes hypsométriques des bassins versants de Beni Slimane, barrage et station Hydrométrique.

II.1.7. Caractérisation climatologique

Les valeurs des températures mensuelles moyennes observées sous abri à la station de Beni Slimane (ville) pour la période de 21 ans allant de 1986 à 2006, et des températures mensuelles moyennes estimées sur la retenue et le bassin versant du barrage sont indiquées dans le Tableau II.3.

Tableau II.3. Température mensuelle estimée.

Site	*Altitude*	*Sep*	*Oct*	*Nov*	*Dec*	*Jan*	*Fev*	*Mar*	*Avr*	*Mai*	*Jun*	*Jul*	*Aou*	*21 ans*
Beni Slimane (ville)	600	22,6	18,0	13,0	9,2	8,3	9,0	11,4	13,5	18,3	23,6	27,0	27,6	16,8
Bassin versant	935	20,4	15,8	10,8	7,0	6,1	6,8	9,2	11,3	16,1	21,4	24,8	25,4	14,6
Barrage	712	21,9	17,3	12,3	8,5	7,6	8,3	10,7	12,8	17,6	22,9	26,3	26,9	16,1

En utilisant la méthode de l'ANRH, on obtient la distribution indiquée sur le Tableau II.4 pour l'évaporation mensuelle à la retenue de Beni Slimane et sur le bassin versant.

Tableau II.4. Distribution mensuelle de l'évaporation.

		Sep	*Oct*	*Nov*	*Dec*	*Jan*	*Fev*	*Mar*	*Avr*	*Mai*	*Jun*	*Jul*	*Aou*	*Année*
	Insolation (h/mois)	377	355	312	302	308	306	370	392	436	438	447	423	**4467**
Beni Slimane (ville)	*t* moyenne	21,9	17,3	12,3	8,5	7,6	8,3	10,7	12,8	17,6	22,9	26,3	26,9	**16,1**
	(*H*-187)(.032*t* + .077)	148	106	59	40	39	41	77	100	159	203	239	221	**1430**
		Sep	***Oct***	***Nov***	***Dec***	***Jan***	***Fev***	***Mar***	***Avr***	***Mai***	***Jun***	***Jul***	***Aou***	***Année***
	% evap	10,3%	7,4%	4,1%	2,8%	2,7%	2,8%	5,4%	7,0%	11,1%	14,2%	16,7%	15,5%	**100%**
	ETPmois	145	103	58	39	38	40	75	98	156	199	234	216	**1400**
Bassin versant	*t* moyenne	20,4	15,8	10,8	7,0	6,1	6,8	9,2	11,3	16,1	21,4	24,8	25,4	**14,6**
	(*H*-187)(.032*t* + .077)	139	98	53	35	33	35	68	90	148	191	227	210	**1327**
	%evap	10,5%	7,4%	4,0%	2,6%	2,5%	2,6%	5,1%	6,8%	11,1%	14,4%	17,1%	15,8%	**100%**
	ETPmois	142	100	54	35	34	36	69	92	150	195	230	214	**1350**

Les études pluviométriques ont été réalisées en considérant les suivantes stations udomètriques : Ain Boucif, Chellalat et Adhaouara, Souagui, Djouab, Beni Slimane, Dechmya, El Omaria, Tablat, La Traille et Khabouzia. La précipitation journalière maximale sur le bassin versant adoptée est patente sur le Tableau II.5.

Tableau II.5. Précipitation journalière maximale adoptée.

T (années)	**Pj (mm)**
10	57
20	66
50	77
100	86
500	106
1000	115
5000	135
10000	144

La distribution de la pluie maximale pour des durées autres que 24 heures est indiquée dans le Tableau II.6 :

Tableau II.6 : Distribution des précipitations intenses en fonction de la durée.

t **(heures)**	$\mathbf{P_t / P_{24}}$ **(%)**
1	39%
2	47%
3	54%
6	66%
12	81%
24	100%

II.1.8. Apports mensuels au site du barrage de Beni Slimane

Bien qu'on dispose sur l'oued Mellah d'une station hydrométrique (Beni Slimane, 09.03.05), on a aussi analysé des méthodes alternatives (relations empiriques précipitation/écoulement, carte d'écoulements de l'ANRH), lesquelles permettent de vérifier la qualité des données disponibles. On a estimé les apports mensuels au site du barrage à l'aide de différentes méthodes, nommément l'application d'expressions empiriques et l'utilisation d'un modèle de génération de séries synthétiques d'écoulements.

On a adopté les caractéristiques de la série synthétique indiquées dans le Tableau 3.7. L'écoulement mensuel moyen annuel affluent au site du barrage de Beni Slimane est estimé de l'ordre de 8,2 hm^3/an.

Tableau II.7. Distribution des précipitations intenses en fonction de la durée.

	Sept	**Oct**	**nov**	**dec**	**Janv**	**Fev**	**mars**	**avril**	**Mai**	**Juin**	**juil**	**Aout**	**Année**
Moy	**0.26**	**0.22**	**0.52**	**0.63**	**1.53**	**1.48**	**1.67**	**0.80**	**0.60**	**0.23**	**0.13**	**0.12**	**8.20**
Min	0.00	0,08	0,02	0,02	0,02	0,09	0,04	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	1,90
Max	2.87	3,00	3,05	2,43	10,87	2,01	4,20	6,31	3,99	2,23	1,56	2,22	30,35
%/an	3.1%	2.7%	6.3%	7.7%	18.7 %	18.1 %	20.4 %	9.7%	7.4%	2.8%	1.6%	1.5%	100.0%
Cv	1.93	1.36	1.64	1.22	1.32	1.05	1.07	0.85	0.97	1.32	2.05	1.43	0.67

II.1.9. Débits de crue

La valeur des débits de crue au site du futur barrage de Beni Slimane, pour des différentes périodes de retour, peut être obtenue par différentes méthodes: soit par la génération synthétique de crues à partir de la pluviométrie, soit par l'utilisation de formules empiriques, soit par l'analyse statistique des crues.

On a procédé à l'analyse des crues au site de Beni Slimane en utilisant ces différentes méthodologies en adoptant les valeurs des débits maximum de crues obtenues par l'application du modèle HEC-1. Les résultats obtenus sont résumés dans le Tableau II.8 et dans les Figures II.8.

Tableau II.8. Débits et volumes des crues pour différentes périodes de retour.

T	*Beni Slimane*	
	Qmax (m^3/s)	Volume (hm^3)
10	121	5,3
20	158	6,9
50	250	10,9
100	290	12,6
500	402	17,8
1000	468	21,2
5000	592	28,2
10000	631	30,2

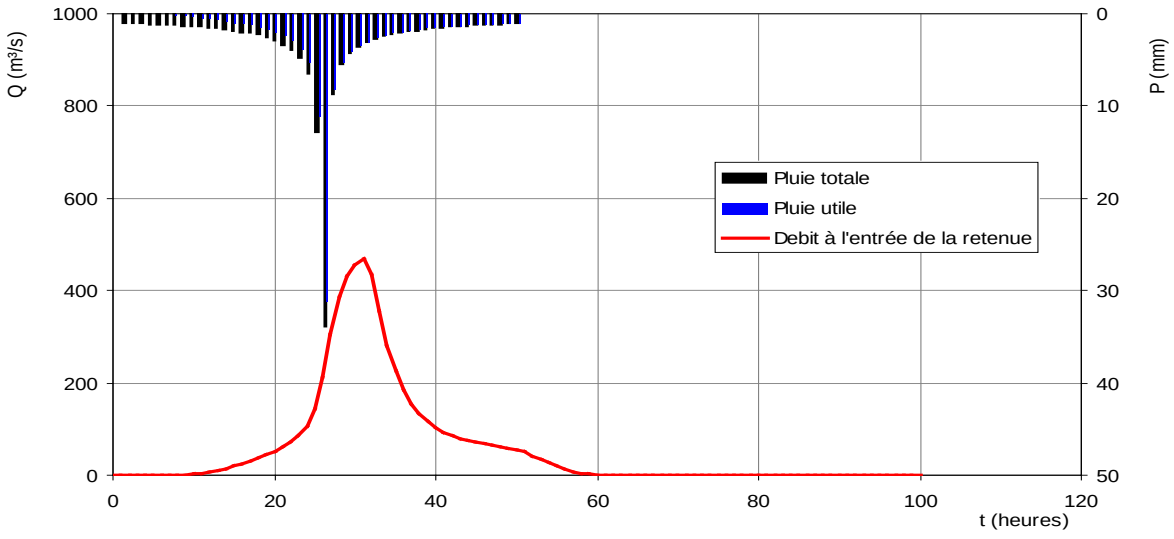


Figure II.8. Crue millénaire générée pour Beni Slimane.

nous avons réussi d'extraire les différentes caractéristiques géographiques, géométriques, hydrographiques et morphologiques de notre bassin versant.

- Au niveau de retenue normale (NNR) de 715.00 m, la capacité totale de stockage est de 28 hm³ et la superficie inondée est de 1,6 km² (voire figure II.4).
- Les différentes études sur les crues nous ont aidés à choisir la crue de projet $Q_{1000ans}$ max = 468m^3/s.
- A la fin de tout ça on a déterminé le Niveau de plus hautes eaux NPHE=717.5m.NGA.
- Différence de 2,5m (NPHE-NNR=717,5-715=2,5m).

II.2. Etudes géologiques et géotechniques

II.2.1. Etude géologique

II.2.1.1. Introduction

Comme on a mentionné précédemment, l'étude de chaque projet passe par des étapes, et l'étape d'études géologiques et géotechniques est en premier lieu à cause de sa grande importance car elle nous donne une idée globale de l'adéquation du site choisi, du comportement de son sol avant, pendant et après les travaux de construction, et es qu'il va répond à toutes les exigences requis par le maitre d'ouvrage.

II.2.1.2.Lithostratigraphie :

II.2.1.2.1 Considération général

Bien que le nom attribué pour le barrage est béni Slimane, le support utilisé pour décrire la lithostratigraphie est la carte géologique de sougui au 1/50000(Chevilly, 1953 et Grégoire, 1954) et sa notice explicative .les terrains des massifs montagneux, de la région de souagui se egroupent en deux domaines :

- ✓ Le premier est **l'autochtone** qui est visible sur la partie nordde la carte de sougui.
- ✓ Le second domaine, **allochtone,**le plus répandu ,appartient aux nappes tellie

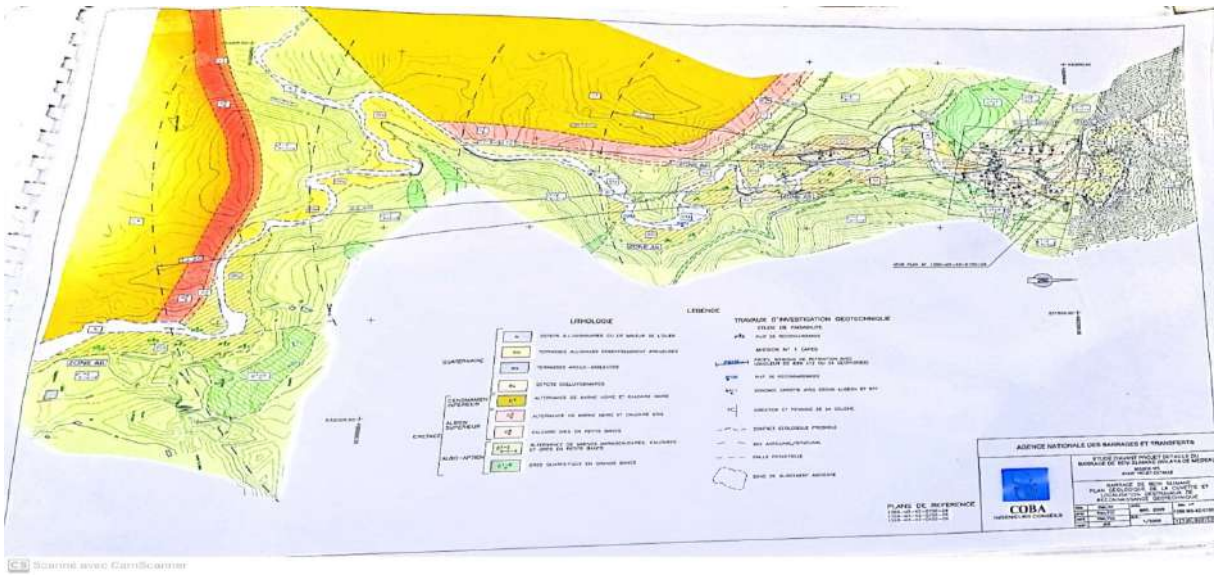


Figure II.9. Coupe géologique nord-sud passant par l'axe du barrage à partir de la carte géologique de sougui(1/50000).

Les formations sont d'Age secondaire, Tertiaire et Quaternaire.

- 1000 mètres de marnes noduleuses grises, à rares petits niveaux de calcaires Noirs à patine violacée ;
- 25a 30mètre de calcaires a grain fin gris-bleu, de calcaires plus grossiers et de calcaires coquilliers (débris de pecten,d'Huitres et d'oursins)
- Près de 2000mètres de marnes grises, degrés moyens noirs mouchetés et de quartzites brun-rouille, secondairement ferrugineuses par place ;

- **Vraconien-Albien supérieur** : horizon essentiellement calcaire, qui forme une falaise aisément repérable, on le rencontre a 2km au sud du site du barrage étudié.il est constitué de bas en haut par :
  - 25 mètres de calcaires noirs, bien lités, renfermant un niveauglauconieux continu et fossilifère ;
  - 30mètrs de marnes noires ;
  - 45 mètres de calcaires gris-noirs, disposés en bancs lenticulaires au sein des marnes noires ;
- Cénomanien (inférieur, moyen et supérieur) dessine au pied de versant sud d'anticlinal des Bibans une large bande orientée Est-Ouest constituée par :
  - 15 mètres de marnes noires a petits bancs de calcaires ;
  - 400 mètres de marnes grises a niveaux de calcaire fin ;

- 60 mètres de calcaire en gros bancs massifs, formant cuesta, rares délits marneux ;
- 200 mètres de marnes grises en alternance avec des bancs de calcaire ;

- **Turonien supérieur-Sénonien inférieur** : avec 700 mètres d'épaisseur, cette série est représentée par les marnes grises à altération blanchâtre, rares et minces bancs de calcaire gris. Vers le sommet, apparaissent des lentilles de grésglauconieux. Il apparait au sud de sougui et plus à l'Est près de L'oued mellah il apparait sous forme de lambeaux disloqués par des failles.
- **Le Sénonien supérieur :** est constitué par des marnes grises et des calcaires marneux, blanchâtres qui affleurent sur la rive droite de l'Oued mellah occidental.
- **Miocène inférieur continental :** formation post-orogénique constituée par des argiles sableuses rouges qui cimentent des galets et des gros blocs de dolomies triasiques, de quarzites aptiens, de calcaires cénomaniens, sénoniens et yprésiens. Quelques éléments rocheux sont très volumineux, notamment aux abords de la chaine des Bibans.
- **Miocène inférieur marin :** Formation post-orogénique constituée d'argiles jaunes ou grises et de grès tendres hétérogènes, avec quelques microfaunes.

a) DOMAINE Allochtone

Il représenté par les étages suivantes :

- **Trias :**il jalonne les contacts anormaux sous forme de masses de gypse blanc ou violacé, d'argiles bariolées, de blocs de cargneules, de dolomies et d'ophite. On le retrouve en contre bas des djebels de saraouet et tourba au sud de souagui.
- **Campanien :** seule la parie supérieure affleure. On y distingue de bas en haut :

  - 350 à 400 mètres de marnes noires pyriteuses associées à de rares bancs métriques de calcaires rubanés noirs ;
  - 50 mètres de calcaires noirs, à patine blanche bitumineux, à stratification finement rubanée.

- **Maestrichtien-danien :** constitue de bas en haut de :
  - 200 mètres d'argiles et de marnes feuilletées à lentilles de calcaire noir et minces lits de microgrès lie-de-vin.

- 1000mètres de marnes grises à bancs de calcaire marneux jaunatres. Ces marnes sont parcourues de filonnets de calcite enchevêtrés et emballent quelque nodule ou « blocs jaunes » de calcaire gris-bleu à patine ocrée.

- **Paléocène :** marnes pyriteuses bleu-noir qui semble avoir 45 à 50mètres d'épaisseur.
- **Yprésien-lutétien inférieur :** débute par 80 à 100 mètres de calcaires à marneux à silex noirs et passées de marnes indurées azoïque. puis viennent 120 à 150 mètres de calcaires blancs à rares silex. Ces formations dessinent la longue arête de djebel chaaba sur la bordure sud de la feuille.
- **Lutétien supérieur-Bartonien :** apparait sous deux faces :
  - 1000 mètres de marnes bleu-noir à boules de calcaire jaunes.
  - Marnes et argiles brunes à lits de calcaires marneux, jaunâtre et lumachelliques à huitres.
- **Oligocène « faciès de Boghari » :**deux termes sont décrits **:**
  - Essentiellement marneuse épaisse de 800 mètres, avec quelque passés lenticulaires de grés grossiers à huitres ;
  - 700 mètres de grés fins à grossiers, entrecoupés de lits de marnes gris-claire.
- **Miocène inférieur continental** : formation de 500 mètres, ou les lits de cailloutis alternent avec les argiles rouges sableuses. Les cailloutis remanient des calcaires sénoniens et yprésien, des grés oligocènes et des cargneules et ophites du Trias.
- **Miocène inférieur marin :** formation de 500 à 600 mètres d'épaisseur, constituée d'argiles et de marnes grises à entrecoupées de gros bancs de grès calcareux.

b) Les terrains post nappes

- **Moi-pliocène :** Ils sont représentés par des cailloutis alternant avec les argiles rouges sableuses.
- **Le Quaternaire**

Alluvion récentes, la largeur des « basses plaines »garnies d'alluvions torrentielles n'est appréciable que pour les deux grandes rivières et pour les affuents principaux de celle de l'Ouest. Le remplissage sédimentaire de ces

– plaines comporte un mélange de terres hétérogènes, de graviers et de cailloux assez peu roulés.

– Alluvion anciennes : alluvion à éléments plus grossiers qui forment généralement des ilots séparés, situés des altitudes diverses, à quelque 50 mètres au-dessus du lit mineur des oueds.

– Eboulisde pente : très abondants autour des massifs miocènes et même à l'intérieur de ces massifs, ces éboulis sont ballés dans formés par de gros blocs de grés ou de calcaire emballés dans des argiles, le revers nord du chainon Albo-Aptien du djbelsebah(chaine des Bibans) est également recouvert d'un important manteau d'éboulis quartzitiques qui font le raccord entre ce chainon assez abrupt et la vaste plaine des Arib.

II.2.1.2.2. Tectonique

Du point de vue tectonique, la région de Béni Slimane est mal connue car les formations post orogéniques cachent la structure de l'anticlinorium des Bibans vers la partie septentrionale de la plaine de Béni Slimane. Néanmoins, trois zones tectoniques ´ont été distinguées :

- Au niveau des terrains autochtones ;
- Au niveau des terrains allochtones ;
- Au niveau des formations néogènes.

La plupart d'accidents affectant le terrain correspondent au rejeu d'anciennes structures. Sur le terrain, ces accidents se sont traduits par la mise en place des plis et de failles plus ou moins visibles selon le matériel affecté.

a) Au niveau des terrains autochtones

Les formations autochtones sont représentées par l'anticlinorium des Bibansqui est constitué par des terrains crétacés s'étendant sur 200 km, de la région de Berrouaghia à l'Ouest jusqu'au djebel Guergour à l'Est. C'est dans ce domaine que les mouvements tectoniques se sont le mieux traduits dans le relief.

Ce plissement qui a débuté dès la fin du Sénonien a connu sa phase active au Miocène inférieur (selon KIEKEN, 1964). Dans le matériel du flysch fin de l'Albien on rencontre une série de failles parallèles ou obliques (NE-SW et NW-SE) à l'axe Est-Ouest de cet anticlinal. Cette structure a rejoué ultérieurement, ce qui explique la mise en place de plis transverses en particulier en bordure occidentale de l'Oued El Mellah occidental, où le rejet des décrochements peut atteindre 3 km (synclinal du djebel Msaïdine, anticlinal du KoudiaSfa).

Le cœur de l'anticlinorium, occupé par le Continental supérieur, ne semble pas avoir été affecté par ce rejeu tectonique puisque les formations de ce Continental sont restées

horizontales.

b) Au niveau des terrains allochtones

Sur un substratum autochtone qui prolonge au sud le Crétacé des Bibans, se sont mises en place des unités tectoniques complexes appartenant aux nappes telliennes. Dans les terrains des nappes telliennes, la tectonique complexe propre au phénomène de charriage s'est traduite sur leterrain par une multitude d'accidents, de directions très variables, des variations de pendages très fréquentes,des décrochements de bancs et un tracé du réseau hydrographique en baïonnette.

Les unités allochtones ont été regroupées en trois grands ensembles structuraux, d'après leurs affinités stratigraphiques.

- Ensemble A : regroupant les unités I à IV, constituées de terrains allant du Sénonien au Miocène, avec un Eocène a faciès néritique.
- Ensemble B : comprend les unités V et VI, dont la succession stratigraphique débute au Cénomanien, et comprend un Crétacé puissant, et un Eocène de faciès plus profond et plus épais que dans l'ensemble A.

  Les unités VI bis et VII ont été rangé dans l'ensemble B pour leur description.

- Ensemble C : L'unité VIII constituée du Numidien et localement du Sénonien.

Sur la feuille de Souagui seules les unités IV, V, VI, et VII sont présentes. L'absence de formes dues à la tectonique s'explique par la nature des terrains, souples, incapables de résister aux différents mouvements.

L'âge de ces accidents n'a pas pu être précisé, mais selon J.L.BLES (1971) ces unités allochtones ne pouvaient avoir subi ces déformations qu'avant leur mise en place définitive et dans un niveau structural plus profond que celui qu'elles occupent aujourd'hui.

b-1. Les failles

Les accidents relevés dans le domaine charrié se caractérisent par l'extrême variation des directions, avec une dominante SW-NE. Ces accidents n'ont pas donné de reliefs propres aux failles, mais se traduisent généralement par des décrochements au niveau des bancs de roches dures.

Par contre, les différents oueds de la région ont changé brusquement de direction d'écoulement et l'exemple le plus frappant est donné par les oueds Mellah Ouest et Est sur la feuille de Souagui, et celui d'Ouzera sur la feuille de Médéa.

b-2. Les formes structurales

Malgré la complexité du domaine charrié, ces mouvements tectoniques ont donné naissance à quelques plis, dont certains ont été dégagés par l'érosion qui a déblayé tous les terrains néogènes. A l'Est, le djebel Sarouet correspondant à un axe synclinal NW-SE et le djebel Hamra à un axe anticlinal Est-Ouest.

C. Au niveau des formations néogènes

D'après Kieken (1964), la position horizontale des formations du Continental supérieur dans la région de Béni Slimane indique que cette zone n'a pas été aussi affectée par les mouvements tectoniques que la région de Médéa. Alors que le secteur Ouest enregistrait un plissement souple à grand rayon de courbure, le bassin de Beni Slimane subissait une lente subsidence prouvée par les accroissements d'épaisseur des sédiments des bords du bassin vers l'intérieur.

d. Tectonogénèse

Les phases tectoniques qui se sont succédé sont résumées comme suit :

- La sédimentation continue du Crétacé reflète un calme tectonique complet, qui se poursuivra jusqu'au Lutétien, et même jusqu'à l'Éocène supérieur. Des mouvements anti-Oligocène se reflètent dans les ensembles A et B de l'Allochtone par une légère discordance de l'Oligocène sur l'Éocène.
- Le paroxysme Alpin se place au cours du Miocène inférieur. Il comporte deux phases principales de mouvements tangentiels, suivies d'une phase de plissement général.

- Celui-ci a débuté par une poussée vers le sud d'une masse de Crétacé, qui deviendra la chaîne des Bibans, mais qui n'était probablement pas encore plissée.
- L'Allochtone Sud-Tellien s'est mis en place ensuite par glissement sous l'effet de la gravité par-dessus la zone des Bibans ou encore par décollement de leur couverture.

Les phases de charriage ont été suivies par un plissement général au cours duquel se sont formés, entre autre l'anticlinorium des Bibans, où d'importants mouvements post-nappes ont été mis en évidence par M. Matta :

II.2.1.3. Sismicité de la région d'étude

Le niveau de risque sismique considéré comme acceptable en Algérie a été établi et intégré dans les prescription réglementaires contenus dans le règlement **R.P.A**.99 (Règles Parasismiques Algérien) en considérant deux types de secousses possibles (séisme majeur et séisme modéré) et des groupes d'usage des ouvrages qui sont classés de 1 à 3 en fonction de l'importance décroissante qu'il présente pour la vie économique et sociale de la communauté.

Le coefficient d'accélération de zone noté « A » est donné par R.P.A 99 en fonction de groupe d'usage de l'ouvrage et est déterminé par la méthode de SHAH et AL en 1975, cette méthode probabiliste est basée sur des cartes d'iso-accélération déduites de la sismicité historique de l'Algérie.

L'application de cette dernière se base sur l'accélération dite de « DOMMAGE » A Déterminée avec des hypothèses pour les groupes d'usages (1, 2, 3 respectivement et la période de retour 500, 100, 50 année respectivement).

Le site de barrage béni Slimane commune de béni Slimane wilaya de **Médéa** est situé dans la zone « II-a » (zone caractérisée par une assez forte intensité sismique d'après **R.P.A**, correspondant à une intensité égale à VII selon l'échelle de MERCALI).

La dite barrage constitue un ouvrage d'importance vitale pour la communauté ce qui le place dans le groupe d'usage 1A selon le R.P.A en considérant une durée de vie limité de 20 à 30 ans.

Tous ces paramètres avec une période de retour R.P.A = 50 ans, le coefficient de Dommage de notre ouvrage est de : **10 % =0.10**

Tableau II.9. Coefficients d'accélération.

Groupe	Zone I	Zone II-a	Zone II-b	Zone III	Classification des ouvrages selon leur importance
1A	0,15	**0,25**	0,30	0,40	Ouvrages d'importance vitale
1B	0,12	0,20	0,25	0,30	Ouvrages de grand importance
2	0,10	0,15	0,20	0,25	Ouvrages courants
3	0,07	0,10	0,14	0,18	Ouvrages de faible importance

Conclusion : Classification des ouvrages selon leur importance est : **Ouvrages d'importance vitale.**

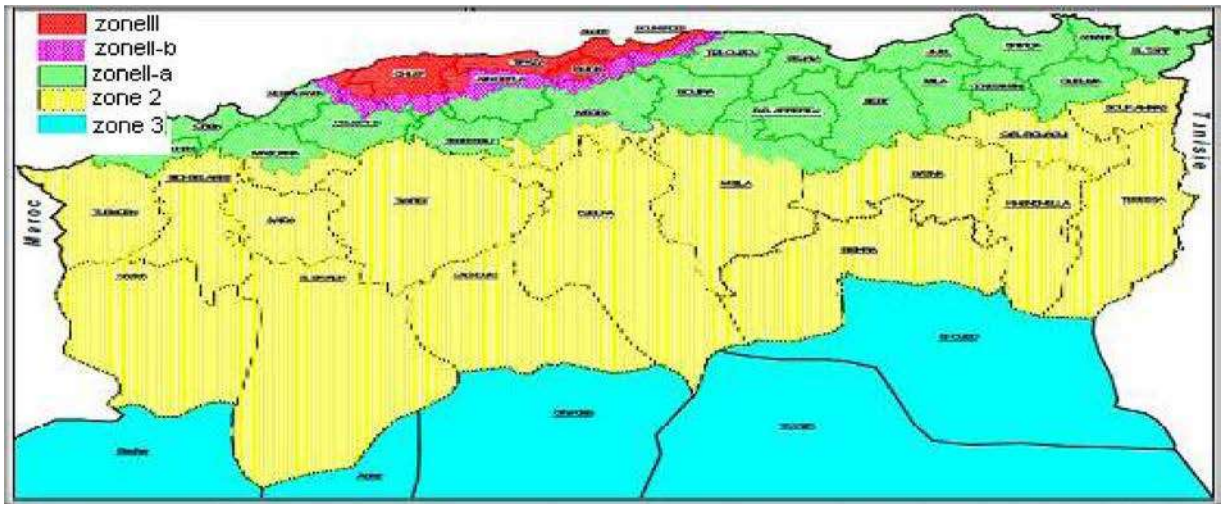


Figure II.10. Carte de micro zonage sismique du territoire national-RPA 99 (Version 2003).

II.2.1.4. Géologie du site du barrage

Le site de Mellah est situé dans une cluse creusée à travers les marnes et quartzites Albo-Aptien constituant le Djebel M'Chelfak.

En surface les dépôts sont constitués essentiellement de marnes de couleur gris-bleues, alternant avec des bancs de calcaires ou de calcaire marneux. L'ensemble est démontré à des distances régulières des bancs de grès quartzeux grossièrement orientés Est-Ouest.

Les formations géologiques rencontrées dans la zone délimitée par le site proprement dit, et la route Souagui-Djouab, se présentent du Sud vers le nord comme suit :

- Le Cénomanien Supérieur et moyen : constitué de marnes grises et de calcaires en gros bancs. La route Souagui-Djouab passe entièrement dans cette formation;
- Le Cénomanien inférieur : représenté par environ 150 m de marnes noires avec de petits calcaires, auxquelles succèdent des marnes grises à niveaux calcaires fins;
- Le Vraconien Albien supérieur : il comprend une succession d'environ 110 m d'épaisseur composée de calcaire noir, de marnes noirs et de calcaires gris noirs, sous forme lenticulaires;
- L'Albo – Aptien : Cette formation est la plus importante du site étudié, par son extension et par le fait qu'elle constitue l'assise principale.
- L'Albo-Aptien se présente sous forme d'une puissante formation dont l'extension va au-delà de la feuille de Souagui (au nord). Elle est formée par une alternance:

- de marnes noduleuses grises à rares petits niveaux de calcaire noirs, et de marnes calcaires;

- de calcaires fins, et calcaires gréseux;

- de grès moyens, de marnes grises et de grès quartzeux brun rouille.

Au niveau du site étudié, on observe en surface une masse marneuse gris-bleu renfermant des intercalations de bancs centimétriques de calcaire à grains fins, de calcaire marneux et de grès fin.

Cette masse marneuse est traversée à distances régulières par des bancs de grès quartzeux grossièrement orientés Est-Ouest. L'épaisseur des bancs de grès varie entre 7 et 10 m, avec un pendage globalement orienté vers le Sud ou le Sud-Est.

Dans le fond de la vallée et les appuis on observe la présence des différents niveaux de dépôts de terrasse, de dépôts alluvionnaires de réduite épaisseur et des colluvions.

II.2.1.5.Géologie de la cuvette

La cuvette du barrage est représentée par les mêmes séries géologiques observées au niveau du site du barrage. La succession géologique du sud vers le nord est constituée par une série monoclinale, subdivisée en trois parties.

Zone A: la partie sud du barrage formant la queue de barrage limitée par deux coudes de l'oued Mellah. Ces deux zones à méandre assez prononcé dont l'un au sud vire vers l'ouest et l'autre plus au nord vire vers le nord sont marqués par deux failles verticales décrochantes. Ces deux failles détournent donc le cours de l'oued Mellah. Le Vraconien (en bleu sur la carte) présente dans cette zone un pendage sub-horizontal vers le sud.

Zone B: la partie médiane nord limitée au sud par la faille décrochante et au nord par le site du barrage. Cette zone est caractérisée par une série monoclinale allant de l'Albo-Aptien constitué par des alternances de bancs de pélites marneuses de bancs calcaires et de bancs gréseux. La rive droite présente des pendages des couches à dominantes très redressés à verticales. Cette structure est soulignée par des bancs de grès à pendage vertical très visibles dans le paysage. Ces bancs de grès occupent toute la zone de la rive droite sont affectés par des failles au niveau des plis à axe verticaux. Un pli synclinal est visible au niveau de l'appui rive droite du site du barrage. Remarquons que l'inégalité de compétence des différentes alternances (grès et pélites marneuses) au niveau des plis a créé une légère disharmonie qui est souvent marquée par des pendages très changeant d'un pont à un autre.

Zone C: la partie nord passant le long de l'oued Mellah d'amont en aval croisant l'axe du barrage montre:

- En amont du site de barrage une structure monoclinale (les bancs de grès assez réguliers soulignent la stratification) entrecoupés par une faille subverticale au niveau de la cuvette;
- Au niveau aval immédiat de l'axe du barrage, une structure anticlinale à axe déjeté vers le nord et souligné par une faille au niveau de l'axe de direction Nord 140°. C'est donc un pli à axe faillé. La cassure est visible sur le terrain;
- Au niveau plus aval du site une structure synclinale dont l'axe de direction Nord 140° se confond avec le méandre de l'oued. Ce synclinal à flancs redressé est lui-même repris par des failles décrochantes de direction nord 130° à Nord 140°) de direction grossière semblable à l'axe du pli synclinal. Cette structure en pli anticlinal suivi d'un pli synclinal

recoupé par d'autres failles se ressent aussi sur la rive droite au niveau du flanc droit du versant de l'oued.

La géomorphologie de la cuvette du barrage présente une forme allongée d'environ 3800 m. C'est une cuvette longiforme parcourue par l'oued Mellah qui serpente entre deux versants qui sont le plus souvent assez rapprochés et raides. Elle est constituée par des zones de terrasses plates de largeur moyennes de 150m au niveau des zones rectilignes et de largeur moyenne de 200m au niveau des boucles et des méandres. Il coule sur un lit mineur assez rétréci, excédant rarement 50m. Ce lit mineur est entaillé dans des terrasses limoneuses d'épandage anciennes dont les berges sont sapées régulièrement par l'érosion des crues. Ces terrasses limoneuses surélevées par rapport au lit mineur de 2 à 4 m représentent de bonnes terres agricoles cultivées jadis mais actuellement laissées à l'abandon à cause du climat d'insécurité qui a touché durement cette région ces 15 dernières années. Ces terrasses peuvent être actuellement le gisement de matériaux de construction du barrage.

II.2.2. Géotechnique

II.2.2.1. Etude géotechniques et hydrauliques

Les études géologiques, géotechniques et hydrauliques sont composées par trois étapes :

- ✓ **1ére étape**

Investigations et étude sur les documents existants (études sur des projets antérieurs, cartes géologiques, sismicité de la région d'étude…etc.)

- Visite approfondie du site pour étudier la structure géologique régionale.
- Enlever d'affleurement sur le site et la cuvette.
- Enlever les matériaux de recouvrement pour obtenir une carte des zones d'emprunt.
- Repérer des zones de carrière pour les agrégats.
- Définir la nature des matériaux transportés par le cours d'eau.

- ✓ **2ème étape**

- Reconnaissance superficielle (tranchées à la pelle hydraulique 15m, puits, décapage…etc)

- Prospections géophysiques.
- Sondage et prélèvement des échantillons.
- Les essais géotechniques simples au laboratoire (identification et classification des sols).
- Préparer un rapport contient les travaux de reconnaissances.

✓ **3ème étape**

- Sondage complémentaire.
- Identification minéralogique en laboratoire.
- Les essais géotechniques sur les roches.

Avérer en fin le type d'ouvrage, sa section, son emplacement.

II.2.2.2. Etudes géologiques et géotechniques d'APS (Avant-Projet Sommaire)

Ces études sont réalisent pour étudier la faisabilité et pour décider le maitre d'ouvrage l'engagement du projet (Figure I.15). Reconnaissances de terrain :

- Tranche à la pelle hydraulique tous les 15 à 20 m pour définir la nature des matériaux disponible et le niveau de la nappe.
- Faire une description lithologique des terrains pénétrés en fonction de la profondeur et dessiner les coups géologiques.



Figure II.11. Caisses de carottes.

❖ **Quelques essais en laboratoire**

- ✓ Essais d'identification (poids volumique, teneur en eau, limite d'atterberg, bleu de méthylène, analyse granulométrique, sédimentométrie….etc.)
- ✓ Etude minéralogique.
- ✓ Essai de compactage : essai Proctor Normal.

- ✓ Essais mécaniques et hydrauliques : résistance à la compression simple, essai triaxial, L'odomètre, perméabilité, essai los Angeles, essai microdeval.

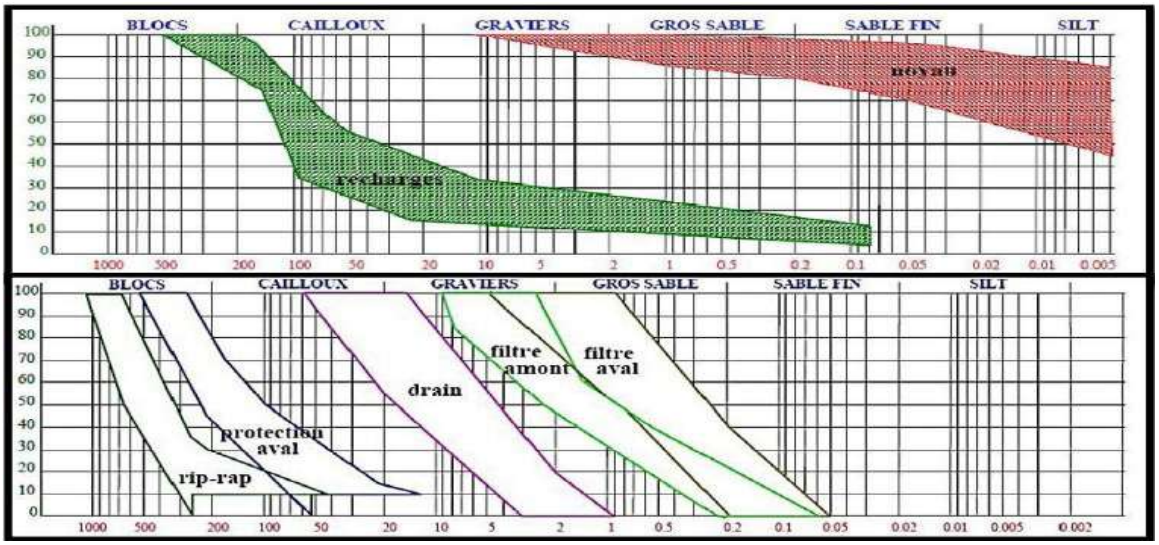


Figure II.12. Granulométrie des matériaux constituée dans les barrages.

⌘ **Quelques essais in situ**

- ✓ Le pénétromètre statique ou dynamique.
- ✓ Le pressiomètre : obtenir une relation entre contrainte-déformation.
- ✓ Le scissomètre : mesurer la cohésion du sol.
- ✓ RQD : Rock Quality Designation.
- ✓ Prospection géophysique: déterminer la succession et la profondeur des couches.
- ✓ Prélèvements des échantillons en fonction des changements de nature de terrain notamment sous la nappe phréatique.
- ✓ Mesurer le pendage et la direction des discontinuités.
- ✓ Le géologue peut estimer le risque d'envasement à cause des apports solides dépendent d'érosion des pentes et du couverte végétale de bassin versant.
- ✓ Etudier la fondation (substratum rocheux):
    - o Fondations rocheuses : Sur les fondations rocheuses on peut construire tous types de barrages, exceptionnellement les roches très fissurées c'est-à-dire très médiocres.

- Fondations graveleuses ou sablo-silteuses : On rencontre ce type de fondation dans les rivières à grand débit, ce type est pour les barrages en remblai (terre, enrochement) et en béton avec une hauteur très petite, mais il doit contrôler les fuites sous les fondations (risque de renard et de tassement).
- Fondations argileuses : Dans ce type de fondation on choisit automatiquement les barrages en remblai, mais la pente des parements doit être compatible avec les caractéristiques des matériaux in situ.

II.2.2.3. Etudes géologiques et géotechniques d'APD (Avant-Projet Détaillée)

- ✓ Estimer le volume des matériaux disponibles dans la zone d'emprunt.
- ✓ Des essais géotechniques in situ et en laboratoire sur l'échantillon de la fondation.
- ✓ Des essais chimiques sur l'échantillon de la fondation et des matériaux d'emprunts.
- ✓ Choix définitif le type du barrage et les ouvrages annexes et ses matériaux de construction.
- ✓ Calculer le tassement et la stabilité de l'ouvrage dans des différents cas de sollicitation (statiques et dynamiques)
- ✓ Suivre les travaux de construction du barrage et contrôler l'ouvrager en service.

II.2.2.4. Etude hydraulique

L'objectif principal d'un barrage est de stocker un volume d'eau pour différentes utilisations, donc il doit définir le volume de ce réserve qui constitue de :

- ✓ Le volume mort : situé au-dessous du barrage et remplit par des apports solides, ce volume peut réduire de volume total du barrage.
- ✓ Le volume utile : représente le volume exploitable situé au-dessus le volume mort.
- ✓ Tranche supérieure : représente la tranche d'évaporation et d'infiltration.
- ✓ Etude la perméabilité et l'infiltration à travers les fondations.
- ✓ Etude des crues afin d'estimer le niveau de PHE.
- ✓ Etude hydraulique des ouvrages annexes (évacuateur des crues, ouvrage de vidange et prise d'eau…).

II.2.2.5. Prospection géotechnique de laboratoire

Identifier un sol, c'est déterminer un ensemble de propriétés physiques, mécaniques ou chimiques qui permettent de le caractériser. Ces propriétés sont déterminées par des essais simples, appelés « essais de reconnaissance ». Ces essais servent de base aux divers systèmes de classification des sols. Leurs résultats permettent aussi d'estimer au moyen de corrélations des ordres de grandeur des propriétés mécaniques des sols et d'établir un pré- dimensionnement grossier des ouvrages au stade des premières études.

- **Les Essais de reconnaissance**

A- L'essai d'analyse granulométrique : Norme XP P49-041

L'essai consiste à classer les différents grains constituant l'échantillon en utilisant une série des tamis, emboîtées les uns sur les autres, dont les dimensions des ouvertures sont décroissantes du haut vers le bas. Le matériau étudié est placé en partie supérieur des tamis et le classement des grains s'obtient par vibration de la colonne de tamis.

B- La sédimentomètrie : Norme NF P94-057

Le principe de la sédimentométrie se base sur la loi de Stockes du mouvement d'une particule sphérique dans un liquide visqueux, la méthode d'essai consiste à étudier la décantation des particules fines du sol de dimension inférieur à 80 micron « environ 80 grammes de sol dans 2 litres d'eau ». Les particules les plus grosses descendent plus vite dans le liquide.

C- Teneur en eau naturelle : Norme NF P94-050

C'est la masse d'eau par rapport à la masse sèche d'un échantillon en pourcentage. Il indique l'humidité de terrain.

D- Masse volumique : Norme NF EN ISO 17828

C'est une grandeur physique qui caractérise la masse d'un échantillon par unité de son volume. Elle est déterminée à l'aide d'un pycnomètre.

E- Essai Proctor : Norme NF P94-093

L'échantillon de sol est compacté par couches successives dans un moule Proctor cylindrique normalisé, en adoptant diverses valeurs de teneur en eau. Le compactage est effectué à l'aide d'une dame normalisée soit sur une machine automatique soit manuellement. Le but de cet essai est de déterminer la teneur en eau optimales qui permet d'obtenir une masse volumique sèche maximal.

F- Essai a l'Oedomètre : Norme XP P49-090-1

L'essai s'effectue sur une éprouvette de matériau placée dans une trousse cylindrique rigide « odomètre ». Un dispositif applique sur cette éprouvette un effort axial vertical, l'éprouvette étant drainée en haut et en bas est maintenue saturée pendant l'essai. La charge est appliquée par paliers maintenus constants successivement croissants et décroissants suivant un programme défini. Les variations d'hauteur de l'éprouvette sont mesurées pendant l'essai en fonction de la durée d'application de la charge.

G- Essai Cisaillement rectiligne à la boite: Norme NF P 94-071-2

L'essai s'effectue sur une éprouvette de sol placée dans une boite de cisaillement constituée de deux demi-boites indépendantes. Le plan de séparation constitue un plan de glissement correspondant au plan de cisaillement de l'éprouvette.

H- Essai de carbonate (CaCo3) : Norme NF P94-048

On utilise la propriété du carbonate de calcium à se décomposer sous l'action d'un acide « acide chlorhydrique, HCI, dans le cas présent » en H_2O et CO_2. Le volume de CO_2 dégagé est mesuré dans un tube gradué étanche, par la variation de niveau d'une colonne d'eau.

La réaction est la suivante : $CaCO_3 + 2HC1 \Rightarrow CO_2 + H_2O + CaCl_2$

Une molécule-gramme de $CaCO_3$ (100 g) donne 22,4 l de CO_2 à pression normale et 0°C. Dans les mêmes conditions, 1 litre de gaz carbonique est engendré par 45 g de $CaCO_3$ « règle de 3 ». On en déduit que 100 ml de CO_2 sont fournis par 0,45 g de $CaCO_3$, ce qui permet de calculer toutes teneurs en $CaCO_3$ par rapport au volume de gaz, pour autant que l'appareil ait été étalonné en fonction de la température et de la pression ambiante.

I- Essai de limites d'Atterberg : Norme NF P94-051

La consistance d'un sol varie en fonction de la teneur en eau. Selon la teneur en argile et sable, le sol absorbera plus ou moins vite l'eau ajouté. Le sol passera successivement de l'état solide à l'état plastique puis liquide.

Tableau II.10. Essais physiques d'identification et de classification

Les essais	Nombre des essais
Teneur en eau naturelle (**Wn**)	107
Densité sèche ($\mathbf{g_d}$)	23
Limites d'Atterberg	103
Granulométrie	142
Analyse sédimentométrique	70
Masse volumique	67
Equivalent de sable	21

Tableau II.11. Essais mécaniques et chimiques

Essai mécanique et chimique	Nombre des essais
Triaxial consolidé non drainé avec mesure de la pression interstitielle (CU+U) (3 échantillons)	8
Essai œnométrique	8
Essai de compactage Proctor	30
Détermination de la teneur en carbonate	55
Essai de perméabilité	8
Analyse minéralogique	14
Essai d'abrasion Los Angeles	8
Compression simple	44

II.2.2.6. Tranchées de reconnaissance

Envisageant la caractérisation du terrain de fondation, 12 tranchées de reconnaissance (T101 a T110) ont été ouvertes avec une profondeur maximale de l'ordre de 8,0 m et avec prélèvement d'échantillons pour la réalisation d'essais au laboratoire (terrains non rocheux).

Le tranchée T101 a été réalisée dans la rive gauche, les tranchées T102 à T104 ont été réalisés dans le fond de la vallée, et les tranchées T105 à T109 en rive droite. La tranchée T110 fut creusée dans la zone de glissement identifiée dans la rive gauche.

Avec la réalisation des tranchées, il a aussi été possible de déterminer l'épaisseur des fouilles, d'observer directement la nature des terrains impliqués, ainsi que permettre le recueil d'échantillons pour la réalisation d'essais de laboratoire.

D'après l'ensemble de tranchées réalisées on peut conclure que l'assise de fondation est constituée par un massif de nature marneuse avec une couverture

- composée par des dépôts alluvionnaires et de terrasses à différents niveaux. On peut observer aussi la présence de dépôts colluvionnaires dans les rives, en particulier, en rive gauche, où ces dépôts présentent une épaisseur importante, supérieure à 2,9 m.

II.2.2.7. Sondages carottés

Un total de 21 sondages carottés fut réalisé dont l'implantation a concerné le site de barrage et les ouvrages hydrauliques, pendant les différentes phases d'étude.

L'exécution des sondages carottés a eu pour objectif principal la reconnaissance des caractéristiques de perméabilité, déformabilité et de résistance au cisaillement du massif de fondation du barrage et respectifs appuis, ainsi que des ouvrages hydrauliques annexes. Dans les formations rocheuses le carottage continue a possibilité l'obtention d'informations complémentaires en matière de degré d'altération et de fracturation, ainsi que les taux de récupération et de RQD.

D'après l'ensemble des sondages réalisés on peut conclure que le massif de fondation est composé par des alluvions, des dépôts de terrasses, des colluvions, du sol résiduel (matériaux broyés et décomposés) et des unités plus compactes composés par une alternance de marnes, marnes calcaires, calcaires et grès, parfois quartzitique.

De l'analyse des résultats obtenus on peut faire les suivants commentaires :

I. la partie plus superficielle des terrains d'assise est essentiellement composée par des matériaux broyés et décomposés (alluvions, dépôts de terrasse, colluvions, et sols d'altération des marnes, grès et grès calcaire). En termes géotechniques, il s'agit de matériaux à RQD nul, pourcentage variable, en générale peut résistants ;
Au fond de la vallée, l'épaisseur est de l'ordre de 1-6 m, associés à des sols alluvionnaires, et de 7-10 m, associés aux dépôts de terrasse, étant parfois inexistante en s'observant la présence de couches marno-calcaires très résistantes et affleurantes ;

Sur les rives, la partie superficielle est composée par des colluvions et des sols résiduels d'altération. La rive gauche présente de plus importantes épaisseurs, de l'ordre de 3 à 9 m. En rive droite, l'épaisseur est plus réduite, de l'ordre de 2-6 m ;

Dans l'ancienne zone de glissement, en rive gauche (à l'aval de l'axe du barrage), la partie superficielle des terrains présente des épaisseurs plus importantes, associées à l'occurrence d'une déposition colluvionaire plus expressive, pouvant atteindre les 16,5 m d'épaisseur.

II. Au-dessous de cette zone plus superficielle, on peut observer l'occurrence d'une alternance de marnes, marnes calcaires, grès calcaire et grès quartzitique, avec un pourcentage de récupération de l'ordre de 45 à 100%, un pourcentage de RQD très variable, en général compris entre 0 et 60%, et valeurs de perméabilité comprises entre 4 et 100 UL; en général, le massif se présente moyennement dégradé (SIMR) ;
Cette zone intermédiaire présente une épaisseur variable, en résultat de la fréquente alternance de lithologie, en atteignant des profondeurs de l'ordre de 15-35 m, en rive droite, 21 à 45 m, en rive gauche, et 3 à 5 m, en fond de vallée ;

III. Au-dessous des zones auparavant décrites on observe des formations rocheuses peu dégradées (SIMR), avec un pourcentage de récupération de l'ordre de 80 à 100 %, un pourcentage de RQD très variable, en général compris entre 0 et 100% et valeurs de perméabilité inférieurs à 3 U.L.

II.2.2.8. Matériaux de construction

A. Préambule

Les résultats obtenus dans les travaux de reconnaissance réalisés permettent d'affirmer qu'à proximité du site du barrage il y aura des matériaux convenables pour la construction d'un barrage en remblai zoné.

Les sols avec les meilleures caractéristiques géotechniques pour un noyau imperméable

sont les dépôts de terrasse argileux trouvés dans les zones d'emprunt A1, A2, A4, A5 et A6

- **Sol à utiliser au noyau**

✓ **Analyses granulométriques, limites d'Atterberg, teneurs en eau et densité des particules**

En effet, des sols argileux et limoneux des groupes **CL**, **CH** et **ML**, ont été identifiés, avec un pourcentage de fins fréquemment compris entre **WP**=60% et 85 %. Les fins présentent une plasticité moyenne, avec des limites de liquidité

Allant de **WL**=32 % jusqu'à 47 %, et des indices de plasticité allant d'IP=15% jusqu'à 23%.

✓ **Essais de compactage**

Les essais Proctor normal réalisés sur ces matériaux présentent des valeurs de masse volumique sèche optimale γ_{dmax} comprises entre =15,4 et 21,3 kN/m^3, tandis que la teneur en eau optimale **W opt** est comprise entre 15 et 21 %.

✓ **Essais de perméabilité**

Les échantillons testés n'ont enregistré aucun écoulement, et cela pendant cinq jours. La difficulté à saturer les éprouvettes prouve la faible perméabilité de ces sols. On peut conclure que les dépôts de terrasse sont **peu perméables** à pratiquement **imperméables**.

✓ **Essais de compression triaxiale**

Afin d'obtenir des paramètres de résistance et déformabilité nécessaire au dimensionnement du barrage, des essais en compression triaxial dans la modalité d'essai consolidé non drainé (CU) avec mesure de la pression interstitielle furent exécutés à partir d'échantillons représentatifs des sols.

- la résistance au cisaillement en termes de contraintes effectives est de **c**' et ϕ' de 5 kPa et 20º.et **RC**=200Kpa.

✓ **Essai œdométrique**

On a considéré les valeurs moyennes suivantes:

- $\mathbf{C_{c=}\ 0{,}148}$ **et** $\mathbf{C_{s\,=}\ 0{,}021}$**et** $\mathbf{C_c/\ (1+e_0) = 0{,}13}$
- $\mathbf{m_v\ (m^2/N) = 5\ x10^{-8}}$

- **$c_v = 10^{-2}\ m^2/s$**
- **k (m/s) = 1,27E-02**

Avec

- **C_c :** indice de compression.
- **C_s :** indice de gonflement (décompression).
- **e_0 :** indice des vides du sol en place.
- **m_v :** coefficient de compressibilité.
- **K :** coefficient de perméabilité.
- **c_v :** coefficient de consolidation verticale.

✓ **Détermination de la teneur en carbonates, en sulfates et en chlorures**

En général, les essais réalisée sur les sols du noyau présentent des valeurs moyenne entre 20 et 35 % de $CaCO_3$, 0,002 à 0,009% de NaCl et des valeurs nulles à très réduites (tracé) de SO_4^{-2}. Ces valeurs ne posent pas de limitations à sa réutilisation comme matériau de construction.

✓ **Analyses minéralogiques**

Pour évaluer le potentiel d'utilisation des dépôts de terrasses argileuses comme matériau d'emprunt pour le noyau, des analyses minéralogiques ont été réalisées.

De l'analyse du minéralogique, on observe l'importante présence de calcite, quartz et feldspaths dans la constitution du matériau. De signaler la présence fréquente de micas et kaolinite. Parfois on observe la présence de dolomite. Ces minéraux ne posent pas de limitations à sa réutilisation comme matériau de construction.

✓ **Paramètres de calcul pour les matériaux du noyau**

L'analyse de tous les résultats des essais de laboratoire permet de considérer les paramètres de calcul pour les matériaux d'un noyau représentés dans le Tableau II.12.

Tableau II.12. Noyau. Paramètres de calcul.

	γ_t (kN/m^3)	c' (kPa)	ϕ' (°)	E (MPa)	Cc/(1+e_0)	Cv (m^2/s)	K (m/s)
Noyau	18,0	5-15	20	50	0,13	10^{-2}	$1{,}27.10^{-2}$

B. Matériaux à utiliser dans les recharges

Pour la construction des recharges d'une solution en remblai zoné on pourra disposer de plusieurs types de matériaux.

Une première possibilité est d'utiliser les dépôts de terrasse sableux. Il s'agit d'un matériel qui se produit fréquemment au niveau des dépôts de terrasse inférieurs avec une épaisseur moyenne de 1 à 2 m.

Il est possible aussi de considère la utilisation pour les recharges les colluvions, avec épaisseur moins réduite.

Les colluvions représentent des sols plus fins et plus argileux que ceux des dépôts de terrasse sableux et préférablement seront utilisés dans la recharge aval.

On a considéré aussi les échantillons remaniés prélevés dans les tranchées réalisées au niveau de la fondation du barrage sur les dépôts sableux, colluvions et sols résultants d'altération des roches.

Pour obtenir de la résistance au cisaillement, il est prévu que la zone extérieure de la recharge aval soit composée par une couche épaisse d'enrochement, préférablement provenant de la carrière CP3.

Les essais réalisés sur les calcaires marneux et calcaires massifs permettent d'admettre que les matériaux ont bonnes caractéristiques pour une utilisation dans la recharge.

- ✓ **Analyses granulométriques, limites d'Atterberg, teneurs en eau et densité des particules :**

Les dépôts de terrasse sableux ont été classifiés comme sols GC, SM et SC de la Classification Unifiée, et présentent un pourcentage de fins fréquemment compris entre 17 et 45 %. Les fins présentent une plasticité moyenne **WP**, avec des limites de liquidité $\mathbf{W_L}$ allant de 28 jusqu'à 39%, et des indices de plasticité $\mathbf{I_P}$ allant de 10 jusqu'à 15.

Les colluvions (dont les échantillons ont été majoritairement recueillis dans l'axe du barrage) ont été classifiées comme sols argileux CL e CH de la Classification Unifiée, et

présentent un pourcentage de fins fréquemment élevé de l'ordre de 70 %. Les fins présentent indices de plasticité $\mathbf{I_P}$ de l'ordre de 24.

Les sols résultant de l'altération des roches de fondation marneuses (aussi recueils dans l'axe du barrage) ont été classifiés comme sols sableux SP de la Classification Unifiée et indices de plasticité $\mathbf{I_P}$ de l'ordre de 25 à 30%.

- ✓ **Équivalent de sable**

On a obtenu une valeur de 28 et 24 %, respectivement, concordant avec le pourcentage de fins et de plasticité.

- ✓ **Essais de compactage**

Les essais Proctor normal réalisés sur ces matériaux présentent des valeurs de poids volumique sec optimal γ_{dmax} comprises entre 16,3 et 17,2kN/m^3, tandis que la teneur en eau optimale $\mathbf{W}_{opt}$ est comprise entre 17,8 et 18 %.

- ✓ **Détermination de la teneur en carbonates, en sulfates et en chlorures**

Pour évaluer le potentiel d'utilisation des dépôts de terrasses sableuses et des marnes comme matériau d'emprunt pour les remblais du barrage des essais de détermination de pourcentage de carbonates, de sulfates et de chlorures ont été réalisé

En général, les essais présentent des valeurs de l'ordre de 30 à 40 % de $CaCO_3$, 0,002 à 0,007 % de NaCl et des valeurs nulles à très réduites (tracé) de SO_4^{-2}. Ces valeurs ne posent pas de limitations à sa réutilisation comme matériau de construction.

- ✓ **Analyses minéralogiques**

Pour évaluer le potentiel d'utilisation des dépôts de terrasses sableuses comme matériau d'emprunt pour les remblais du barrage, des analyses minéralogiques ont été réalisées.

De l'analyse minéralogique on observe l'importante présence de calcite et quartz dans la constitution du matériau. Parfois on observe la présence de dolomite et kaolinite. Ces minéraux ne posent pas de limitations à sa réutilisation comme matériau de construction.

- ✓ **Paramètres de calcul pour les matériaux des recharges**

Il est possible de vérifier que les sols des zones d'emprunt A1 et A2 sont plus grossiers que les sols des zones d'emprunt A5 et A6. Dans l'hypothèse d'un barrage en remblai zoné, les matériaux grossiers (A1 et A2) seront posés préférablement à l'amont sous l'enrochement de protection et les couches d'assise.

Les colluvions représentent des sols plus fins et plus argileux que ceux des dépôts de terrasse sableux et préférablement seront utilisés dans la recharge

Aval. Pour obtenir de la résistance au cisaillement, il est prévu que la zone extérieure de la recharge aval soit composée par une couche épaisse d'enrochement, préférablement provenant de la carrière CP3.

Les essais réalisés sur les calcaires marneux et calcaires massifs permettent d'admettre que les matériaux ont de bonnes caractéristiques pour une utilisation dans les recharges ou même dans un barrage en enrochement à masque amont.

L'analyse des résultats des essais de laboratoire permet de considérées les paramètres de calcul pour les matériaux de recharges représentés dans le Tableau II.13.

Tableau II.13. Recharges. Paramètres de calcul.

	γ_t (kN/m^3)	c' (kPa)	ϕ' (º)	E (MPa)	k (m/s)
Dts (amont)	19,5	0	30	60	10^{-6}
Co (aval intérieur)	19,5	0	28	60	10^{-7}
Enrochement (aval extérieur)	22,0	0	38	80	10^{-4}

C. Matériaux à utiliser dans les filtres

Les sables ainsi que les graviers pour filtres (et éventuellement pour drains) pourront être obtenus de l'exploitation des alluvions graveleuses occurrentes à l'amont et à l'aval du barrage, qui sont très abondantes.

Avec l'objectif de caractérisé les matériaux pour les recharges furent recueillis échantillons de ces matériaux dans les zones d'emprunt A1, A2, A4, A5 et A6.

- ✓ **Analyses granulométriques, limites d'Atterberg, teneurs en eau et densité des particules :**

  Les filtres provenant de les alluvions ont été classifiés comme sols GC et GP de la Classification Unifiée, et présentent un pourcentage de fins fréquemment compris entre 2 et 11 % .Les fins sont no plastic ou de basse plasticité (Figure 4.16).

  L'échantillon P15 correspondant à une intercalation des solos alluvionnaires existant entre les dépôts de terrasse, et donc il peut ne pas être représentatifs des matériaux

  Alluvionnaires.

  Il y a échantillon plus fin qui corresponde à des alluvions que de la zone d'emprunt.

- ✓ **Équivalent de sable**

  Les valeurs de ES présentées par les sols alluvionnaires, généralement de 22 à 34 % (exceptionnellement, 40 et 42 %), sont concordantes avec le pourcentage de fins et la plasticité.

- ✓ **Essais de compactage**

Pour les matériaux des filtres un essai Proctor normal et deux essais de compactage du type Proctor modifié ont été réalisés.

Par rapport aux principales caractéristiques de compactage, les essais Proctor normal réalisés sur ces matériaux présentent des valeurs de poids volumique sec optimal comprises entre 18,3 et 21,5 kN/m^3, tandis que la teneur en eau optimale $\mathbf{W_{opt}}$ est comprise entre 6 et 14 %.

D. Matériaux pour les drains et agrégats pour le béton et enrochements (carrière) :

Pour les drains et agrégats pour le béton et enrochements on a prévu l'obtention de ces matériaux à partir de la carrière potentielle CP3, avec des caractéristiques géotechniques meilleures, compte tenu de la nature du calcaire (dur).

Les sondages réalisés présentent un massif calcaire très dur et fracturé jusqu'à 37 m de profondeur avec un pourcentage de récupération de l'ordre de 100% et un taux de RQD de 40-80%. Au-dessous on observe la présence d'un massif marno-calcaire noirâtre, ponctuellement friable, de pourcentage de récupération de 100% et RQD de 50-80%.

Les résultats des sondages mettent en évidence une massif homogène et de bonne qualité jusqu'à environ 35 m de profondeur.
Il Ya aussi la carrière de Romada, à l'amont du site de barrage qui pourra aussi fournir des matériaux. Les informations disponibles sur ces matériaux donnent une classification de roche peu altérée et avec une résistance mécanique moyenne a élevée.

De l'analyse des résultats obtenus, on peut faire les suivants commentaires :

- **Calcaire massif (CP3)**

- Les basses valeurs obtenues pour les absorptions d'eau (généralement, de 0,12-0,57%) mettent en évidence la présence d'une roche homogène et de moyenne qualité;

- Les valeurs de résistance obtenues aux essais Brésilien (26-98 kg/cm^2) et de compression uniaxial (187-254 kg/cm^2, échantillons secs, et 150-177 kg/cm^2, échantillons saturés) sont très réduites (typiques d'une roche tendre à très tendre);

- La relation entre la résistance à la compression des éprouvettes secs et saturées (de l'ordre de 70-80%) met en évidence une roche peu sensible à la présence d'eau ;

- Les valeurs d'abrasion obtenues en l'essai Los Angeles (LA=27%) mettent en évidence qu'il s'agit d'un matériau rocheux de résistance moyenne à l'érosion;

- En ce qui concerne la réactivité de type alcali-silice, ce matériau est classifié comme un granulat non réactif, exceptionnellement à potentiel réactif (S115 à 16-17 m de profondeur).

➢ **Calcaire massif (carrière de Romada)**

- Les valeurs d'abrasion obtenues sur l'essai Los Angeles (LA=25-28%) et l'essai Micro Deval (18-21%), mettent en évidence qu'il s'agit d'un matériau rocheux de résistance moyenne à l'érosion;

- L'essai d'équivalent de sable, réalisé sur les agrégats de la carrière (0-3 mm) et les essais granulométriques, confirment des bonnes caractéristiques d'utilisation.

II.2.2.9. Considérations géotechniques

Le site du barrage est situé entre deux méandres assez prononcés de l'oued Mellah, dont l'un à l'amont qui présente sa convexité vers l'ouest et l'autre à l'aval qui présente une boucle en faucille avec sa convexité vers le nord. La partie approximativement rectiligne sur environ 600 m présente une zone rétrécie au niveau du franchissement d'une barre gréseuse assez épaisse (10 m). Les deux versants de l'oued à ce niveau sont dissymétriques. Le versant de la rive gauche est légèrement plus pentu que celui de la rive droite en raison du léger méandre de l'oued qui a sapé légèrement cette berge.

Sur le site du barrage on trouve plusieurs types lithologiques, notamment :

a) Quaternaire

- Dépôts alluvionnaires du lit mineur de l'oued (al) ;
- Dépôts de terrasse (Dt);
- Dépôts colluvionnaires (Co).

b) Crétacé (Albo-Aptien) (C^{1-2})

- Alternance de marnes, marnes calcaires, calcaires et grès, en petits bancs ($C^{1-2}_{c_b_d}$);
- Grès quartzitique en grand bancs (C^{1-2}_{a});

En synthèse, le massif de fondation est composé par un terrain essentiellement marneux, gréseux et calcaire à stratification planaires. Dans le fond de la vallée et sur les appuis on observe la présence des différents niveaux de dépôts de terrasse, de dépôts alluvionnaires de réduite épaisseur et des colluvions.

Le zonage géotechnique de la fondation du barrage a été conçu en considérant plutôt des aspects qualitatifs que quantitatifs, dans la mesure où les investigations géotechniques réalisées permettent l'obtention d'une quantité de paramètres suffisamment représentatifs de chaque zone géotechnique (hétérogénéité du massif).

Le zonage géotechnique tient compte, essentiellement, des plusieurs aspects qui sont à la base des décisions en terme de fouilles du barrage, fondation du barrage et traitement de la fondation.

Ainsi et ayant à la base tous les éléments disponibles, le massif de fondation du barrage de Beni Slimane a été divisé en 3 zones géotechniques, désignées et caractérisées comme suit :

- ✓ **ZGsup (zone géotechnique supérieure)**

Constituée par la partie plus superficielle des terrains d'assise, essentiellement composée par l'occurrence de matériaux broyés et décomposés (alluvions, dépôts de terrasse, colluvions et sols d'altération). En terme géotechnique, il s'agit de matériaux à RQD inférieur à 20 (généralement, nulle), avec pourcentage de récupération très variable, en générale peut résistantes. Cependant, cette zone, après la fouille des 2-3 m supérieurs, présente de suffisantes conditions de fondation pour un barrage en remblai, en termes de résistance et déformabilité.

Sur l'axe du barrage, la zone ZGsup présent des épaisseurs de l'ordre de 2,5 à 6,5 m au niveau du fond de la vallée, associées aux dépôts de terrasse et aux alluvions. Dans la rive droite, l'épaisseur est de l'ordre de 2 à 3,5 m, exceptionnellement 6 m, associées aux sols résiduels et colluvionnaires. Sur la rive gauche, l'épaisseur est plus expressive, de l'ordre de 7 m, associée aux dépôts colluvionnaires et de l'ordre de 2 à 4 m, associée aux sols résiduels.

Sur l'axe de l'évacuateur de crues et sur l'axe de la dérivation provisoire/vidange de fond, la zone ZGsup est composé par des dépôts de terrasse avec épaisseurs de l'ordre de 4 à 10 m et 3 à 6 m, des

colluvions avec 2 à 12 m et 1,5 à 7,5 m et des sols résiduels avec 1,5 à 3,5 m et 2,0 à 2,5 m, respectivement. L'axe de la dérivation provisoire présente aussi une épaisseur d'alluvions de 3 au 4m.

L'ancienne zone de glissement (rive gauche à l'aval de l'axe du barrage) est composée par des colluvions, jusqu'à un maximum de 16,5 m, et des sols résiduels, avec une épaisseur de 2 à 9 m.

- ✓ **ZGint (zone géotechnique intermédiaire)**

Cette zone est composée par une alternance de marges, marnes calcaires et grès calcaires, parfois quartzitiques. Cette zone présente des bonnes conditions de fondation pour un barrage en remblai en termes de résistance et déformabilité, mais avec des valeurs de perméabilité incompatibles, la plupart des résultats allant entre 4-31 UL (Unités Lugeon), exceptionnellement, 60-100 UL.
Cette zone présente un pourcentage de récupération de l'ordre de 45 à 100% et un taux de RQD très variable, en général, compris entre 0 à 60%; il s'agit d'un massif de faible à moyenne qualité (SIMR).

Dans l'axe du barrage, cette zone géotechnique présente une épaisseur variable. Au niveau des rives, elle atteint des profondeurs de l'ordre de 11,5 à 28 m, dans la rive gauche, et de l'ordre de 13,5 à 31 m, dans la rive droite. Au fond de la vallée, elle atteint des profondeurs plus réduites (5 à 18 m), présentant un massif plus sain à profondeurs plus réduites.

Au niveau de l'axe de la dérivation provisoire, la ZGint atteint une profondeur de l'ordre de 14 à 24 m et dans l'axe de l'évacuateur de crues cette profondeur est très variable, comprise entre 0,5 à 30,5 m.

Dans l'ancienne zone glissement (rive gauche à l'aval de l'axe du barrage), cette zone géotechnique atteint une profondeur de l'ordre de 14 à 38 m.

- ✓ **ZGinf (zone géotechnique inférieure)**

Essentiellement constituée par des formations marneuses, marno-calcaires et grès calcaires, parfois quartzitiques, cette zone présente un pourcentage de récupération, en général, supérieur à 80% et un pourcentage de RQD très variable, compris entre 0 et 100% ; il s'agit d'un massif de moyenne à très bonne qualité (SIMR).

C'est la zone du massif rocheux qui présente de meilleures caractéristiques géotechniques, composée par les mêmes formations que la zone précédente, avec des valeurs de perméabilité

inférieures à 3 UL. Le voile d'injection sera ancré dans cette zone géotechnique, garantissant ainsi l'obtention en profondeur de bonnes conditions d'imperméabilité.

Pour évaluer les caractéristiques de résistance et de déformabilité de la fondation rocheux du barrage on a utilisé la méthode de Hoek Brown. Dans le Tableau II.13 suivant on présente un résumé du calcul effectué et qui a conduit à valeurs de résistance effectif de c' et f' de 200 kPa et 25 º, respectivement.

Tableau II.14. Caractéristiques de résistance de la fondation rocheuse. Hoek et Brown**.**

RCU	RQD	Espacement	Descontinuité	Eau	Orientation	RMR	GSI
2	8	5	10	15	0	40	35

II.2.2.10. Fouilles pour la fondation du barrage

En ce qui concerne la fondation du barrage, les fouilles pour l'ancrage du noyau seront peut importantes, de l'ordre de 3 à 10 m d'épaisseur, pour enlever les sols colluvio-alluvionnaires, les dépôts de terrasse ainsi que la partie d'altération plus décomprimée du massif rocheux. La rive gauche présente, exceptionnellement, une épaisseur plus expressive de dépôts colluvionnaires, atteint cotes plus élevés de la rive De signaler la présence d'une ancienne zone de glissement importante, à l'aval de l'axe du barrage, identifié dans la reconnaissance de surface et dans les sondages S108, S113 et S114. Le scénario géologique prévu pour la rive gauche s'agit d'une situation particulière, composé par une importante épaisseur d'un matériau granulaire colluvionnaire, très perméable.

Néanmoins cette zone singulière est limitée inférieurement et supérieurement par des couches résistantes de nature calcaire gréseuse, en empêchant le développement de l'instabilité. De signaler que cette zone n'intéresse pas la fondation du barrage.

En conclusion, l'ancrage du noyau du barrage dans le zone géotechnique intermédiaire (ZGint) est essentiel.

Encore en termes de fondation du barrage, mais pour les fouilles des recharges, les profondeurs à atteindre devront être de l'ordre de 2-3 m.

Les critères adoptés pour la définition des fouilles ont été les suivants

- pour le noyau, les matériaux à excaver correspondent essentiellement à la partie plus superficielle des terrains d'assise, composée de matériaux à RQD nul,

décomprimés et avec des perméabilités élevées (de difficile traitement avec des solutions classiques). Fonction des moindres profondeurs des fouilles à exécuter pour les recharges, les excavations pour le noyau permettront la création d'une tranchée para fouille qui assurera l'étanchéité de la zone plus superficielle de la fondation du barrage ;

- pour les recharges, les exigences en termes de déformabilité et de résistance sont moins importantes que pour le noyau. Les matériaux de couverture objet de fouille permettront de rencontrer des matériaux d'assise suffisamment consistants pour la fondation du barrage. On considère qu'après la réalisation des fouilles de la partie plus superficielle des terrains d'assise (de l'ordre de 2-3 m), essentiellement composée par l'occurrence de matériaux broyés et décomposés (alluvions, dépôts de terrasse, colluvions et sols d'altération des matériaux rocheux occurrent), les matériaux présentent d'adéquates conditions d'assise.

Une disposition constructive supplémentaire sera pondérée pour optimiser les conditions de fondation, surtout dans le cas d'occurrence de différents types de matériaux d'assise. Il s'agira d'un compactage lourd (plusieurs passes d'un compacteur à pied dameurs), préalable à la mise en place de la première couche de remblai, pour induire d'éventuels tassements différentiels.

Ainsi et vu les informations géotechniques disponibles, les excavations devront adopter les pentes suivantes:

- 1/1,5 (V/H), pour les zones plus altérées et fracturées du massif, correspondantes aux pentes d'excavation définitives;
- 1/1 (V/H), pour les matériaux moins altérés et facturés, correspondants aux zones pentes d'excavation définitives ;
- 2/1 (V/H), en relation avec les matériaux moins altérées et facturées correspondants aux pentes d'excavation provisoires.

Les pentes d'excavation à plus grande inclinaison devront faire l'objet d'un renforcement moyennant l'utilisation d'éléments structurels de support, notamment, à travers un traitement avec clouage rapide de blocs ou d'application d'une maille de clous et, au cas où il s'avère nécessaire, le placement d'un filet métallique de protection accompagné de l'application de béton projeté.

II.2.2.11.Traitement de la fondation

Comme mentionné auparavant, le massif de fondation est composé par une couverture perméable, composé par des sols alluvionnaires, des colluvions et des dépôts de terrasse, sur un massif rocheux composé par une alternance de marnes, marnes calcaires et grès calcaire, parfois quartzitique.

En ce qui concerne les conditions d'assise du corps du remblai, les éléments disponibles vont dans le sens de considérer l'occurrence d'acceptables conditions de fondation au niveau des rives, étant les cotes de fondation essentiellement résultantes de la nécessité de purge des sols plus décomprimées et de l'inévitable régularisation du terrain d'assise.

De l'analyse des familles des discontinuités (stratification et fracturation), on peut considérer, en général, qu'elles sont favorables à l'étanchéité du réservoir. Nonobstant, la perméabilité des couches rocheuses, observée avec la réalisation des essais Lugeon, oblige à tenir une attention particulière avec l'assise en termes de traitement de la fondation.

De l'analyse des résultats des essais Lugeon obtenus, on observe que le massif présente des valeurs de perméabilité variables, comprises entre 4 et 31 UL (exceptionnellement, 60-100 UL), jusqu'à 11,5 à 28 m, dans la rive gauche, et de l'ordre de 13,5 à 31 m, dans la rive droite. Au fond de la vallée, le massif présente ces valeurs de perméabilité à des profondeurs plus réduites (5 à 18 m).

Compte tenu des caractéristiques prévues pour le barrage et des conditions géologiques et géotechniques du massif de fondation, on a prévu un traitement d'imperméabilisation de la fondation moyennant un voile d'injection, essentiellement justifié par le cadre de perméabilité de la fondation et par la hauteur du barrage, n'étant pas nécessaire, en principe, de procéder à une consolidation généralisée du massif de fondation.

Selon le zonage géotechnique présenté au Plan 1388-M5-42-0100-05, on prévoit que le voile d'injections devra être ancré dans la zone géotechnique inférieure (ZGinf), en atteignant des profondeurs de l'ordre de 20 à 25 m [5 m d'ancrage dans le massif à perméabilité < 3 UL].

Fonction du cadre géotechnique en présence, le voile d'injection pourra être adopté avec une seule rangée et un écart final entre trous de forage de 3 m.

Le voile d'injection sera effectué à partir de la galerie d'injection centré avec l'axe du barrage et sera composé de forages primaires (écartes de 24 m), secondaires (à 12 m), tertiaires (à 6 m) et quaternaires (à 3 m).

Des forages de vérification de l'efficacité du traitement pourront être exécutés entre quelques quaternaires (trous quinquénaires écartés de 1,5 m).

Conclusion

L'exploitation des résultats des compagnes géologique et hydrogéologique, nous permettent de dire :

- La structure géologique du substratum à dominance argileuse et son comportement hydrogéologique ne s'oppose guère à la réalisation d'une digue en terre et d'opter pour un ancrage au fond du thalweg jusqu'aux bed-rock sain après décapage de la couverture alluvionnaire et le toit altéré du premier.
- Les matériaux de construction d'une digue en terre zoné (noyau argileux) sont largement disponibles dans la cuvette du présent barrage.
- On affirme donc que toutes les conditions géologiques et hydrogéologiques sont favorablement réunies pour la réalisation d'une digue en terre noyau sur le site de la retenue collinaire en question.
- La présence de la couche alluvionnaire perméable (sables, graviers, cailloux…de basse et haute terrasses) au fond de la vallée ainsi que la répartition aléatoire du toit altéré du substratum argileux conglomératiques, nous obligent à asseoir la fondation de la digue jusqu'au faciès sain imperméable.
- Les matériaux nécessaires à la protection de la digue (blocs d'enrochement) seront fournis par les calcaires affleurant dans la zone de **souagui** [calcaires des carrières] sous forme de blocs de 200 mm à 300 mm de diamètre.
- On peut dire que les conditions géologique et géotechniques sont favorablement associées pour la réalisation d'un barrage en terre au niveau du site de barrage sur **Oued Malleh** commune de **béni Slimane** Wilaya de **Médéa.**

CHAPITRE III :

DIMENSIONNEMENT ET CALCUL DE LA STABILITE

CHAPITRE III : DIMENSIONNEMENT ET CALCUL A LA STABILITE

III.1. Introduction

Comme il a été mentionné précédemment, la résistance, la stabilité et l'économie sont les principales tâches qu'on doit résoudre, à travers ce mémoire de fin d'études, dans le but de réaliser un ouvrage répondant aux exigences requises.

Dans ce chapitre, on va faire une étude approfondie dans laquelle on va essayer de trouver les meilleurs choix de type, de dimensions et de couts pour notre barrage, sans oublier de faire une analyse de stabilité de ce dernier différentes situations et sollicitations.

III.2. Dimensionnement de la digue

Le dimensionnement d'un barrage n'est pas fait au hasard, mais il passe par des étapes, dans lesquelles on doit calculer chaque élément de la digue à part.

III.2.1. Revanche

A. Formule de Stevenson GAILLARD

$$R = 0,75 + \frac{v^2}{2g} \quad \text{(III.1)}$$

$$H = 0,75 + 0,34\sqrt{F} + 0,26\sqrt[4]{F} \quad \text{(III.2)}$$

$$V = 1,5 + (2 * H) \quad \text{(III.3)}$$

Avec :

V : Vitesse de propagation des vagues (m/s) ;

H : Hauteur de la vague en m ;

F : Fêtch est la distance en mer ou sur un plan d'eau au-dessus de laquelle souffle un vent donné sans rencontrer d'obstacle (une côte) depuis l'endroit où il est créé ou depuis une côte s'il vient de la terre (F=0,75m).

A.N : $H = 0,75+0,34\sqrt{0,75} + 0,26\sqrt[4]{0,75} = 1,22m.$

$V = 1,5+ (2.1, 22) = 3,94m/s.$

Donc : $R= 0,75+ \frac{(3,94)^2}{2x9,81} = 1,54m.$

B. Formule de MALLET et PAQUANT

$$R = 0,75 + \frac{v^2}{2g} \quad \text{(III.4)}$$

$$H = 0,5 + 0,33\sqrt{F} \quad \text{(III.5)}$$

$$V = 1,5 + (2.H) \quad \text{(III.6)}$$

A.N: $H = 0,5 + 0,33\sqrt{0,75} = 0,78m.$

$V = 1,5 + (2x0,78) = 3,06m/s.$

$R = 0,75 + \frac{(3,06)^2}{2x9,81} = 1,22m$

C. Formule simplifiée

$$R = 1+0,33\sqrt{F} \quad \text{(III.7)}$$

A.N: $R = 1+0,33\sqrt{0,75} = 1,28m.$

Tableau III.1. Résultats de calcul de la revanche.

Formule	STEVENSON GAILLARD	FORMULE SIMPLIFIÉE	MALLET et PAQUANT	moyenne
R (m)	1.54	1,28	1,22	1,34

Constatation : Prenons la valeur moyen de revanche : **R=1,50 (m).**

III.2.2. Largeur en crête

La largeur en crête d'un barrage doit être suffisante pour permettre la circulation des engins lors de la mise en œuvre de l'ouvrage et ultérieurement pour son entretien, elle doit également protéger le barrage contre tout risque de submersion par les vagues, surtout lorsque la retenue est pleine. Elle est en fonction de la hauteur du barrage. La largeur en crête peut être évaluée par les formules suivantes (Hb=60m) :

Formule T.KNAPPEN: $b = 1,65.Hb^{0,5}$ (III.08)

Formule E.F. PREECE: $b = 1,1.Hb^{0,5}$ (III.09)

Formule SIMPLIFIEE: $b = 3,6.Hb^{1/3} - 3$ (III.10)

Formule Pratique: $b=5/3\sqrt{Hb}$ (III.11)

Tableau III.2. Récapitulation des résultats de calcul de la crête.

NPHE (m)	Cote de la crête	H_b (m)	Largeur de la crête de la retenue (m)				
			T. KNAPPEN	E.F. PREECE	Simplifié	Pratique	Moy
717.0	719.00	60	12,78	8,52	11,09	12,9	11,32

Remarque : b_{crete} moyenne = 11,32m, on adopte une largeur b_{cr} = 12m, et H_d=3m (hauteur déversoir, comme donnée de gestion barrage béni Slimane).

III.2.3. Fruits de talus

Tableau III.3. Valeurs indicatives des pentes des talus.

Hauteur de la digue	Type de la digue	Pentes des talus	
<5m	- Homogène.	2.5	2.0
	- A zones.	2.0	2.0
5 à 10 m	-Homogène à granulométrie étendue	2.0	2.0
	-Homogène fort % en argile.	2.5	2.5
	-A zones.	2.0	2.5
10 à 20 m	-Homogène à granulométrie étendue	2.5	2.5
	-Homogène fort % en argile.	3.0	2.5
	-A zones.	2.5	2.5
≥ 20 m	-Homogène à granulométrie étendue	3.0	2.5
	-Homogène fort % en argile.	3.5	2.5
	-A zones.	**3.0**	**3.0**

Remarque : Type de barrage : a zoné : Les résultats obtenus dans les travaux de reconnaissance réalisés permettent d'affirmer qu'à proximité du site du barrage il y aura des matériaux convenables pour la construction d'un barrage en remblai zoné.

Selon le tableau (pentes des talus = 3).

III.2.4. Protection des talus

a)- Amont (Rip-rap)

Pour le talus amont, le phénomène de renard provoquant la résurgence des eaux de saturation.

En tout état de cause, la protection de ces talus est en fait indispensable, pour remédier à ces vagues et ces actions atmosphériques on peut utiliser les revêtements en pierres ou béton armé.

Dans notre cas, la protection en pierre est la plus indiquée de point de vue économique, et de sa souplesse élevée qui lui permet de garder ses propriétés de protection même s'il y'a un tassement du corps du barrage.

- ***Détermination de l'épaisseur de la protection***

L'épaisseur de l'enrochement est en fonction de la hauteur et de la vitesse des vagues.

- **Première méthode**

$$e = C.V^2 \qquad \text{(III.12)}$$

Avec :

e : épaisseur de l'enrochement en m ;

V : vitesse de propagation des vagues m/s ; V_{moy}=3,5 (m/s) ;

C : coefficient qui dépend des pentes des talus et du poids spécifique du matériau d'enrochement.

Les valeurs de fonction du poids spécifique "C" sont déterminées d'après le tableau suivant :

Tableau III.4. Valeurs de fonction du poids spécifique "C".

Pentes des talus	Valeur de C : en fonction du poids spécifique (sans unité)		
	γ =2,5	γ = 2,65	γ = 2,80
1 :3	0,028	0,025	0,023

On a (γ) =2.3 (T/m^3) Donc on prend la valeur la plus proches dans le tableau : =2.5 (T/m^3).

Donc, on adopte : C =0.028.

AN : e = 0.028*3,5^2 ⟶ e = 0,34m.

- **Diamètre moyen de pierre**

$$D_P = \sqrt[4]{\frac{w}{0{,}524*\gamma}} \qquad \text{(III.13)}$$

Avec : $w \geq 0{,}524.e^3.\gamma = 0{,}047 tonne$

A.N :

$$D_p = \sqrt[4]{\frac{0,047}{0,524x2,3}} = 0,4m$$

- **Deuxième méthode**

  Les ingénieurs de l'U.S.Army utilisent de préférence, le tableau donnant l'épaisseur minimum de la couche d'enrochement, ainsi que, les dimensions minimales des blocs en fonction de la hauteur des vagues.

Tableau III.5. Epaisseur de la protection en fonction de la hauteur des vagues.

Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimale de la couche d'enrochement (m)	D_{min}(m)
0,0 ÷ 0,3	0,30	0,20
0,3 ÷ 0,6	0,35	0,25
0,6 ÷ 1,2	0,40	0,30
1,2÷ 1,8	0,45	0,35
1,8 ÷ 2,4	0,50	0,40
2,4 ÷ 3,0	0,55	0,45

Remarque : Pour notre cas, Hmoy=1 (m)

D'Après le tableau e=0,4 m et D_{min} = 0,30 m

On prend les valeurs moyennes :

e= 0.35 (m) et **D_{min}= 0.35**

b) Noyaux Argileux

Il n'existe pas de règles générales pour le dimensionnement du noyau, la meilleure solution est de tenir compte de la perméabilité des recharges puis procéder à la vérification de la condition suivante :

$$I = \frac{\Delta H}{b_{moy}} \leq I_{adm} \qquad \text{(III.14)}$$

Avec:

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

b_{moy}: Largeur moyenne du noyau.

ΔH: La différence de charge d'eau

Le tableau suivant permet de choisir les valeurs de gradient hydraulique admissible

Tableau III.6. Valeur de I_{adm} en fonction du type d'ouvrage.

Type de sol	Classe de l'ouvrage			
	I	**II**	**III**	**IV**
Argile compactée	1.5	1.5	1.8	1.95
Limon	1.05	1.15	1.25	1.35
Sable moyen	0.70	0.80	0.90	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 II^{ème} classe. Alors, on prend I_{adm}=1.5

$$I = \frac{\Delta H}{\boldsymbol{b}\mathbf{moy}} = \frac{H1-H2}{b\ moy} \leq \text{Iadm} \qquad \text{(III.15)}$$

H_2 = Hauteur d'eau à l'aval (H2= 0).

H_1 : Hauteur d'eau à l'amont (H_1=57m ; prendre (60-3=57 m)

$bmoy = \frac{H1}{\text{Iadm}} = \frac{57}{0,5}$ =114m (pour calculer et vérifier Gradient admissible dépendant de la classe du barrage et du type de matériau. en utilisent la formule III.15).

Donc: $I = \frac{57}{114} = 0,5 \longrightarrow I \leq$ Iadm $(0,5 \leq 1,5)$ C.V

La largeur en crête du noyau est donnée par la formule suivante:

b_{cr}=11,32m =12m ⟶ donc : b_{cr} = 10 – 12m

$$L_{n,s} = \frac{1}{6} x H_b \qquad \text{(III.16)}$$

Avec:

H_b=60 m

Donc : $Ln_{,s}$ = 10 m ou 12m.

– La largeur en base du noyau:

$$b_{base} = L_n + 2.m_n.H_n \qquad \text{(III.17)}$$

m_n : Fruit du noyau (On prend une pente du noyau égale à m_1=m_2 =0,5)

H_n : Hauteur du noyau, H_n=H_b-1=59 m

AN

$b_{\text{base de noyau}}$=10+2x0.50x59=69 (m)

Remarque : on adopte : **$b_{\text{base de noyau}}$ = 69 (m)**

C. Couche de transition

Puisqu'il n'y a pas de loi qui nous garantit le compte de la couche de transition, nous avons dépendu de ce contact avec le bureau de gestion de barrage béni Slimane, afin de nous informer des résultats de la couche de transition. Nous a fourni le résultat, qui était le suivant :

(e = 0,5m) (Nous avons pris cette valeur comme donnée) .

D. Système de drainage

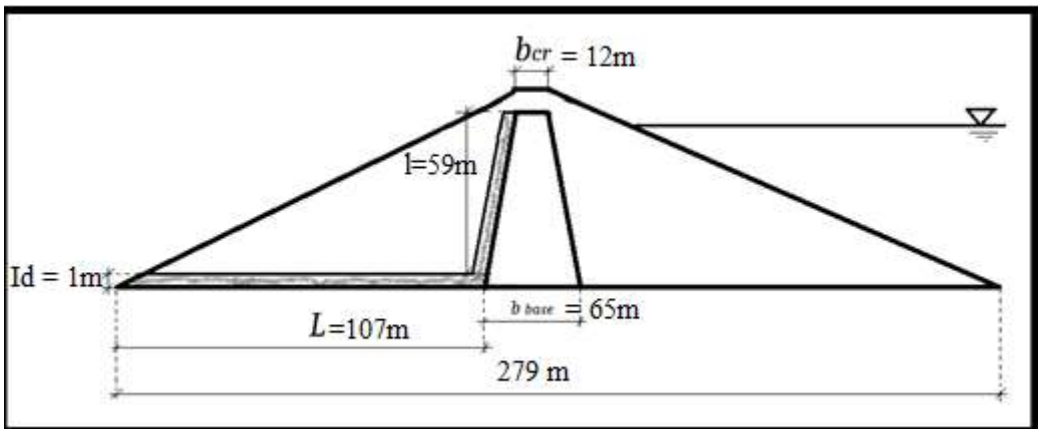


Figure III.1. Disposition de système de drainage d'un barrage zoné.

- on prend l = 57 (m) par ce qu'il est à la même hauteur d'eau (coté amont)
- épaisseur de tapis drainante: $\mathbf{l_d}$=1 (m) :

  - Quand le fond du réservoir n'est pas très étanche, il est recommandé de le tapisser par un matériau imperméable permettant la diminution des fuites.

  - Puisqu'il n'y a pas de loi qui nous garantit le compte de tapis drainante, nous avons dépendu de ce contact avec le bureau de gestion de barrage béni Slimane, afin de nous informer des résultats de la couche de transition. Nous a fourni le résultat, qui était le suivant : $\mathbf{l_d}$=1 (m) (Nous avons pris cette valeur comme donnée).

- **L**=107m (nous avons longueur du barrage est 279 (m) ; **L**= (279-65)/2).

III. 2.5. Données de barrage en terre (noyau argileux)

III.2.5.1. Caractéristique technique du barrage

Le barrage de béni Slimane est en construction sur l'oued mellah, à quelque 07 (Km) au sud de la ville de béni Slimane (wilaya de Médéa). Son but principal est la régularisation des apports de l'oued de mellah pour satisfaire aux besoins de l'irrigation.

Le barrage construit formera une retenue d'un volume total de 28,7 Hm^3, à la cote 715(CNR), avec un volume régularisé de 6,7 (Hm^3/an). La solution adoptée comprend un barrage en remblai zoné à noyau central argileux. La crête est définie à la cote 719,00 NGA, sa largeur est de 12 m et sa longueur de 279 (m). Le fruit du parement amont est de 1V :3H et celui du parement aval 1V :3H. La hauteur maximale du barrage est 60 (m).On présente ci-dessous les caractéristiques principales des différentes zones du profil de la digue:

- **Noyau (1) :** Le noyau est symétrique par rapport à l'axe de la digue. m et augmente vers la base avec une inclinaison de 2:1 (V/H).

- **Recharge amont (2a et 2b) :** La recharge amont, zonée, est constituée par deux zones 2a (extérieure) et 2b (intérieure) provenant des dépôts de terrasses sableuses de zones d'emprunt différentes. Pour des matériaux 2a et 2b il est prévu l'exploitation de sols provenant des zones d'emprunt A1 et A2, et A5 et A6, respectivement.

- **Recharge aval (2c et 2d) :** La recharge aval, aussi zonée, est constituée dans la zone intérieure (2c) par des sols colluvion aires et/ou par des sols résultant de l'altération des roches de fondation et dans la zone extérieure (2d) par matériaux d'enrochement provenant de carrière.

- **Filtres (3) :** Entre le noyau et les recharges amont et aval l'interposition d'un filtre sous vertical a été prévue. La largeur des filtres selon l'horizontale sera de 2,00 et 3,00 m en amont et en aval, respectivement. Le filtre amont est destiné à contribuer aux dissipations des pressions interstitielles du noyau lors d'un séisme et de colmater d'éventuelles fissures ouvertes pendant cette sollicitation. Le filtre aval exerce fonction de drainage et protège le noyau de l'érosion interne. Ces matériaux constituent aussi la couche de transition entre la couche de transition et les sols de la recharge 2a. Les matériaux de filtre proviendront des alluvions de fond de vallée.

- **Tapis drainant subhorizontal (4) :** Le tapis drainant subhorizontal se localise immédiatement en aval du noyau sous le filtre vertical. Ce drain a la fonction de recueillir

les eaux percolées par le corps du barrage et par la fondation. Ces matériaux constituent aussi une couche de transition entre deux couches de transition, matériaux 5 e 3.

- **Drain (5) :** Le drain longitudinal se localise immédiatement en aval du noyau au droit du fond de vallée, dans le lit de l'oued. Ce drain longitudinal recueilli les eaux percolées à travers les tapis drainants et les eaux percolées par la fondation non contrôlées par la para fouille. Le drain a une sortie au droit du tronçon en béton, avec une chambre de mesure qui permet la quantification des débits de percolation. Ces matériaux constituent aussi la couche de transition entre l'enrochement de protection (6a ou 6b) et la couche de transition suivante, matériaux 4.

- **Rip-Rap amont (6a et 6b) :** Ce rip-rap sert à protéger le parement amont l'action érosive des vagues et est constitué par des blocs provenant de la carrière CP3. La largeur de la couche de rip-rap est de 2,50 et 2,00 m au-dessus et au-dessous de la cote 685,00.

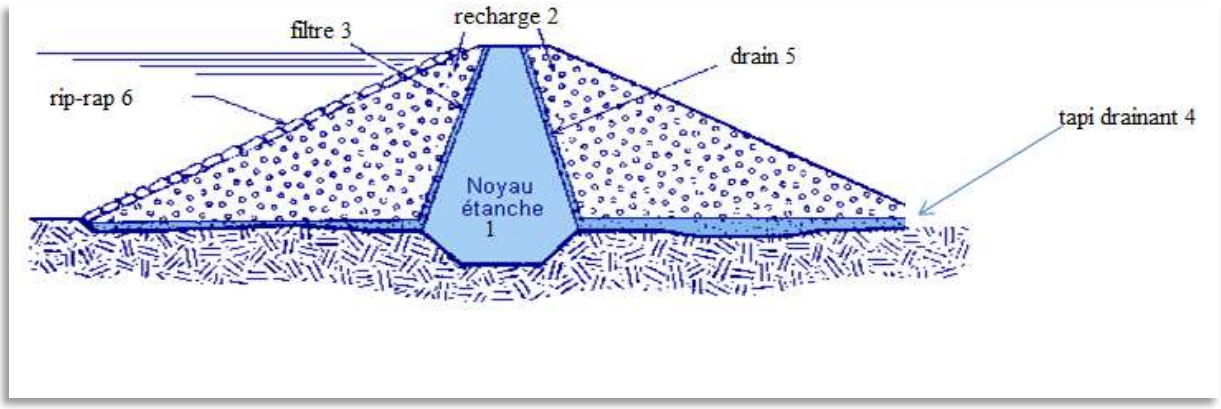


Figure III.2. Coupe type du barrage en noyau.

III.2.5.2. Données du matériau de la digue

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans les calculs de percolation sont définies dans le TableauIII 6.7. Les valeurs des coefficients de perméabilité des matériaux pour le noyau et pour les recharges ont été définies en pondérant les résultats des essais de laboratoire, la méthode utilisée et les fuseaux des matériaux considérés.

Tableau III.7. Caractéristiques mécaniques des matériaux.

Matériaux	γt kN/ m3	γsat kN/ m3	c' kPa	φ' °	c'r kPa	φ'r °
1 - Noyau	18.0	19.0	15	20	0	15
2a - Recharge	19.5	20.5	0	30	0	25
6 - Fondation résistante	23.0	23.0	200	25	200	25

III.3. Etude de stabilité de la digue

La stabilité d'un barrage en remblai réside dans la stabilité aux tous les forces provoquants le risque d'instabilité ou de rupture de ses talus. En général, on se donne des pentes qui paraissent optimales, compte tenu de la nature des matériaux, et on vérifie par une étude de stabilité que le barrage présente une sécurité suffisante avec ces pentes.

III.3.1. Causes d'instabilité

A. Nature et géologie du terrain

La nature des matériaux de talus peut constituer un élément principal d'appréciation de la résistance au glissement, particulièrement, les argiles qui présentent des propriétés très défavorables (imperméable, gonflables, fragiles, réactives à certains agent chimiques).

B. Actions de l'eau

L'eau a une grande influence sur l'équilibre de terrain qu'elle traverse, quel que soit superficielle ou souterraine.

C. Actions mécaniques extérieures

On désigne tout changement de l'état d'équilibre par rajout de surcharge ou suppression de support dans le talus.

III.3.2. Stabilité de talus de la digue

Les problèmes de stabilité des talus sont systématiquement posés en conditions de déformation plane qui cause le glissement (rupture par déplacement en bloc d'une partie du massif), on distingue trois grandes catégories de glissements :

- Cercle de pente (ou de flanc de talus)
- Cercle de pied de talus
- Cercle profond (rupture profonde)

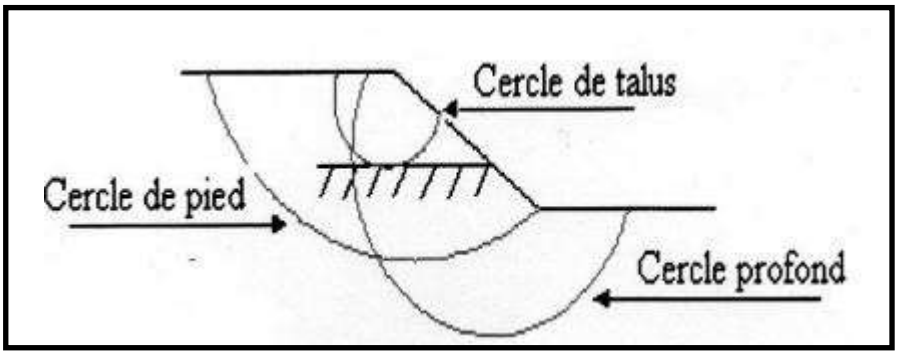


Figure III.3. Différents types de rupture circulaire.

La stabilité d'un talus dépond de la relation entre :

- Les moments moteurs dont le terme principal est le poids du massif.
- Les moments résistants dus essentiellement à la résistance au cisaillement le long de ligne de rupture.

Les risques d'instabilité seront donc dus :

- Soit à une augmentation des moments moteurs (surcharge au sommet d'un talus, modification de la géométrie de talus, action hydrodynamique dus à l'écoulement d'eau).
- Soit à une diminution des moments résistant (suppression de masse en pied de talus, diminution des caractéristiques mécaniques du massif du fait d'infiltration d'eau important).

La stabilité des talus concerne aussi bien des pentes naturelles que les talus artificiels tel que les barrages, les remblais …….Etc. Les glissements de terrains sont généralement spectaculaires et engendrent des dégâts humains et matériels considérables, (comme celui de l'année 1970, cousant le mort de 72 personnes au plateau d'Asie). L'étude de la stabilité des talus consiste à évaluer le rapport des forces résistantes aux forces motrices. Cette étude nécessite la connaissance des conditions géologique, hydrologique et topographique du terrain ainsi que les propriétés physique et mécanique du sol.

III.3.3.Valeurs admissibles de Facteur de sécurité

Théoriquement, le talus est dit stable si FS > 1, l'état d'équilibre limite (rupture) est obtenu lorsque FS = 1, mais dans la pratique, le coefficient FS est compte des facteurs suivants :

- Les erreurs dues à F_S l'exactitude des méthodes de calcul de la stabilité du bord.
- Les incertitudes expérimentales de la détermination des propriétés physico-mécaniques des roches, comme par exemple la valeur moyenne du poids volumique des roches composant le massif.
- Les incertitudes de la détermination de l'influence de la fissure.
-

III.3.4. Etude numérique de stabilité

Il existe de nombreux logiciels pour faire l'analyse de stabilité des ouvrages et les talus. Pour notre étude, nous allons utiliser le logiciel GEOSTUDIO :

- **Présentation du logiciel**

Géostudioest un logiciel de calcul géotechnique qui permet de traiter les différents problèmes du sol comme le glissement des terrains, le tassement, la consolidation, les infiltrations des eaux dans le corps de la digue d'un barrage et d'autres problèmes liés à la géotechnique.

- **Composantes de GEOSTUDIO**

Plusieurs programmes sont intégrés dans la fenêtre générale du logiciel :

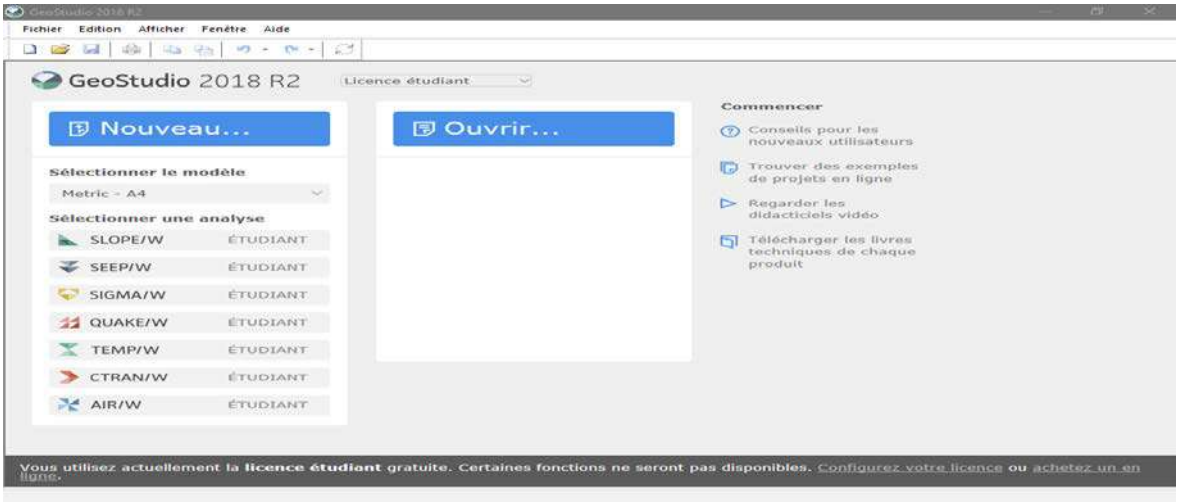


Figure III.4. Fenêtre de Logiciel de Geo studio 2018.

- SEEP/W : Permet de calculer les infiltrations des eaux (Par la méthode des éléments finis).
- SIGMA/W : Permet d'analyser les problèmes de la relation contraintes – déformations (Par la méthode des éléments finis).
- QUAKE/W : Permet de définir le comportement d'un terrain sous l'effet d'un séisme (Par la méthode des éléments finis)
- TEMP/W : Permet d'analyser les problèmes géotechniques du sol (Par la méthode des éléments finis). Et autres logiciels.
- SLOPE/W : Permet de calculer le coefficient de sécurité d'un talus naturel ou artificiel par les méthodes d'analyses classiques, et c'est le programme qui nous intéresse dans la présente étude.

Le programme de calcul SLOPE est un programme d'analyse de la stabilité des pentes, basée

sur la théorie d'équilibre limite qui consistes à respecter les deux règles de la stabilité statique, c'est-à-dire il faut satisfaire les conditions d'équilibres des moments et d'équilibre des forces. Cette analyse consiste à calculer un facteur de sécurité en visualisant les résultats graphiques du volume instable correspondant.

Les méthodes de calcul du facteur de sécurité intégrées dans SLOPE sont : la méthode de Fellenius, de Morgenstern-Price, de Jumbo et celle de Bishop simplifiée. Elles permettent de calculer un coefficient de sécurité vis-à-vis d'un type de rupture bien défini. Le modèle géométrique est subdivisé en tranches verticales en 2D. Il exécute plusieurs méthodes de recherches automatiques du centre de rotation de la surface de glissement Potentiel jusqu'à atteindre le plus faible coefficient de sécurité.

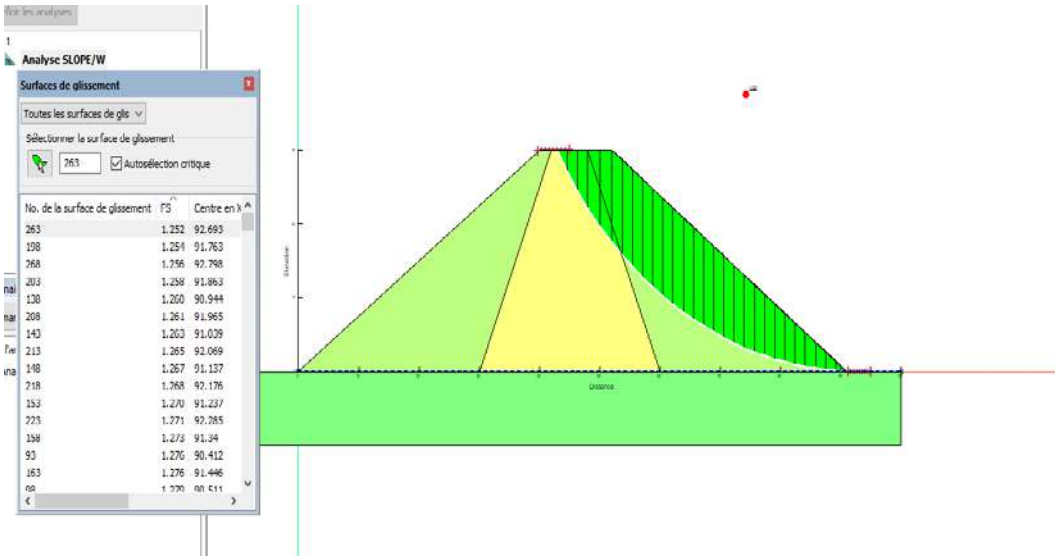
- **Les avantages de GEOSLOPE:**
  - Il donne des résultats avec une très bonne précision (10^{-3}).
  - Il peut deviser le talus sur un nombre de 150 tranche.
  - Il donne tous détails sur toutes les tranches.
  - Le nombre des rayons qu'il peut extraire est infini.

- **Les principaux cas à étudier**
  - Fin de construction.
  - Retenue en fonctionnement normal(NNR).
  - Plus hautes eaux(PHE).

Dans le cas de notre barrage les calculs des deux talus ont été effectués pour les cas de fonctionnement normal, en Période de PHE et pour le cas de fin de construction (vide).

- **Cas de Fin de construction**

Talus Amont :



FigureIII.5. Fin de Construction, Talus AMONT.

Talus Aval :

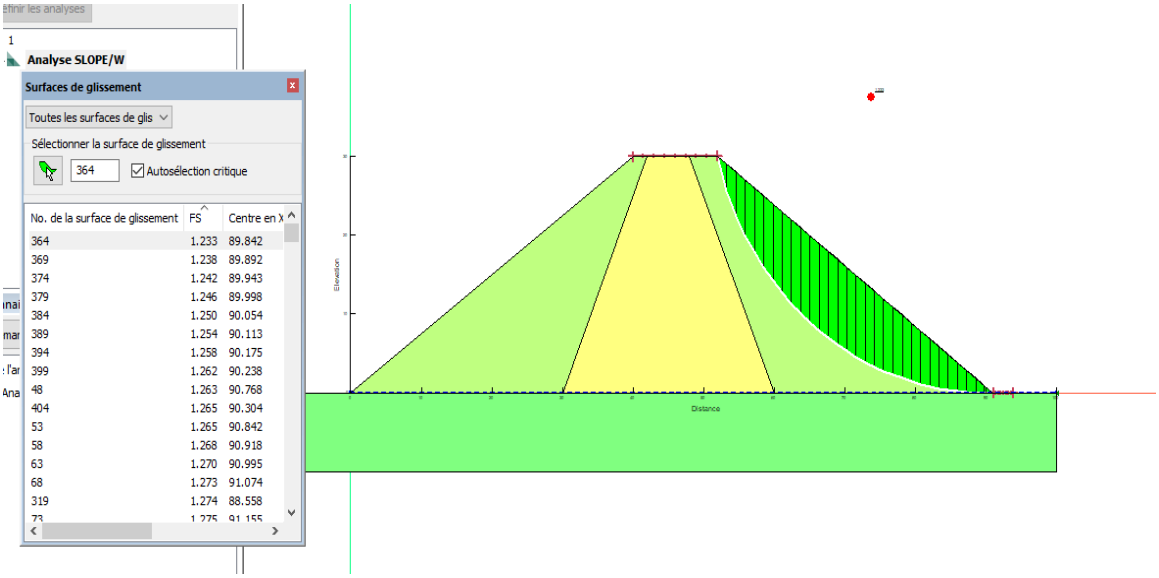


Figure III.6. Fin de construction, Talus AVAL.

- **Cas de fonctionnement Normal (NNR)**

Talus Amont :

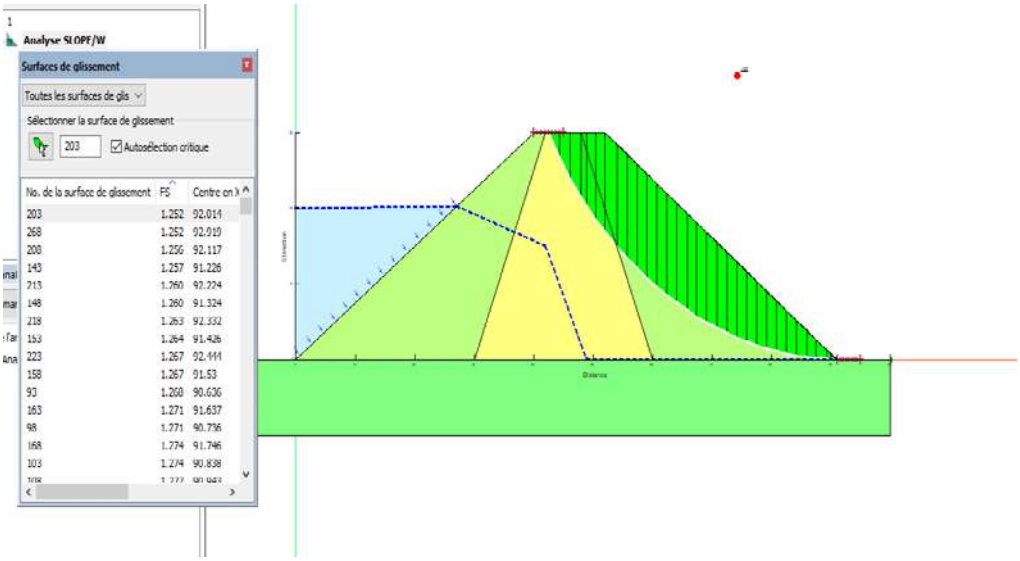


Figure III.7. NNR, talus AMONT.

Talus aval :

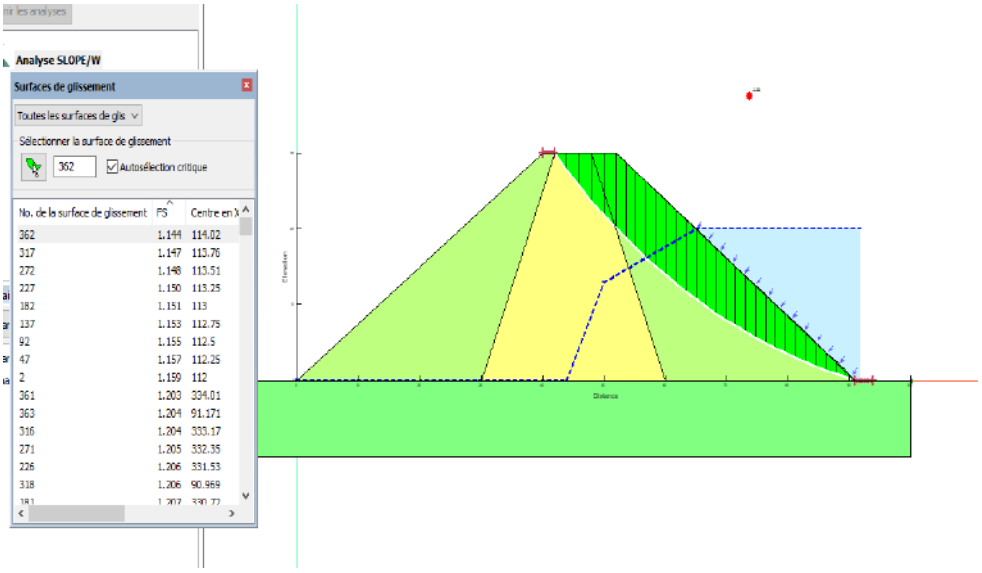


Figure III.8. NNR, Talus AVAL

- **Cas De PHE**

Talus Amont :

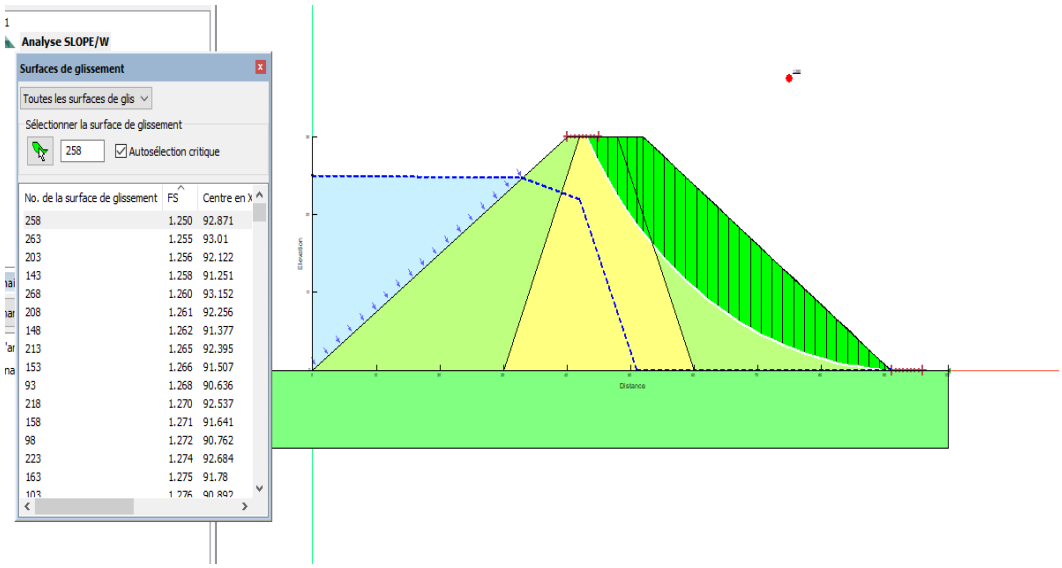


Figure III.9.PHE, Talus AMONT.

Talus Aval :

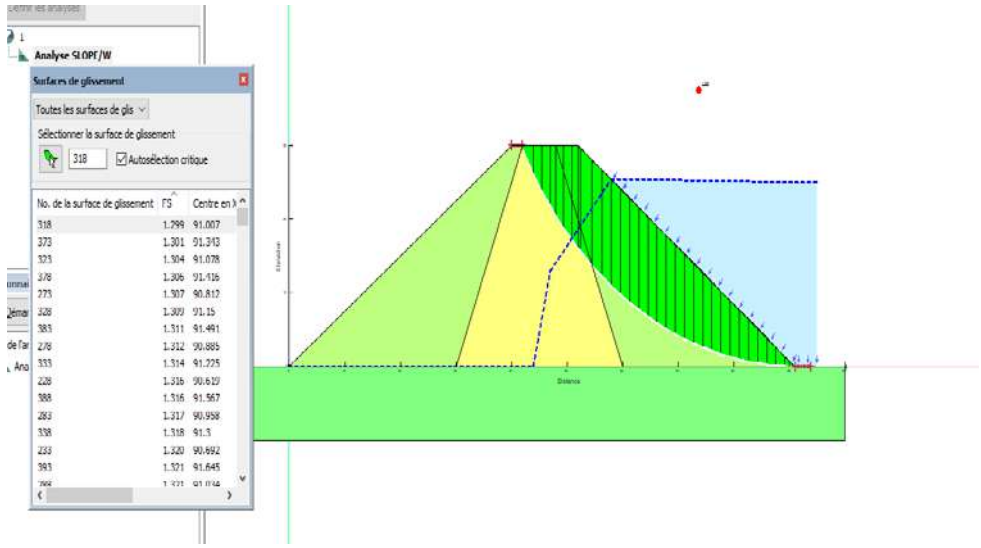


Figure III.10.PHE, Talus Aval.

Les tableaux ci-dessous représentent les résultats de calcul de Fs :

Tableau III.8. Résultats récapitulés des Facteurs de sécurité(Fs).

Cas	Coté	Fs
Fin de construction	Amont	**1,26**
	Aval	**1.23**
NNR	Amont	**1,25**
	Aval	**1,14**
PHE	Amont	**1.25**
	Aval	**1.3**

III. 4. Conclusion

Les résultats de calcul prouvent clairement l'évolution de stabilité ansi que la capacité portante du dit barrage en terre avec un représenter sur les figures III.5et III.9. Apparemment, les résultats de calculs montrent une stabilité avec une bonne tenue du barrage étudié, pour différentes cas de situations.

Les résultats de calcul, le facteur de sécurité ainsi que le reste des paramètres calculés seront discutés ultérieurement dans le chapitre IV.

CHAPITRE IV :

RESULTATS ET DISCUSSIONS

CHAPITRE IV : RESULTATS ET DISCUSSION

IV.1. Introduction

La prédiction des valeurs et de la localisation de sécurités maximaux dans les barrages en remblai est essentielle pour la conception appropriée du système d'instrumentation pour la surveillance du comportement réel. Les réponses aux conditions de chargement sont différentes pour chaque type de barrage et la conception du système d'instrumentation ne peut pas être standardisée.

Dans ce chapitre, nous allons mener une analyse et discussions des résultats (paramètres : contraintes dans le massif du barrage, le tassement et du coefficient Fs de l'analyse à la stabilité), obtenus dans le chapitre précédent, à travers une étude comparative pour différentes situations considérées, précédemment, dans la simulation (Fin de construction et NNR et PHE).

IV.2. Interprétation graphique des résultats

Sous formes de tableaux comparatifs et d'interprétation graphique, on va présenter ici tous les résultats des paramètres calculés, précédemment, tels que : les contraintes dans le massif du barrage, le tassement et du coefficient Fs de l'analyse à la stabilité.

IV.2.1. résultats de coefficient de sécurité à la stabilité « Fs »

Tableau IV.1 : Résultats récapitulés des Facteurs de sécurité.

Cas	Coté	Fs
Fin de construction	Amont	**1,26**
	Aval	**1,23**
NNR	Amont	**1,25**
	Aval	**1,14**
PHE	Amont	**1,25**
	Aval	**1,3**

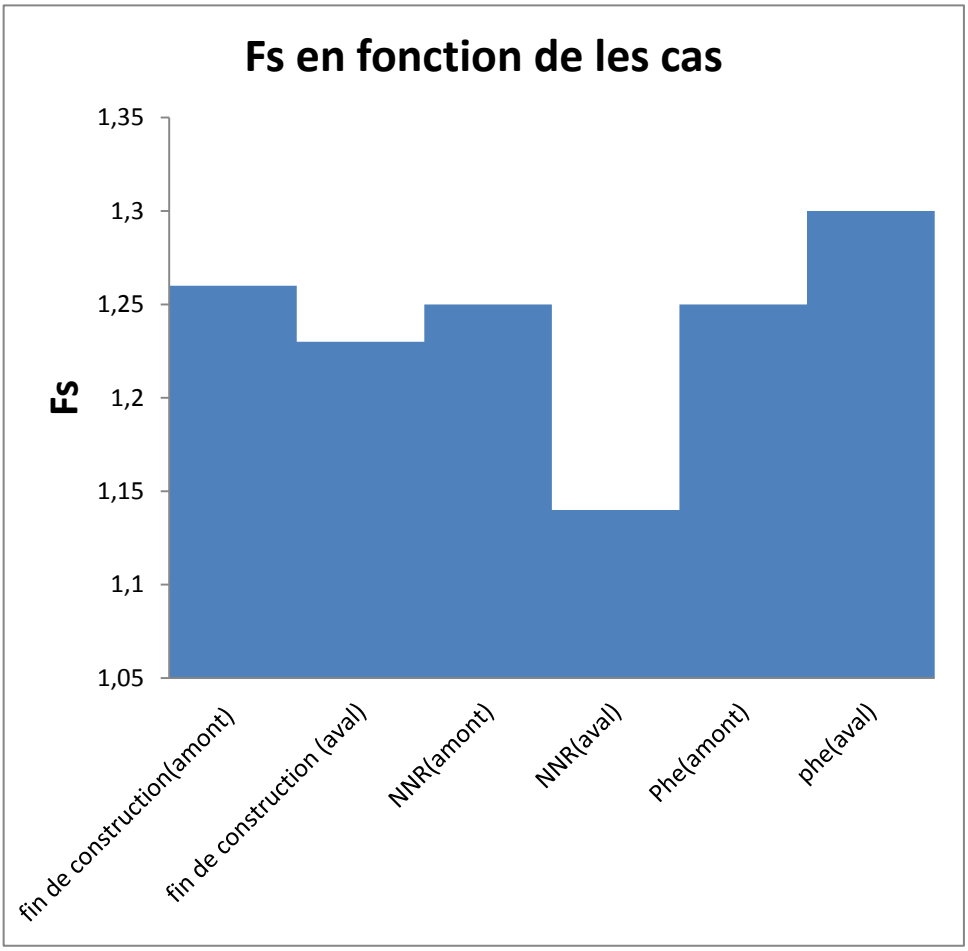


Figure IV.1. Valeurs de Fs en fonction des différentes situations.

Constatation : En analysant l'histogramme nous trouvons Fs max=1,3 (PHE coté aval).

IV.2.2. Résultats de tassement

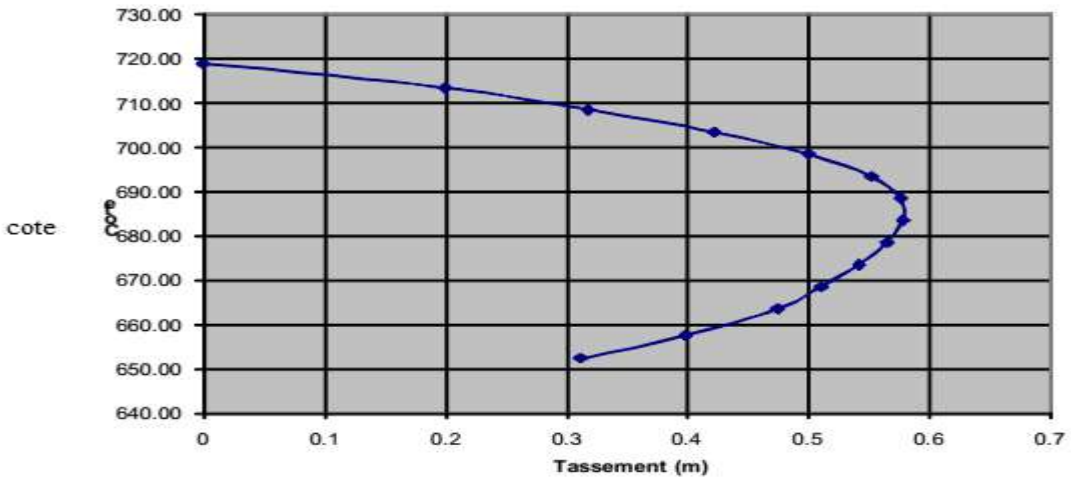


Figure IV.2. Tassement prévus sur à la hauteur du barrage

Tableau IV.2. Résultats récapitulés du tassement (Δh).

Cas	Coté	Tassement (m)
Fin de construction	Amont	**0,31m**
	Aval	**0,55m**
NNR	Amont	**0,5m**
	Aval	**0,33m**
PHE	Amont	**0,2**
	Aval	**0,1m**

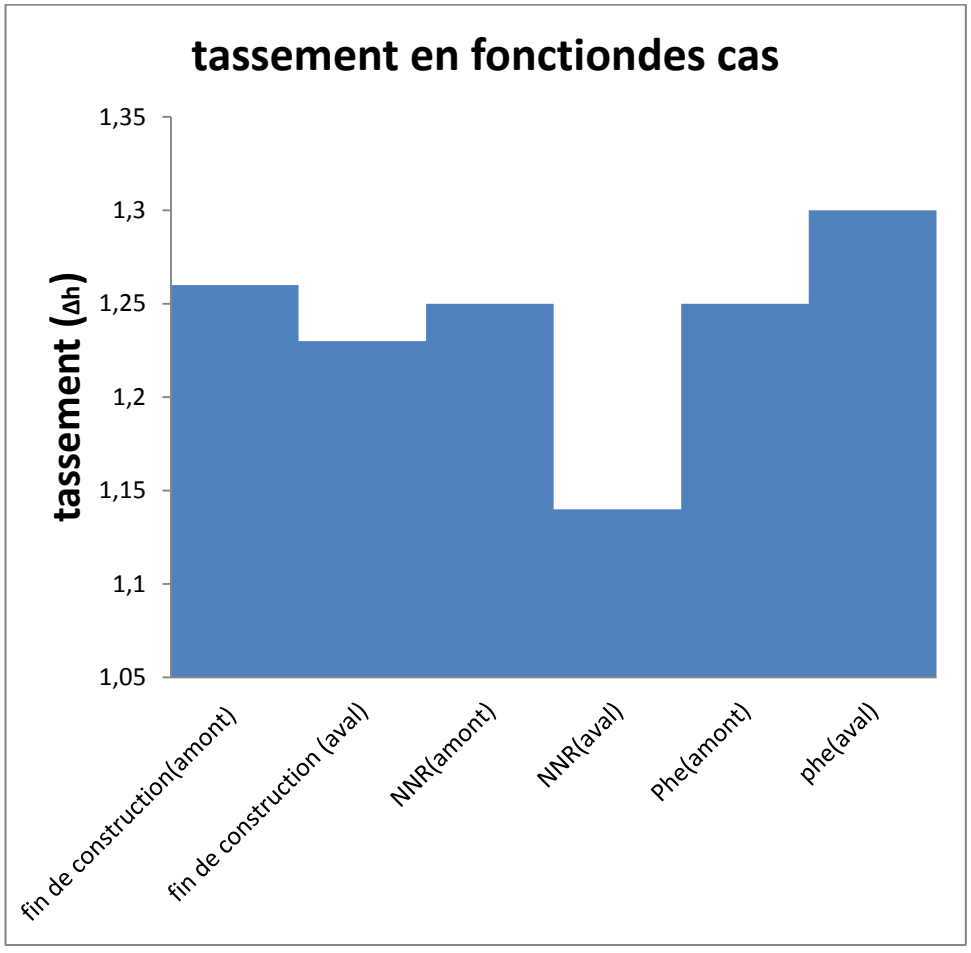


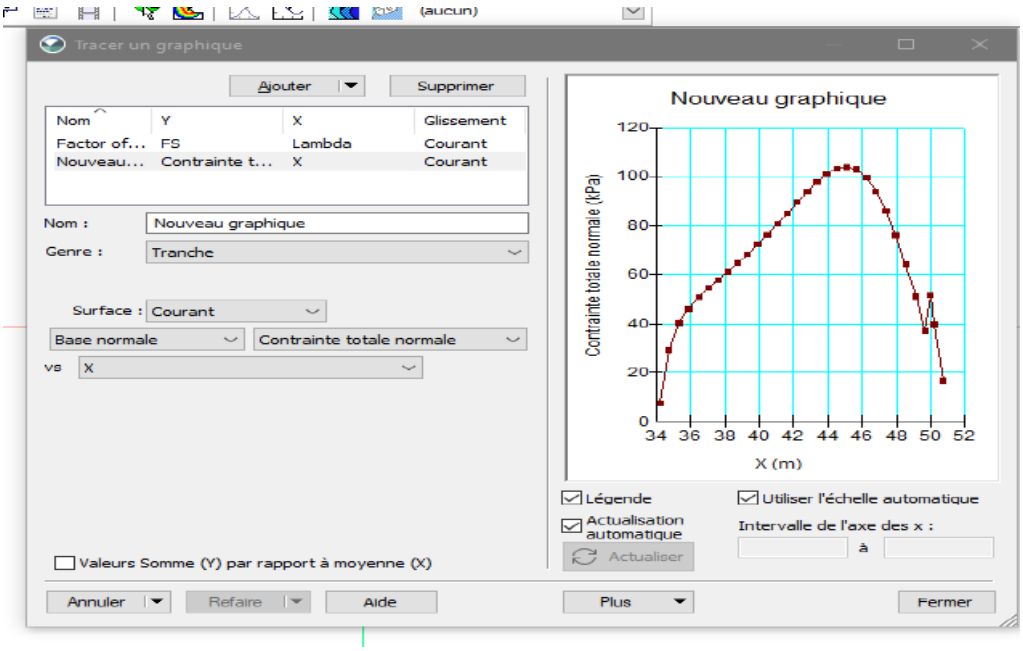
Figure IV.3. Tassementen fonction des différentes situations.

Constatation : En analysant l'histogramme nous trouvons tassement Δh max=0,55m (fin de construction coté amont)

IV.2.3. Résultats de contrainte (σ)

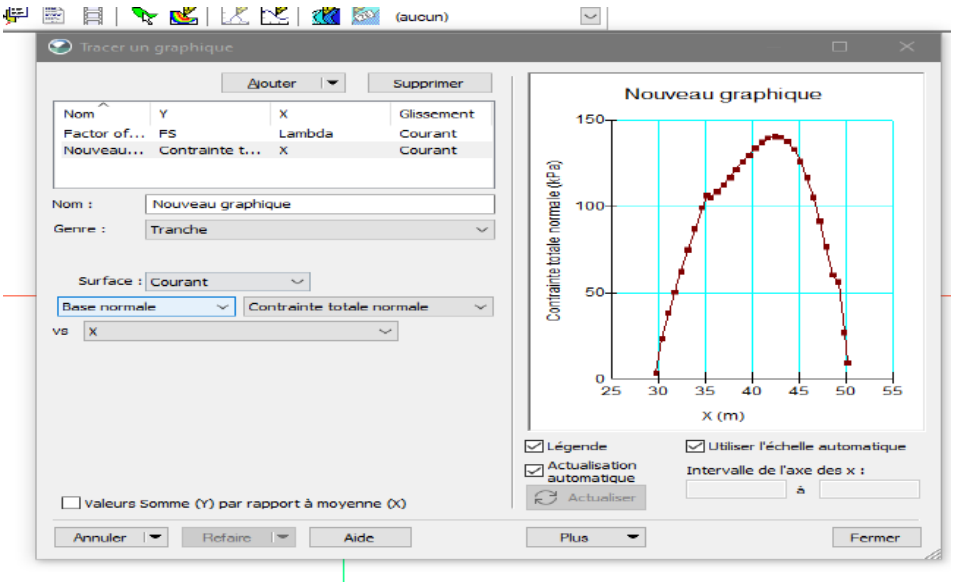
Dans un des cas suivants, on prend les valeurs des contraintes majeures afin de les étudier au niveau de la stabilité.

A - Fin de construction (coté amont)



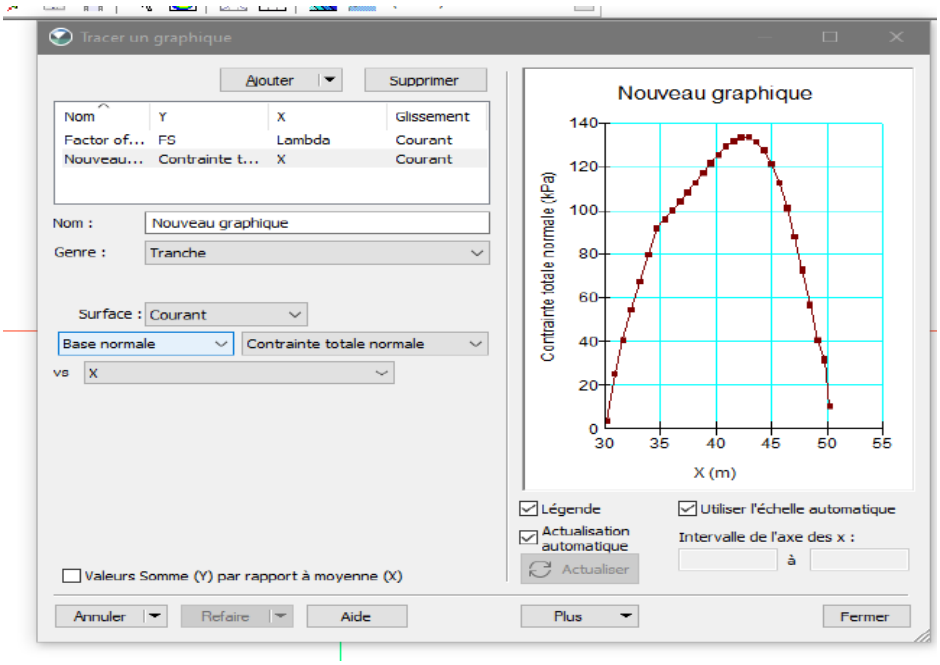
Constatation : $\sigma_{effective\ MAX}$ =105 (kPa).

B - Fin de construction (coté aval)



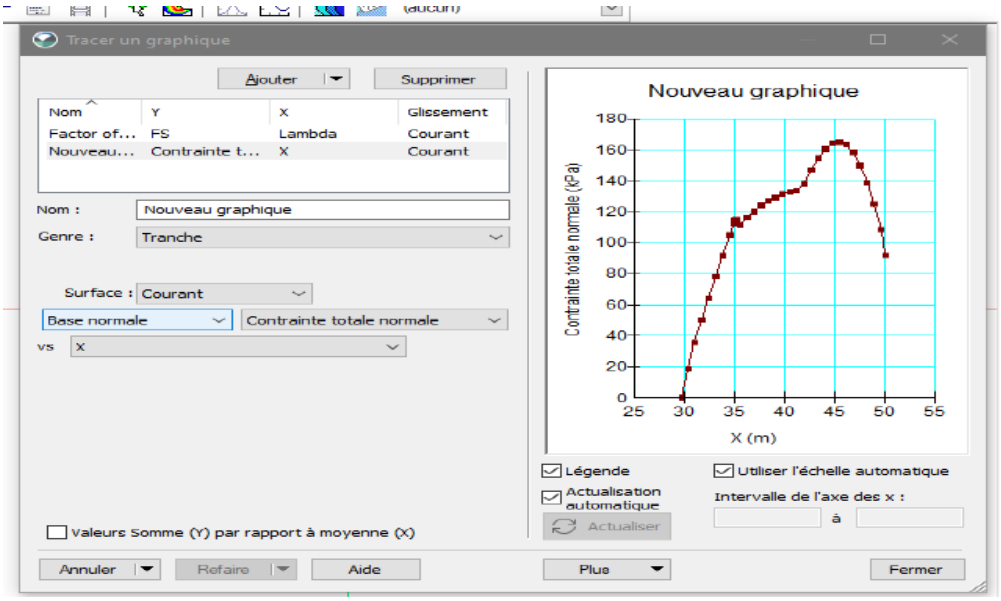
Constatation : $\sigma_{effective\ MAX}$ =140 kPa.

C - NNR (coté aval) :



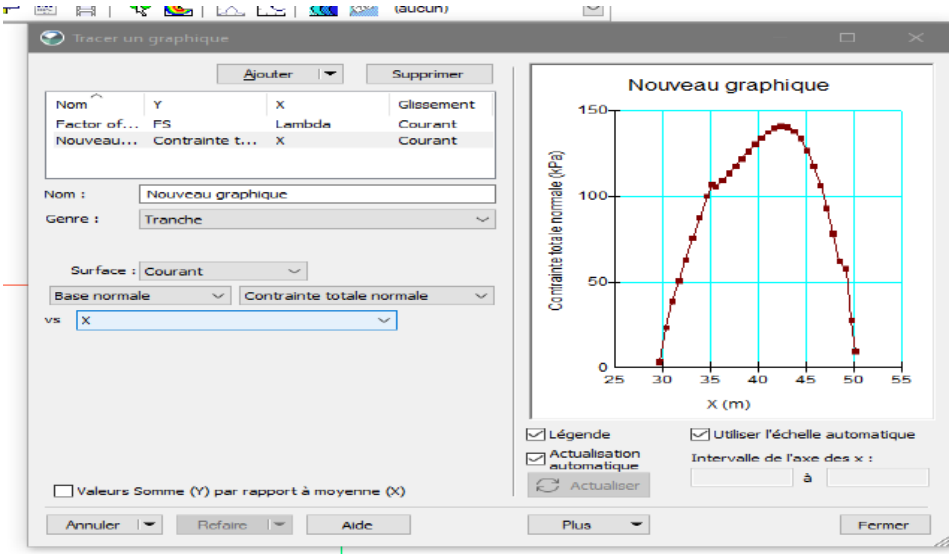
Constatation : $\sigma_{effective\ MAX}$ =138 kPa.

D - NNR (coté Amont) :



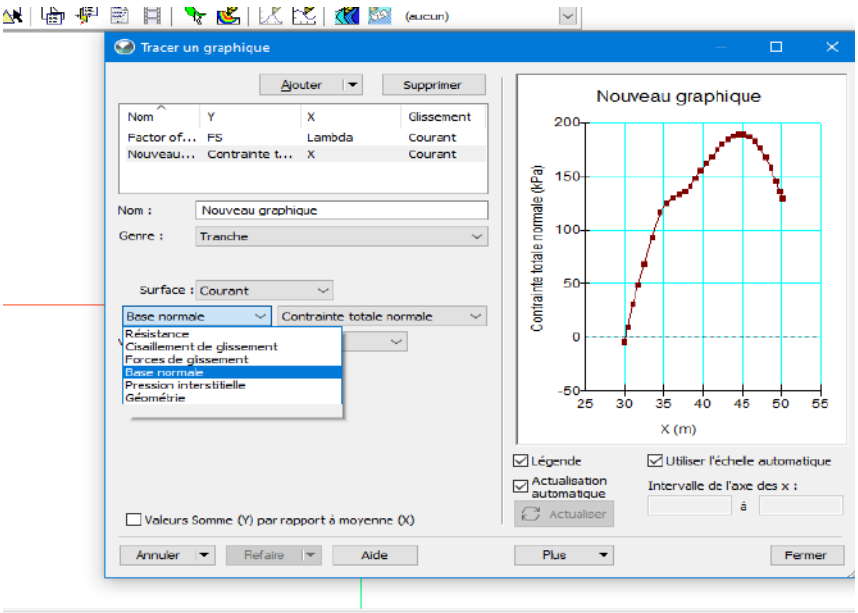
Constatation : $\sigma_{effective\ MAX}$ =165 kPa

E - PHE (coté Aval) :



Constatation : $\sigma_{effective\ MAX}$ =140 kPa.

F - PHE (coté Amont):

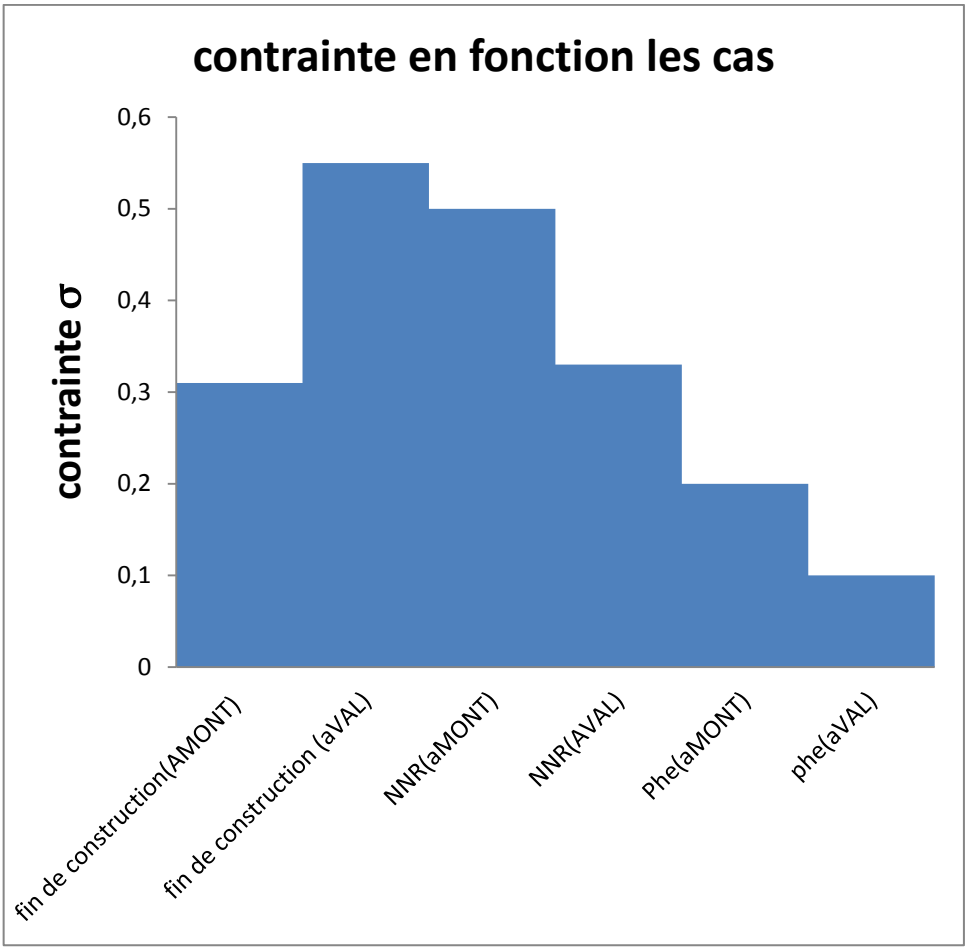


Constatation : $\sigma_{effective\ MAX}$ =195 kPa.

Nous résumons les résultats dans un tableau

Tableau IV.3 : Résultats récapitulés de la contrainte (σ)

Cas	**Coté**	**Contrainte (σ), (kPa)**
Fin de construction	Amont	**105**
	Aval	**140**
NNR	Amont	**135**
	Aval	**165**
PHE	Amont	**140**
	Aval	**195**



FigureIV.4.contrainteen fonction des différentes situations.

En analysant l'histogramme nous trouvons $\sigma_{\text{effective MAX}}$ =195 kPa (PHE coté amont).

IV. 3. Conclusion

Les résultats de calcul prouvent clairement l'évolution de stabilité provoquée lors de l'intervention étude avant drainage et étude après drainage .

Les résultats de calcul Le facteur de sécurité est vérifié, on peut donc dire que le barrage est dans un état stable, analysé pour différentes cas de sollicitation.

Dans ce chapitre, nous avons conclu que coefficient de sécurité maximal (Fs=1,3) et ($\sigma_{effective\ MAX}$ =195 kPa) confiné à plus hauteur d'eau (PHE), Cela signifie qu'en cas de danger, il est stable et capable d'équilibre, alors qu'en est-il fin de construction.

La valeur tassement (Δh_{max}=0,5 m) fin de construction coté amont représente la plus grande valeur parmi d'autres situations, et cela nous permettra de prendre les précautions nécessaires, afin d'éviter le danger d'effondrement, principalement, en phase d'exploitation et du vidange rapide du barrage.

CONCLUSION GENERAL

CONCLUSION GENERALE

A la fin de ce projet de fin d'étude, on a essayé d'apprendre comment procéder à une étude « avant-projet » ainsi que l'apprentissage des outils de prise de discisions lors de dimensionnement et la phase d'exécution d'un projet géotechnique de grande importance. Ceci et fort possible en analysant–les données et résultats obtenus à travers les rapports accompagnant le projet ensuite les principaux calculs et simulations liés au projet en question

L'étude des barrages en terre nécessite une compagne de reconnaissance du sol, d'assiette et des zones d'emprunt. Pour cela, suite aux différents rapports (géologiques, géotechniques, hydrologique, etc...) offerts avec le projet, après traitement, décodage et discussion, nous avons pu aboutir aux objectifs fixées de l'étude, la conception ainsi qu'au calcul du projet en question.

L'analyse des discisions adoptée sur site proposée par le bureau d'étude COBA, nous a permis de proposer une variante avec des modifications au niveau de la géométrie de la digue, d'où on a essayé de changer les fruits des talus en ajoutant un ris-berme pour conforter le coté financière mais on a trouvé qu'il va affecter négativement sur le côté de stabilité. En effet, nous avons gardé la même forme de la digue avec des petits changements de dimensions.

Tous les calculs de stabilité conduisent à une seule conclusion, à savoir que le choix de type de la digue et les dimensions adoptées assureront la stabilité contre toute sollicitation et en analysant tous les mécanismes de rupture éventuelles (situations).

Donc barrage béni Slimane de 60 m de hauteur et une capacité de 28,7 hm^3 a été bien destinée pour irriguer la région de la commune de béni Slimane par3hm^3/an. Avec les digues de décantation et la bande forestière, ce barrage peut servir plus que 50 ans et résister dans les conditions les plus défavorables.

Nous espérons avoir achevé les taches et objectifs fixés du projet en question, néanmoins, comme tout travail achevé, il ne peut être parfait et nécessite toujours un perfectionnement et réarrangement.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[A]. Baghzim Hassiba (2015). "Etude numérique de la conception des barrages en terre". Mémoire de Magister en génie civil, Université de Mohammed Khider de Biskra. Algérie.

[B]. Amara Fatma (2018). "Optimisation de la largeur en crête des petits barrages et retenues collinaires». Mémoire de master en hydraulique. Ecole nationale supérieure d'hydraulique –Arbaoui Abdellah. Algérie.

[C]. Belkhier Messaoud (2016). "Etude de stabilité d'un barrage en terre a zoné". Mémoire de master hydraulique. Université Mohamed Boudiaf – Msila. Algérie.

[D]. Ammari ishak et Benrebiaa Rabah (2018)."Etude de la position efficace d'un noyau argileux dans les barrages en terre ». Mémoire de master en hydraulique. UNIVERSITE BADJI MOKHTAR- ANNABA. Algérie.

[E]. Dr.Lehbab ep. Boukezzi zakia. Polycopié "les barrages en remblai de terre". Université des Science et de la technologie d'Oran Mohamed Boudiaf.

[F]. TPE sur les barrages - Les différents types de barrages fixe en béton.

[G]. CHETATHA Nawel. Mémoire de Fin d'Etude « ETUDE D'UN BARRAGE EN TERR ».

[H]. Nouanioui Abdelmalek (2016). "Dimensionnement et stabilité d'un petitebarrage en béton suroued SIDI ALI àSaggana Wilaya de Batna". Mémoire de master en hydraulique. Université Mohamed Boudiaf – Msila. Algérie.

[I]. CHETATHA Nawel. Mémoire de Fin d'Etude « ETUDE D'UN BARRAGE EN TERRE (DIGUE) BARRAGE OUED HALIB (W. SETIF) ».

[J]. Alexandre Désiré Mvondo Mvogo & Patrick hyveteau Ngandjui ; Rapport de Projet de Fin d'Etudes « CALCUL DE LA STABILITE DE LA DIGUE EN TERRE DU BARRAGE TINE ET INTERPRETATION DES DONNEES D'AUSCULTATION »

[K]. Ministère de l'écologie et du développement durable, les ruptures des barrages. France, 2004.

[L]. Eric bardo - Risque liés à la rupture de barrages naturels en altitude – université Européenne d'été 2014, N: 02.

[M]. Dr. LEHBAB ep. BOUKEZZI ZAKIA - Polycopié : Les barrages en remblai de terre.

[N]. ADJABI Ayyoub - PFE « Contribution à la vérification de la stabilité d'un barrage (cas du barrage de Soubella) ».

[O]. https://polyforagessa.ch/wp-content/uploads/2018/02/WhatsApp-Image-2018-02-13-at-12.47.38-300x169.jpeg (15/06/2021).

[P]. Polycopies cours de barrages-JUIN 2014 « Pr.RHOUZLANE ABOULHASSANE ».

[Q].https://www.google.com/search?q=G%C3%89OMEMBRANE&tbm=isch&chips=q:g%C3%A9omembrane,online_chips:irrigation:WoQTftiHH4c%3D&hl=fr&sa=X&ved=2ahUKEwi7x6T7no3xAhXRwoUKHWKhA9gQ4lYoAXoECAEQGw&biw=1349&bih=625 (15/06/2021)

[R]. https://fr.wikipedia.org/wiki/Beni_Slimane(15/06/2021).

Les Annexes

Annexes N° 01 : Travaux de reconnaissance exécutes

Tableau 1.1 - Synthèse des travaux d'investigation géotechnique exécutés.

Travaux d'investigation	Unité	Étude de Faisabilité	Avant Projet Détaillé (Mission 1)	Total
Puits de reconnaissance	U	16	36	52
Tranchées de reconnaissance	U	-	12	12
Profils sismiques	U	7	19	26
Sondages	U	14	16	30
Forages	m	560	602,5	1162,5
Essais Lefranc	U	-	14	14
Essais Lugeon	U	90	66	156
Essais SPT	U	5	10	15

Annexe N° 02 : caractéristique matériau noyau

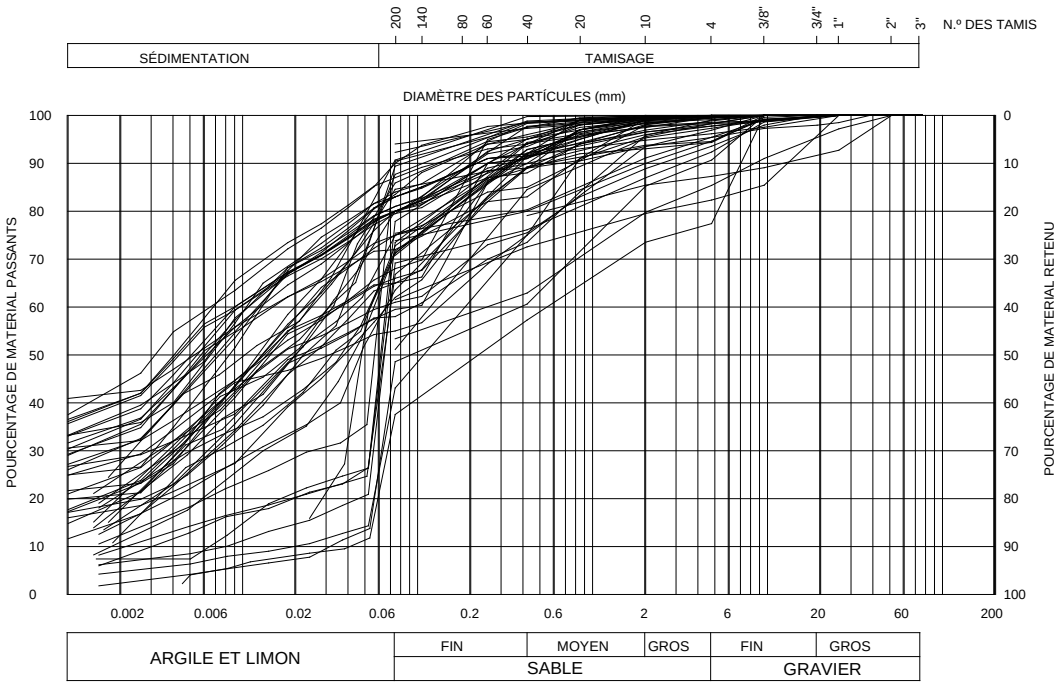


Figure 2.1. Noyau. Courbes granulométriques.

Figure 2.2. Noyau. Diagramme de plasticité.

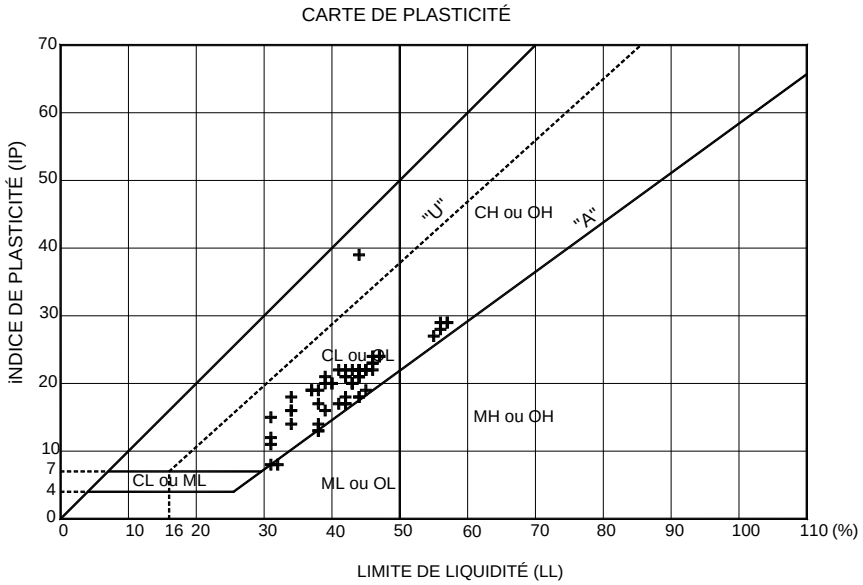


Tableau 2.3. Noyau. Synthèse des résultats des essais Proctor normal.

Puits	Prof. (m)	Formation Géologique	Analyses granulométriques				Limites d`Atterberg		Teneur en eau W (%)	Essai Proctor		
			% < 2µm	% < 74µm	% > # 4''	% > #3/4''	LL (%)	IP (--)		γ_{dOPN} (kN/m^3)	ω_{OPN} (%)	Sr (%)
P 3	2.55-2.8	Dta	16	64	0	0	34	17	17,4	16,8	17,6	-
P 5	1.3-1.6	Dta	36	73	2	0	43	21	19,5	15,8	21,3	-
P 6	2.8-3.0	Dta	41	80	1	0	35	14	16,7	15,9	22,7	-
P 7	2.2-2.6	Dta	12	35	0	0	-	-	9,8	17,7	16,3	-
P 10	2.45-2.8	Dta	35	81	1	0	46	19	16,5	16,5	18,1	-
P 12	0.8-1.2	Dta	19	59	1	0	32	9	10,0	16,1	20,2	-
P 12	0.6-2.1	Dta	23	75	6	0	31	12	16,6	16,2	20,5	-
P 13	2.5-3.0	Dta	39	83	1	0	42	18	20,2	16,2	20,1	-
P 14	1.15-1.6	Dta	34	81	0	0	39	14	16,3	16,7	19,4	-
P 15	1.0-1.3	Dta	31	75	5	3	43	20	11,4	16,7	17,6	-
P102/Ech1	0.5 - 1.8	Dta	6	77	0	0	35	18	15,1	15,7	16,2	65
P 107/Ech1	0.5 - 2.0	Dta	-	73	1	0	47	25	12,2	15,4	16,2	62
			9	89	0	0						
P108/Ech1	0.5 - 1.8	Dta	-	67	5	0	41	21	16,3	15,5	16,0	61
			11	89	0	0						
P115/Ech1	0.5 - 2.7	Dta	-	43	3	0	38	20	25,0	15,6	14,5	54
P123 bis/Ech1	1.0 - 2.3	Dta	-	69	8	1	45	23	12,2	15,7	15,0	63
			7	79	7	1						

P125/Ech1	0.5 -2.2	Dta	-	49	9	0	38	20	16,8	15,6	12,3	49
			3	73	5	0						
P126/Ech1	0.5 -1.4	Dta	-	78	0	0	56	28	21,6	15,4	16,2	62
			7	91	0	0						
P129/Ech1	0.5 - 2.4	Dta	-	90	0	0	56	29	14,2	15,6	16,0	63

Tableau 2.4. Noyau. Résultats des analyses en matière organique.

Zone d'emprunt	Puit	Prof. (m)	Identification	Analyses granulométriques				Limites de Atterberg		Teneur en matière organique
				% < 2µm	% < 74µm	% > #4''	% > #3/4''	LL (%)	IP (--)	MO (%)
Zone A1	P101/Ech1	0.5-1.9	Dépôts de terrasse argileux	--	73	1	0	46	23	12,0
	P108/Ech1	0.5-1.8		11	89	0	0	41	21	6,8
	P109/Ech1	0.5-2.7		8	66	3	0	42	22	6,5
	P112/Ech1	0.5-1.7		--	79	0	0	41	21	11,0
	P113/Ech1	0.5-1.6		7	35	43	10	32	16	21,7
Zone A2	P116/Ech1	2.4-3.4		--	71	0	0	42	21	9,0
Zone A4	P105/Ech1	0.5-1.6		--	74	5	0	44	22	5,5
	P123/Ech1	0.5-2.9		3	73	5	0	38	20	17,4
	P123 bis/Ech1	1.0-2.3		7	79	7	1	45	23	8,2
	P124/Ech1	0.5-3.2		--	94	0	0	58	30	9,0
Zone A5	P126/Ech1	0.5-1.4		7	91	0	0	56	28	4,5
	P127/Ech1	0.5-1.6		--	92	0	0	57	30	5,5
	P130/Ech1	0.5-1.7		13	84	0	0	44	22	8,5

Tableau 2.5. Noyau. Résultats des essais de compression triaxiale.

Zone d'emprunt	Puit	Prof. (m)	Identification	Analyses granulométriques				Limites de Atterberg		Essai Triaxial			
				% < 2µm	% < 74µm	% > #4''	% > #3/4''	LL (%)	IP (--)	Critère de rupture	c' (kPa)	ϕ' (°)	E_{50} (MPa)
Zone A1	P102/Ech1	0.5-1.8	Dépôt de terrasse argileuse	6	77	0	0	35	18	$(\sigma_1/\sigma_3)_{max}$	0	22	7
	P107/Ech1	0.5-2.0		9	89	0	0	47	25		56	14	6
	P108/Ech1	0.5-1.8		11	89	0	0	41	21		34	14	9
Zone A2	P115/Ech1	0.5-2.7		7	75	5	0	38	30		27	14	7
Zone A4	P123 bis/Ech1	1.0-2.3		7	79	7	1	45	23		27	15	7
	P125/Ech1	0.5-2.2		3	73	5	0	38	20		25	17	5
Zone A5	P126/Ech1	0.5-1.4		7	91	0	0	56	28		80	14	9
	P129/Ech1	0.5-2.4		11	94	0	0	56	29		42	13	8

Figure 2.6. Noyau. Résultats des essais triaxiaux.

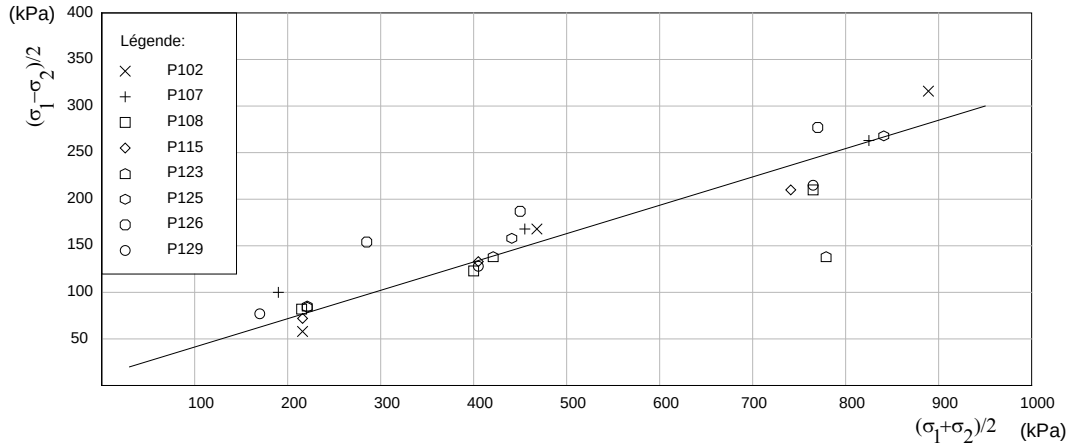


Tableau 2.7. Noyau. Résultats des essais de consolidation (œdométriques)**.**

Puit	Prof. (m)	Type lithologique	Analyses granulométriques				Limites d'Atterberg		Essai oedométrique					
			% < 2µm	% < 74µm	% > #4''	% > #3/4''	LL (%)	IP (--)	C_c	$C_c/(1+e_0)$	C_s	m_v (m^2/N)	K (m/s)	C_v (m^2/s)
P102	0.5 - 1.8	Dta	6	77	0	0	35	18	0,180	0,104	0,025	1,15E-07	9,66E-06	8,38E-03
P107	0.5 - 2.0	Dta	9	89	0	0	47	25	0,183	0,112	0,028	6,20E-08	8,42E-06	1,36E-02
P108	0.5 - 1.8	Dta	11	89	0	0	41	21	0,200	0,155	0,016	5,73E-08	1,03E-05	1,79E-02
P115	0.5 - 2.7	Dta	7	75	5	0	38	20	0,148	0,122	0,021	6,78E-08	8,64E-06	1,27E-02
P123bis	1.0 - 2.3	Dta	7	79	7	1	45	23	0,185	0,147	0,036	8,17E-08	1,21E-05	1,49E-02
P125	0.5 -2.2	Dta	3	73	5	0	38	20	0,169	0,135	0,031	7,49E-08	8,73E-06	1,16E-02
P126	0.5 -1.4	Dta	7	91	0	0	56	28	0,159	0,128	0,027	7,08E-08	7,50E-06	1,06E-02
P129	0.5 - 2.4	Dta	11	94	0	0	56	29	0,211	0,169	0,037	9,41E-08	1,01E-05	1,07E-02

Tableau 2.8. Noyau. Synthèse des résultats des analyses minéralogiques**.**

Puits	**Prof. (m)**	**Formations géologiques**	**Analyses granulométriques**				**Limites d'Atterberg**		**Analyses minéralogiques (analyse qualitative)**					
			% < 2µm	**% < 74µm**	**% > # 4''**	**% > #3/4''**	**LL (%)**	**IP (--)**	**Calcite**	**Dolimite**	**Quartz**	**Feldspaths**	**Micas**	**Kaolinite**
P105/Ech2	1.6 - 3.3	Dta	-	53	15	5	40	21	X	-	X	X	X	X
P106/Ech1	0.5 - 3.4	Dta	17	76	1	0	42	21	X	-	X	X	X	-
P109/Ech1	0.5 -2.7	Dta	8	66	3	0	42	22	X	-	X	-	X	X
P110/Ech1	1.0 - 2.5	Dta	-	79	13	8	42	22	X	-	X	X	X	X
P116/Ech2	2.4 - 3.4	Dta	-	71	0	0	42	21	X	-	X	X	-	-
P123/Ech1	0.5 -2.9	Dta	-	75	5	0	44	22	X	-	X	X	-	-
P129/Ech1	0.5 - 2.4	Dta	11	94	0	0	56	29	X	-	X	X	X	

Annexe N° 03 : caractéristique matériau recharge

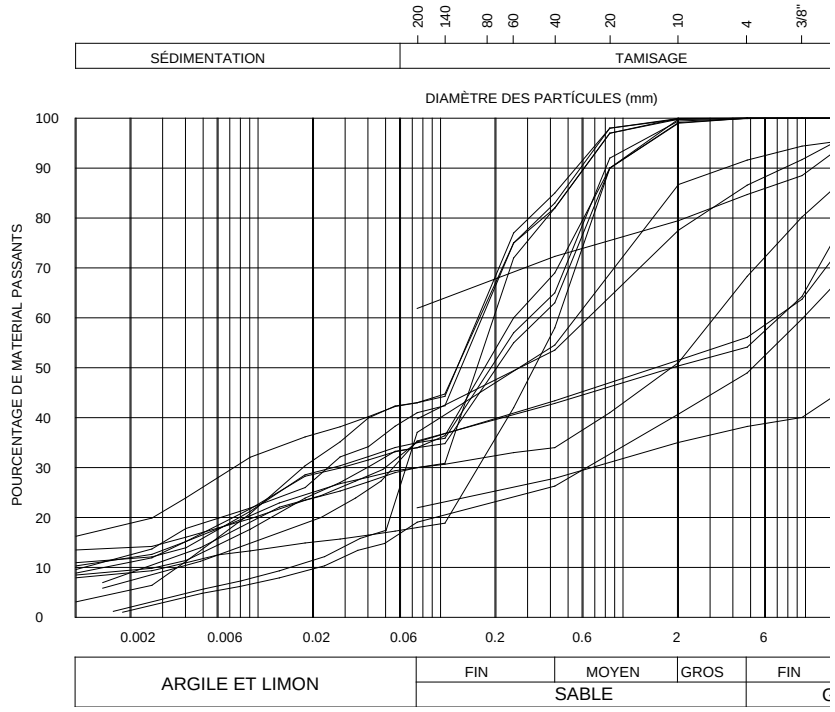


Figure 3.1. Recharges. Courbes granulométriques.

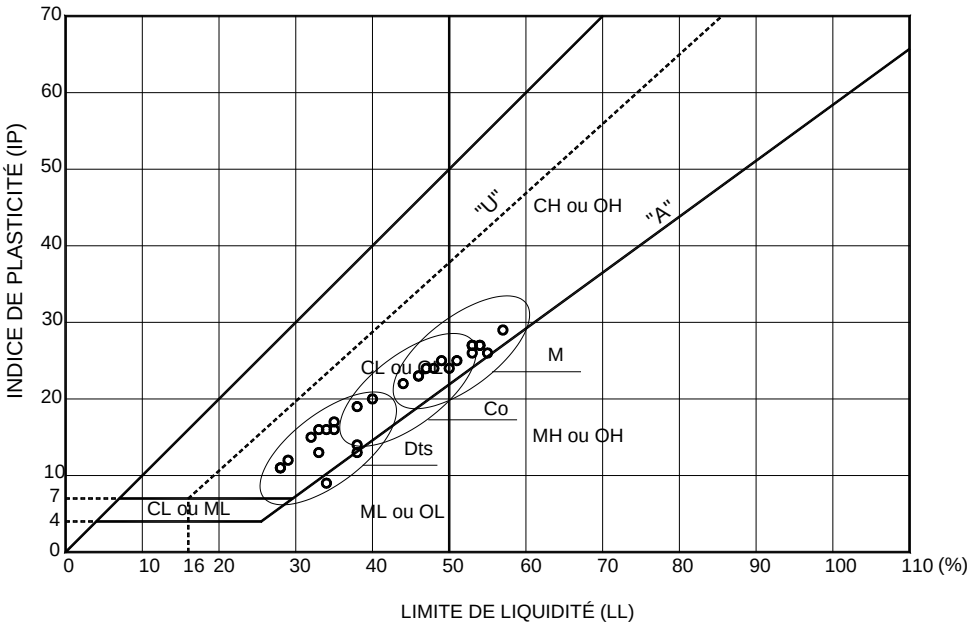


Figure 3.2. Recharges. Diagramme de plasticité**.**

Tableau 3.3. Recharges. Synthèse des résultats des essais Proctor normal et modifié**.**

Puits	Prof. (m)	Formation Géologique	Analyses granulométriques				Limites d`Atterberg		Teneur en eau, W (%)	Essai Proctor		
			% < 2µm	% < 74µm	% > # 4''	% > #3/4''	LL (%)	IP (--)		γ_{dOPN} (kN/m^3)	w_{OPN} (%)	Sr (%)
P 1	2.1–2.85	M	35	84	0	0	44	22	19,5	16,4	18,3	-
P 2	2.4-2.77	M	53	90	0	0	46	24	-	16,5	18,5	-
P 4	2.4-3.2	M	-	-	-	-	44	18	12,1	16,4	19,2	-
T106	2.6-4.1	M	-	-	-	-	57	27	4	16.5	15.9	73
P 11	1.7-2.1	Dts	14	30	0	0	33	13	14,4	17,1	17,8	-
P 14	2.3-2.8	Dts	6	44	0	0	39	15	13,4	17,2	18,0	-
T108	1.5-5.5	Dts	-	40	13	0	36	17	3	18.4	10.7	69

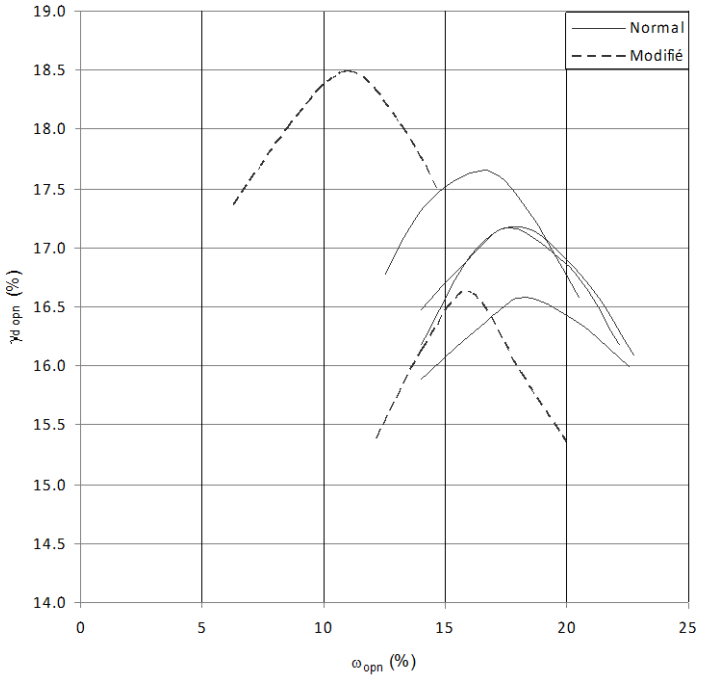


Figure 3.1 .Recharges. Courbes de compactage des essais Proctor normal et modifié.

Tableau 3.5.Recharges. Résultats des teneurs en matière organique.

Zone d'emprunt	Puit	Prof. (m)	Identification	Analyses granulométriques				Limites de Atterberg		Teneur en matière organique
				% < 2µm	% < 74µm	% > #4''	% > #3/4''	LL (%)	IP (--)	MO (%)
Zone A1	P112/Ech2	1.7-4.2	Dépôt de terrasse argileuse	--	22	62	53	28	11	4,5
Zone A2	P103/Ech1	0.5-2.1		1	27	32	0	29	12	5,5
	P117/Ech1	0.5-3.1		6	35	44	23	32	15	5,0

Tableau3.6. Recharges. Synthèse des résultats des analyses minéralogiques**.**

Puits	Prof. (m)	Formations géologiques	Analyses granulométriques				Limites d'Atterberg		Analyses minéralogiques (analyse qualitative)					
			% < 2µm	% < 74µm	% > # 4''	% > #3/4''	LL (%)	IP (--)	Calcite	Dolimite	Quartz	Feldspaths	Micas	Kaolinite
P112/Ech2	1.7 - 4.2	Dts	-	22	62	53	28	11	X	-	X	-	X	X
P113/Ech2	1.8 - 2.6	Dts	4	24	64	38	29	13	X	-	X	X	-	-
P118/Ech1	0.5 - 2.1	Dts	2	45	9	2	39	19	X	X	X	X	X	-

Note: X présence ; - absence ou présence peu significative.