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

Thème : Analyse de Stabilité de la Retenue Collinaire de Chabat El Bey 2 (Wilaya de Constantine)

Présenté par :

SAHRAOUI Brahim

Proposé et Dirigé par : **Promoteur : Dr. MENAA Lazazi, MCB, Université YAHIA Fares de Médéa**

Co promoteur : Dr. ZEROUALE Ayoub, MCA, ENSH de Blida

Promotion Septembre 2020

Remerciements

Avant tout, je remercie DIEU qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage pour achever ce modeste travail.

Je tiens à remercier vivement tous ceux qui m'ont apporté un soutien pour l'élaboration de ce mémoire de master.

Mes plus vifs remerciements vont à mon promoteur Dr MENAA Lazazi, Maître de conférences classe B à Université YAHIA Fares de Médéa pour ses efforts afin de mener ce travail à terme. Il m'a fait bénéficier de son savoir, de son expérience et de la clairvoyance de ses opinions dans le domaine des barrages.

Un grand merci particulier à Dr ZEROUAL Ayoub, Maître de conférences classe A à l'ENSH Blida, pour la qualité amicale de sa collaboration et son aide constante. Pendant les nombreuses heures passées ensemble, il m'a appris beaucoup de notion en hydraulique.

Je remercie également les membres du jury qui me feront l'honneur de juger mon travail.

Enfin, à tous ceux qui m'ont soutenu de près ou de loin je leurs dis merci.

SAHRAOUI Brahim

Dédicaces

Je dédié ce modeste travail :

- *A ma mère qui m'a tant aidé et encourager.*
- *A tous mes frères et toutes mes sœurs.*
- *A toute la famille : SAHRAOUI.*
- *A tou (s) (tes) mes ami(s) (es).*
- *Toute ma promotion, en générale et tous les étudiants de l'option géotechnique*

SAHRAOUI Brahim

الملخص:

الحساب الكمي لاستقرار المنحدرات ضروري في تصميم السدود الترابية. تحليل استقرار المنحدرات بات لبضع سنوات كمجال حيث يمكن لتقنيات الحساب أن تساعد المهندسين بسهولة. بإمكان الحاسوب حساب عامل الأمان لمئات الأسطح المنزلقة المحتملة في فترة زمنية قصيرة جدًا ويمكنه بعد ذلك العثور على الحد الأدنى (الحرج) من عوامل الأمان بتكلفة معقولة جدًا.

في هذا العمل ، تم استخدام برنامج "GeoSlope" لتحديد معامل الأمان لمنحدرات سد تل شعبة **الباي 2** (ولاية قسنطينة) باستخدام ثلاث طرق وهي: فيلنيوس، بيشوب وتوازن العزوم. تم الحساب على ثلاث حالات هي: انتهاء البناء والتشغيل والتفريغ السريع للسد. بالنسبة لحالة التشغيل، تم تحديد خط التشبع بواسطة برنامج "SEEP". برهنت النتائج أن السد الترابي مستقر مع الطرق الثلاث التي استعملت.

Résumé :

L’analyse quantitative de la stabilité des pentes est nécessaire dans la conception des barrages en terres. Le calcul de la stabilité des pentes est depuis quelques années considérées comme un domaine où les techniques de calcul peuvent facilement aider les ingénieurs. L'ordinateur permet de calculer le coefficient de sécurité pour un nombre important de surfaces de glissement potentiel dans un très court laps de temps et peut ensuite rechercher le facteur de sécurité minimum (critique) à un coût très raisonnable.

Dans ce travail, le logiciel « GeoSlope » a été utilisé pour la détermination du coefficient de sécurité à la stabilité des talus de la retenue collinaire de Chabat el bey 2 (Wilaya de Constantine) en utilisant trois méthodes à savoir : Fellenius, Bishop et équilibre des moments. Le calcul a été fait pour trois cas à savoir : en fin de construction, exploitation et vidange rapide de la retenue. Pour le cas de l’exploitation, la ligne de saturation a été déterminée par le logiciel « SEEP ». Les résultats ont montré que la retenue est stable pour les trois cas avec les trois méthodes.

Abstract:

The quantitative determination of the stability analysis of slopes is necessary to design earth dams and embankments. Slope stability calculation hasbeen, for some years, regarded as an area where computing techniques can readily assist the engineer. The computer enables to calculate hundreds of potential slip surfaces in a very short space of time and can subsequently search for the minimum factor of safety all at very reasonable cost.

In this work, the “GeoSloop” software was used to determine the safety coefficient of the slopes of the Chabat el Bey 2 dam (Wilaya of Constantine) using three methods specifically: Fellenius, Bishop and the moment’s equilibrium. The calculation was made on three cases namely: end of construction, Normal Water Level and rapid emptying of the reservoir. For the case of Normal Water Level, the saturation line was determined by the “SEEP” software. The results showed that the dam slope is stable for all three cases with the three methods.

TABLE DES MATIÈRES

Remerciements..... I
Résumé..... II
Table des matières III
Liste des figures..... VI
Liste des tableaux..... IX

Introduction générale …… 01

Chapitre I
SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES BARRAGES EN TERRE

I.1 Introduction…….……. 03
I.2 Classification des barrages en terre …… 03
I.2.1 Barrage en terre homogène ……..…….. … 04
I.2.2 Barrages en terre à noyau étanche …… 04
I.2.3 Barrages en terre à masque amont …….. 06
I.3 Etanchéité des fondations des barrages en terre …… 08
I.3.1 Clé d'étanchéité ……. 08
I.3.2 Paroi moulée …… 09
I.3.3 Traitement des fondations par injection …….. 10
I.3.4 Tapis d'étanchéité amont …….. 11
I.4 Utilité des barrages …… 12
I.5 Profil General des barrages en terre …….. 12
I.5.1 Hauteur du barrage …… 12
I.5.2 La crête ……. 16
I.5.3 Pente des talus …… 17
I.5.4 Bermes …… 18
I.5.5 Revêtements du talus ……. 18
I.5.6 Écrans et tapis d'étanchéité ……. 19
I.6 Facteurs au choix du site du barrage en terre …… 20
I.7 Les facteurs de risques …… 21
I.8 Type des accidents affectant les barrages ……. 22
I.9 Pratiques d'entretien et de surveillance …….. 22
I.10 Conclusion …….. 23

Chapitre II
L'ANALYSE DE STABILITE DES BARRAGES EN TERRE

II.1	Introduction ……..……..	24
II.3	Différents états de l'eau dans les sols …….……	24
II.3	Ecoulement dans les barrages en terre……..…….……..	25
II.3.1	Ecoulement linéaire-Loi de darcy …….	26
II.3.2	Infiltrations dans les barrages en terre ……	28
II.3.2.1	Détermination des équipotentielles et des lignes de courant hydraulique	29
II.3.2.2	Calcul numérique ……..	29
II.3.2.3	Calcul du débit de fuite par infiltration…….	33
II.3.2.4	Calcul de la pression interstitielle…….	34
II.4	Dispositions de drainage dans les barrages en remblais……..	35
II.4.1	Drainage ……	35
II.4.2	Les drains……	35
II.4.3	Dimensionnement prisme de drainage……..	36
II.4.4	Dimensionnement du drain Tapis ……	37
II.4.5	Les filtres ……	38
II.5	Stabilité de pentes……	39
II.5.1	Les glissements de terrain……	40
II.5.2	Différents types de glissements …….	40
II.5.3	Le principe d'équilibre limite ……..	40
II.5.3.1	Définition du coefficient de sécurité ……	41
II.5.4	Les méthodes classiques pour l'analyse de la stabilité ……	42
II.5.4.1	Méthodes de l'équilibre des moments ……..	45
II.6	Les hypothèses, les équations et les inconnus dans les méthodes d'analyses	47
II.7	Choix des caractéristiques mécaniques ……..	50
II.8	Logiciels utilisés pour l'analyse de la stabilité des talus……	50
II.9	Procédure de calcul pour le logiciel Geoslope utilise MEF & MEL	51
II.10	Conclusion……	52

Chapitre III
CADRE GENERAL DE LA ZONE D'ETUDE

III.1	INTRODUCTION…….……	53
III.2	Etude topographique……	53
III.2.1	Situation géographique …….……	54
III.2.2	Situation topographique ……	57
III.3	Etude géotechnique et géologique……..…	57
III.3.1	Situation géologique et géotechnique…….……	57
III.3.2	Etude géologique……...……...……	58
III.3.2.1	Reconnaissance géologiques……	58
III.3.3	Etude géotechnique…….……	64
III.3.3.1	Prospection géotechnique du terrain…….	64
III.3.3.2	Essais au laboratoire…….……	64
III.3.3.3	Résultats et leurs interprétations…….……	66
III.4	Etude hydrologique…….……	69
III.5	Présentation de la digue et l'ensemble du système de drainage…	71
III.6	Dimensionnement de la vidange de fond……..	74
III.7	CONCLUSION…….……	77

Chapitre IV
MODELISATION NUMERIQUE

IV.1	INTRODUCTION ……	78
IV.2	PRESENTATION DE L'OUTIL DE SIMULATION GEO-SLOPE GEOSTUDIO 2007…….	78
IV.2.1	SLOPE/W……	79
IV.2.1.1	Présentation……..	79
IV .2 1.2	L'interface du logiciel SLOPE/W ……	80
IV.2.1.3	Domaine d'application……	81
IV.2.1.4	Analyse de stabilité des pentes…….	81
IV.2.2	SEEP/W …….	81
IV.2.2.1	Présentation ……..	81
IV.2.2.2	Domaine d'application ……	81
IV.3	ETUDE DE STABILITE ……	82
IV.3.1	Fin de construction ……..	83
IV.3.2	Réservoir plein ……	83
IV.3.3	Vidange rapide …….	84
IV.4	APPLICATION SUR LA RETENUE COLLINAIRE DE Chaabet El Bay 2	85

IV.4.1	Présentation du modèle numérique ……...	85
IV.5	RESULTATS DE CALCUL …….	88
IV.5.1	Cas 1 : Fin de construction ……..	88
IV.5.2	Cas 2 : Retenue pleine (régime permanent) …….	90
IV.5.3	Cas 3 : Vidange rapide ……	93
IV.5.3.1	Etape 1 ……..	94
IV.5.3.2	Etape 2 ……..	100
IV.6	Conclusion	107
	Conclusion générale	108
	Références Bibliographies	109

Liste des Figures

Figure I.1	Barrage en terre homogène avec drain vertical ……	04
Figure I.2	Barrage en terre à noyau central ……	05
Figure I.3	Barrage en terre à noyau amont (Rolley.P, 1997) ……	05
Figure I.4	Diaphragme interne ……..	06
Figure I.5	Masque amont en béton bitumineux ……	07
Figure I.6	Masque en membrane souple ……	07
Figure I.7	Masque amont en béton de ciment ……	08
Figure I.8	Clé d'étanchéité ……	09
Figure I.9	Paroi moulée ……	10
Figure I.10	Voile d'injection ……	11
Figure I.11	Tapis d'étanchéité ……	11
Figure I.12	Coupe transversale de la digue ……	14
Figure II.1	Etat de l'eau dans les sols ……	25
Figure II.2	Ecoulement linéaire …….	26
Figure II.3	Trajectoire de l'eau à traverse le barrage ……	28
Figure II.4	Trace de la ligne de saturation (barrage homogène sans drain) …….	30
Figure II.5	La ligne de saturation (barrage homogène avec drain horizontal) …	31
Figure II.6	la ligne de saturation (barrage homogène avec drain vertical) ….	31
Figure II.7	Equipotentielles et des lignes de courants dans le cas d'une retenue pleine	32
Figure II.8	Equipotentielles et des lignes de courants dans le cas d'une vidange rapide	32
Figure II.89	Détermination de la pression interstitielle ……	34
Figure II.10	Prisme de drainage ……..	36
Figure II.11	Drain Tapis …….	38
Figure II.12	Drains et filtres ……	39

Liste des figures

Figure II.13	Rôle des drains et filtres dans les barrages en terre ……	39
Figure II.14	La masse du talus découpée en tranches …….	43
Figure II.15	La représentation des forces sur une tranche dans la méthode de Fellenius.	46
Figure III.1	Situation générale du site du barrage. …….	55
Figure III.2	Situation géographies de la retenue collinaire de Chaabet El Bey 2-	56
Figure III.3	Extrait de la carte géologique de Constantin ……..	59
Figure III.4	Schéma d'implantation des sondages carottés …….	61
Figure III.5	Carte sismique de l'Algérie selon les R.P.A version 2003 (C.G.S). …..	63
Figure III.6	Bassin versant –Réseau Hydrographique du bassin de Chaabet el Bey2	
Figure IV.1	Interface de Geo-Slope 2007 …….	79
Figure IV.2	Les menus disponibles sur logiciel SLOPE/W …..	80
Figure IV.2	Géométrie du barrage étudié. …….	82
Figure IV.3	Dimensions des différents éléments de la retenue collinaire étudiée ….	86
Figure IV.4	Détermination de la surface de rupture par la méthode «Entry and Exit»	88
Figure IV.5	Sélection de la zone des cercles de glissement …….	89
Figure IV.6	Cercle de glissement critique du talus aval ……	90
Figure IV.7	Cercle de glissement critique du talus amont ……..	90
Figure IV.8	Conductions aux limites dans le cas de la retenue pleine introduite dans le SEEP.	91
Figure IV.9	Résultats de calcul par le SEEP ……..	91
Figure IV.10	Débit de fuite dans la fondation et dans la digue et la distribution interstitielle	92
Figure IV4.11	Conductions aux limites dans le cas de la retenue pleine introduites dans le SLOOP	92
Figure IV.12	Cercle de glissement critique du talus aval dans le cas de la retenue pleine	93
Figure IV.13	Illustration des étapes de calcul de coefficient Fs durant la vidange rapide de la retenue	94

Liste des figures

Figure IV.14	La ligne de saturation dans le régime permanent (retenue pleine) ……	94
Figure IV.15	Dissipation de la pression interstitielle après une journée de la vidange …	95
Figure IV.16	Dissipation de la pression interstitielle après sept jours de la vidange …	95
Figure IV.17	Dissipation de la pression interstitielle après 15 jours de la vidange …	96
Figure IV.18	Evolution de la ligne de saturation dans le corps de la digue lors de la vidange rapide.	96
Figure IV.19	Facteur de sécurité pour le premier jour de la vidange ……	97
Figure IV.20	Facteur de sécurité pour le septième jour de la vidange ……..	97
Figure IV.21	Facteur de sécurité pour le quinzième jour de la vidange ……	98
Figure IV.22	Le facteur de sécurité minimum en fonction de temps de vidange …	99
Figure IV.23	Evolution du rabattement de niveau de la retenue ……	100
Figure IV.24	Dissipation de la pression interstitielle après une journée de la vidange …	101
Figure IV.25	Dissipation de la pression interstitielle après 7 jours de la vidange ….	101
Figure IV.26	Dissipation de la pression interstitielle après 15 jours de la vidange ….	102
Figure IV.27	Dissipation de la pression interstitielle après 17 jours de la vidange.	102
Figure IV.28	Dissipation de la pression interstitielle après 20 jours de la vidange …	102
Figure IV.29	Facteur de sécurité pour le 1 jour de la vidange …….	103
Figure IV.30	Facteur de sécurité pour le 7 jour de la vidange ……..	103
Figure IV.31	Facteur de sécurité pour le 15 jour de la vidange …….	104
Figure IV.32	Facteur de sécurité pour le 17 jour de la vidange …….	104
Figure IV.33	Facteur de sécurité pour le 20 jour de la vidange …….	105
Figure IV.34	Le facteur de sécurité minimum en fonction de temps de vidange ……	106
Figure IV.35	Facteur de sécurité pour le 20 jour de la vidange ……..	107

Liste des tableaux

Tableau I.1	Hauteur du barrage et la pente du talus ……	17
Tableau 1.3	Epaisseur d'enrochement ……	18
Tableau III.1	Caractéristiques d'écoulement et différents volumes de la retenue …	69
Tableau III.2	Les différentes caractéristiques de la digue ……..	72
Tableau III.3	Les différentes caractéristiques du drain …….	73
Tableau III.4	les épaisseurs des couches de revêtements	74
Tableau IV.1	Valeurs admissibles des coefficients de sécurité. ……	85
Tableau IV.2	: Caractéristiques mécaniques et hydrauliques Utilisées. …….	87
Tableau IV.3	Facteur de sécurité critique calculé par les trois méthodes pour le cas de fin de construction.	89
Tableau IV.4	Facteur de sécurité critique calculé par les trois méthodes pour le cas de fin de construction.	90
Tableau IV.5	Facteur de sécurité critique calculé par les trois méthodes dans le cas de fin de construction.	93
Tableau IV.6	Facteur de sécurité critique calculé par les trois méthodes pour le premier et septième et quinzième jour de la vidange.	98
Tableau IV.7	Facteur de sécurité critique calculé par les trois méthodes pour le premier et septième et quinzième jour de la vidange	105
Tableau IV.8	Facteur de sécurité pour Les contraintes effectives ……..	107

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Selon plusieurs définitions rencontrées en littérature géotechnique et hydraulique , un barrage est un obstacle artificiel au moyen duquel on crée une retenue d'eau, généralement, en coupant un cours d'eau. Un barrage est un ouvrage d'art destiné à réguler le débit et/ou à stocker de l'eau, notamment pour le contrôle des crues, l'irrigation, l'industrie, l'hydroélectricité, la pisciculture, et considéré comme une réserve d'eau pour les besoins industriels et domestiques. En fonction de leurs types de structure, les barrages sont principalement divisés en quatre types : barrage-poids, barrages à contrefort, barrages-voûtes et les barrages en remblai. Les barrages en remblais sont appréciés en raison de leur rentabilité économique. Ils sont en mesure de collecter de grands volumes d'eau et leur aptes à reposer sur des fondations de qualité médiocre. Il existe deux types de barrages en remblai : barrages en enrochement et barrages en terre. Dans cette étude, le barrage en terre « **CHAABAT EL BEY2** » sera le cas à étudier. Où nous nous intéresserons aux stabilités des talus de ce barrage. La surface de glissement est fortement influencée par la présence d'eau. L'introduction de la surface phréatique dans la zone de glissement conduit à une diminution du coefficient de sécurité. Notons dès lors que les glissement des talus et les endommagements des barrages montrent que l'érosion interne, provoquée par des infiltrations dans le corps et la fondation du barrage, représente un risque sérieux pour la sécurité et la stabilité, des digues du barrage. Les écoulements à travers le corps du remblai et la vidange/remplissage du réservoir peuvent engendrées des tassements et des déformations importants. Par conséquent, il est nécessaire pour la sécurité de la digue de vérifier la stabilité du barrage dans trois cas différents à savoir : pendant et à la fin de construction, l'exploitation normale de retenu et pendant la vidange rapide de retenue.

Afin de vérifier la stabilité de cette retenue (collinaire) pendant l'exploitation, il est nécessaire de comprendre le degré d'infiltration par la détermination de la ligne de saturation du remblai du barrage qui, est en réalité confondue avec la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique de l'eau au sein du massif est nulle. Cette dernière est appelée ligne phréatique et représente le niveau de la surface libre dans le corps du barrage, elle représente exactement, la limite entre la partie sèche/humide et la partie saturée d'eau du barrage.

Cependant, pour bien mener cette étude, nous avons protégé de notre travail en quatre chapitres :

- ✓ Le premier chapitre concerne une recherche bibliographique sur les différents type de barrage

- ✓ Le second chapitre présente le barrage « **CHAABAT EL BEY2** » sous différents ongles ;
- ✓ Le troisième chapitre est consacré aux différentes méthodes de calcul de stabilité des talus de barrage
- ✓ Le dernier chapitre donne les calculs de l'application de ces méthodes ainsi que l'interprétation des résultats.

CHAPITRE I

SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES BARRAGES EN TERRE

CHAPITRE I

SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES BARRAGES EN TERRE

I.1 INTRODUCTION

Les barrages sont des ouvrages en remblais ou en béton établis en travers d'un lit de cours d'eau entre l'amont et l'aval. On appelle barrages en terre tous les barrages en remblais construis avec des matériaux unique. La disponibilité des matériaux locaux à proximité du site fait que la solution barrage en remblais est intuitivement choisie par rapport aux autres types de barrages considérés rigides ils s'adaptent difficilement aux assises non rocheuses. Dans ce premier chapitre, les types et les principaux éléments constitutifs d'un barrage en terre seront présentés, suivi par la définition des méthodes de dimensionnement des ouvrages qui assure l'étanchéité du barrage et se terminera par une petite recherche bibliographique sur les risques qui peuvent menacer la sécurité d'un barrage.

I.2 CLASSIFICATION DES BARRAGES EN TERRE

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

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

Les barrages en terre compactés peuvent être divisés en trois principaux types: les barrages en terre homogène, les barrages à noyaux étanches et les barrages à masques amont.

I.2.1 Barrage en terre homogène

Le barrage en terre homogène est constitué d'un massif en terre compactée imperméable, muni d'un dispositif de drains dans sa partie aval et d'une protection mécanique contre l'effet du batillage dans sa partie amont.

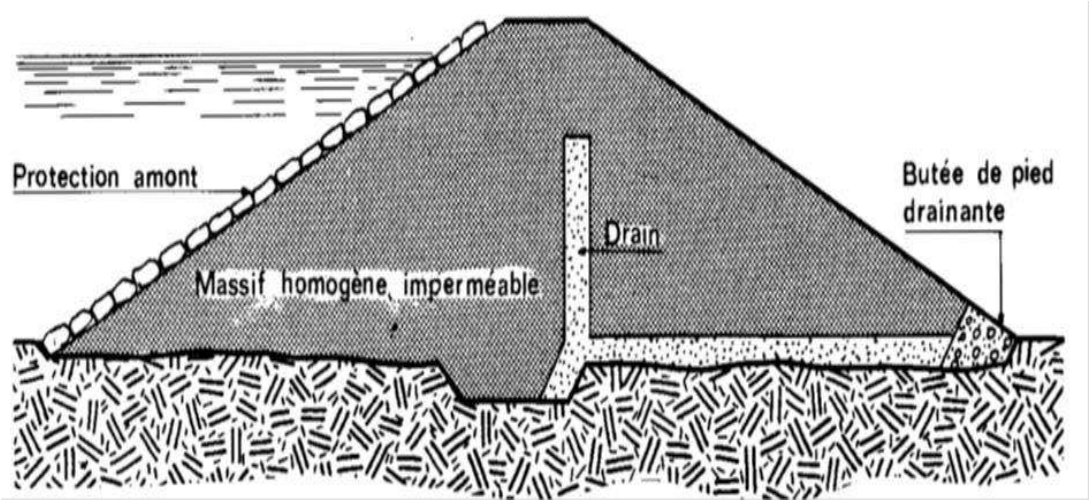


Figure I.1 : Barrage en terre homogène avec drain vertical.

Leur simplicité a permis de développer une technique de réalisation bien maîtrisée tout en assurant une grande sécurité ; néanmoins ce type de barrage est surtout adopté pour la réalisation de retenue collinaires et de petits barrages.

I.2.2 Barrages en terre à noyau étanche

Souvent l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place ou leurs caractéristiques géotechniques ne permettent pas d'envisager une digue homogène étanche.

Dans ce cas, une solution couramment adoptée consiste à concevoir un massif en plusieurs zones, dont chacune est constituée d'un matériau différent suivant le rôle que doit jouer chaque zone. La fonction d'étanchéité est assurée par un noyau étanche réalisé en matériau argileux qui pourra être placé en amont du barrage ou au centre de celui-ci.

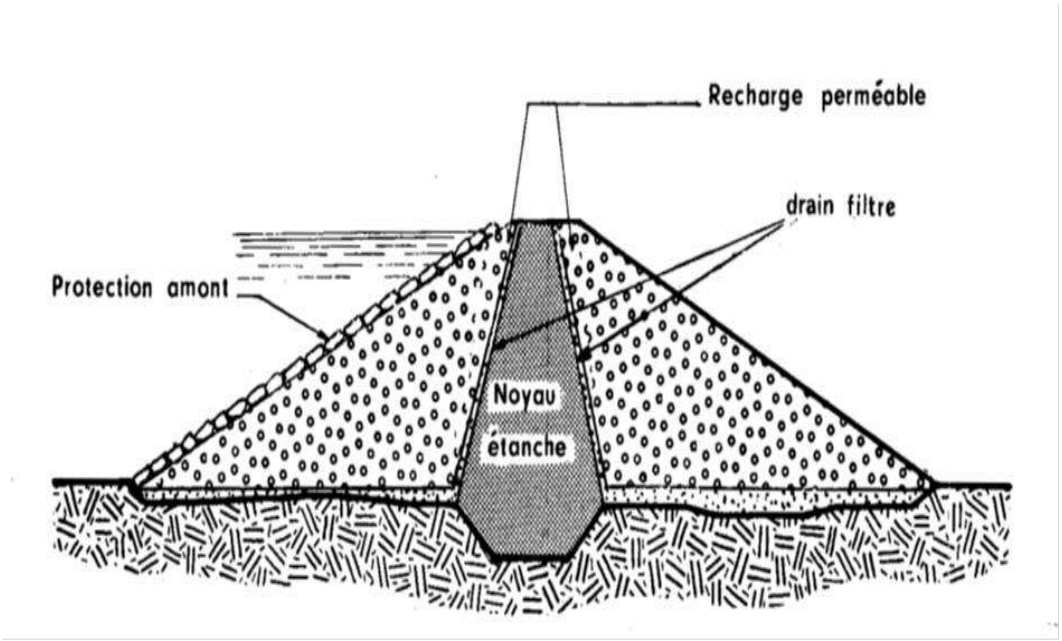


Figure I.2 : Barrage en terre à noyau central

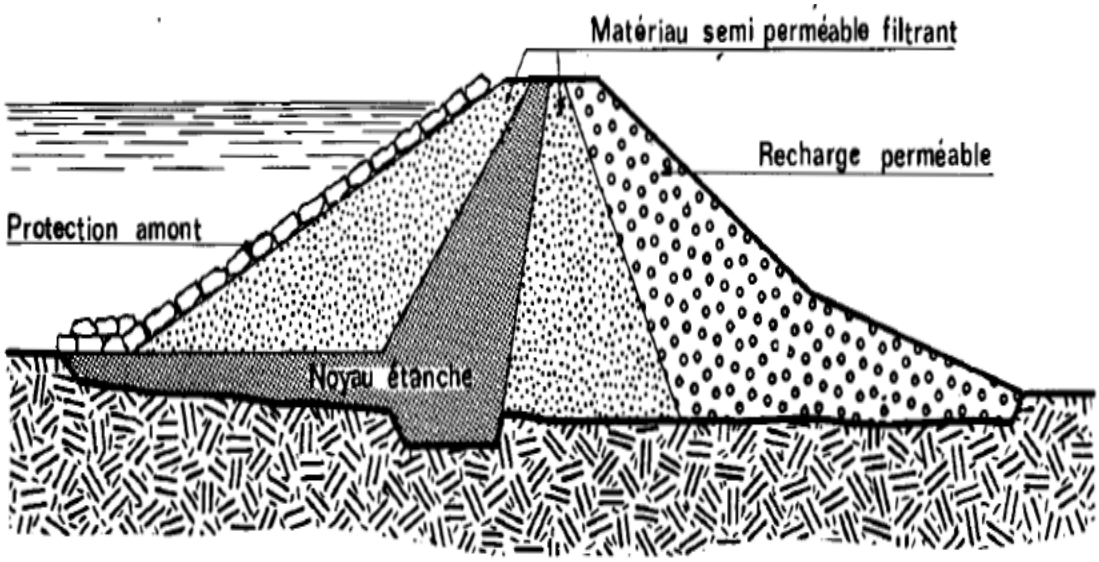


Figure I.3 : Barrage en terre à noyau amont

Diaphragme interne

Si l'on ne dispose pas de matériaux argileux pour réaliser un noyau assurant l'étanchéité, on peut recourir à la solution de diaphragme central qui est généralement exécuté sous forme d'une paroi moulée en béton armé ou en béton d'argile.

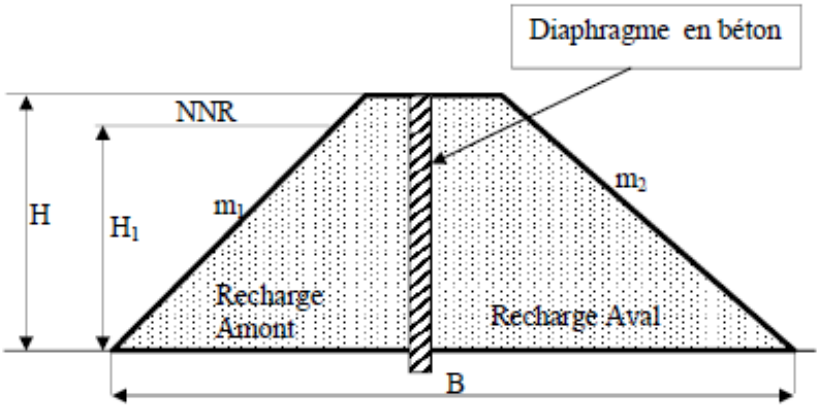


Figure I.4 : Diaphragme interne.

I.2.3 Barrages en terre à masque amont

La réalisation d'un noyau étanche peut présenter des difficultés telles que le manque de matériaux convenables; la difficulté de mise en œuvre, etc. On devra comparer alors cette technique à celle d'une digue homogène à masque amont étanche.

Le masque amont est une paroi étanche plaquée sur le talus amont du barrage. Il existe de nombreuses natures de masque étanche telles que le béton de ciment ou bitumineux, chapes préfabriquées, membranes souples etc.

Le masque amont repose en général sur une couche d'éléments fins drainants et peut nécessiter suivant sa nature, une couche de protection.

Le masque amont présente l'avantage de pouvoir être exécuté après l'édification du remblai et de pouvoir être réparé aisément. Il est par contre plus exposé aux agressions extérieures (mécaniques, thermiques, etc.) et il est par conséquent plus fragile que le noyau interne.

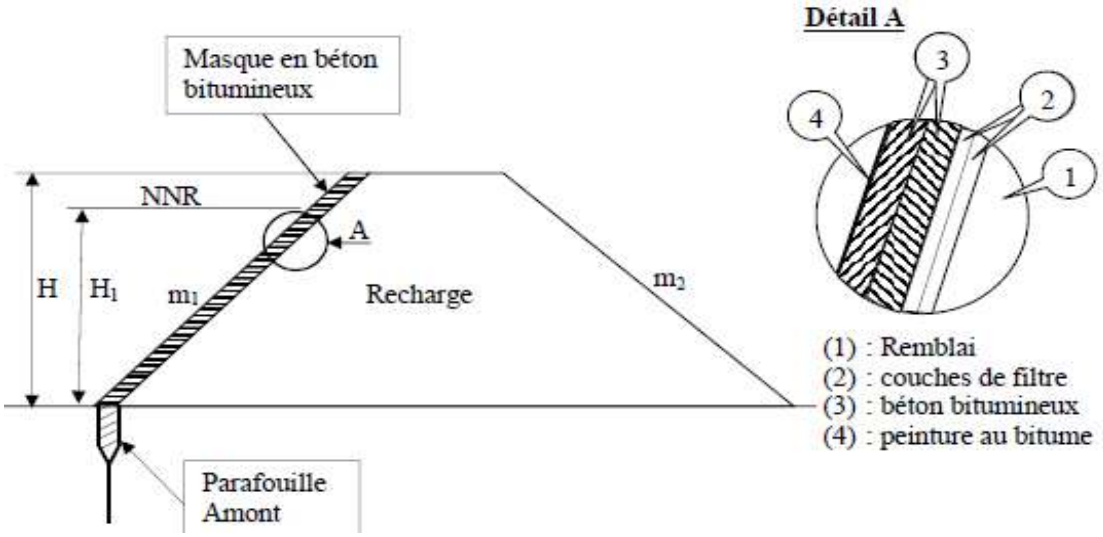


Figure I.5 : Masque amont en béton bitumineux.

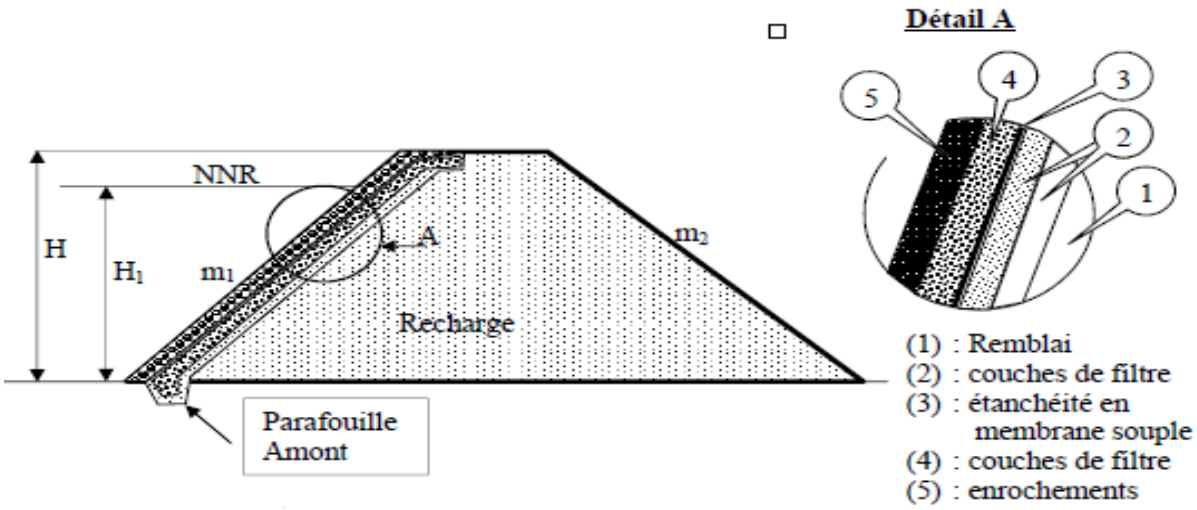


Figure I.6 : Masque en membrane souple.

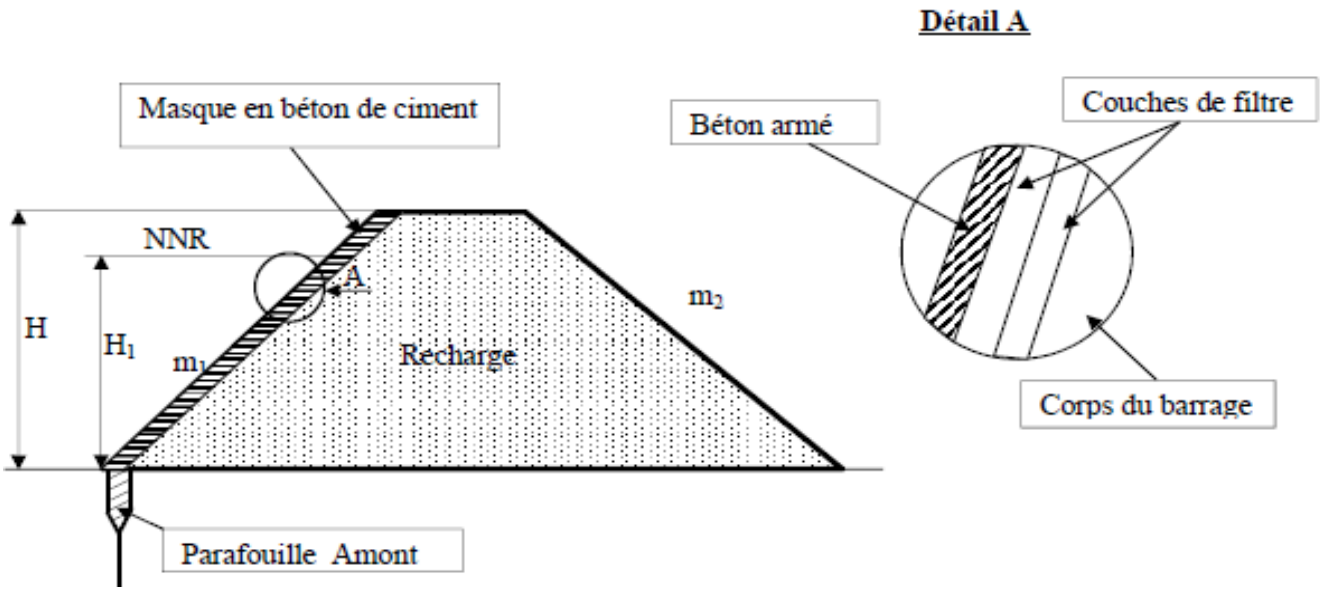


Figure I.7 : Masque amont en béton de ciment.

I.3 Etanchéité des fondations des barrages en terre

Lorsque les fondations du barrage sont imperméables, il suffit d'assurer la liaison entre le massif du barrage et sa fondation en réalisant un ancrage du dispositif d'étanchéité pour empêcher les infiltrations suivant la ligne de contact entre le barrage et sa fondation. Dans le cas où les fondations sont perméables, leur traitement est indispensable pour les rendre étanches. Ce traitement est fonction de la nature des matériaux les constituant et de leurs profondeurs.

I.3.1 Clé d'étanchéité

C'est une tranchée remplie de matériaux assurant l'étanchéité du massif, qui doit recouper la couche perméable et s'ancrer dans le substratum imperméable. Cette solution est adoptée lorsque l'épaisseur de la couche imperméable n'est pas très grande car l'exécution de la tranchée et son remblayage se fait d'une manière mécanique.

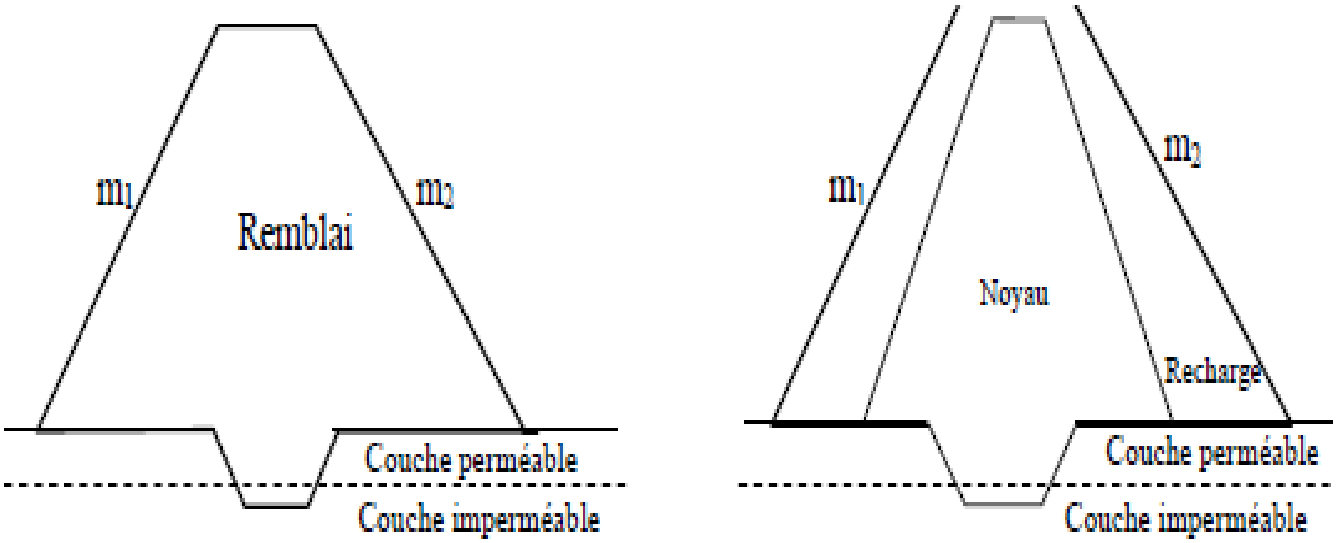


Figure I.8 : Clé d'étanchéité.

I.3.2 Paroi moulée

On appelle paroi moulée un écran vertical construit à partir de la surface des fondations par excavation sans blindage et rechargé de coulis auto-durcis sable de bentonite avec ciment ou en béton plastique.

Cette technique est envisagée dans les terrains meubles et dans les fondations rocheuses grâce à de nouvelles techniques appelées hydro fraise**.**

Elle peut entraîner des désordres s'il se produit des déplacements importants, comme le poinçonnement inverse du remblai dans le cas d'un fort tassement de la fondation meuble. Si cette paroi est située au pied amont du remblai, elle peut subir un cisaillement important dans sa partie supérieure.

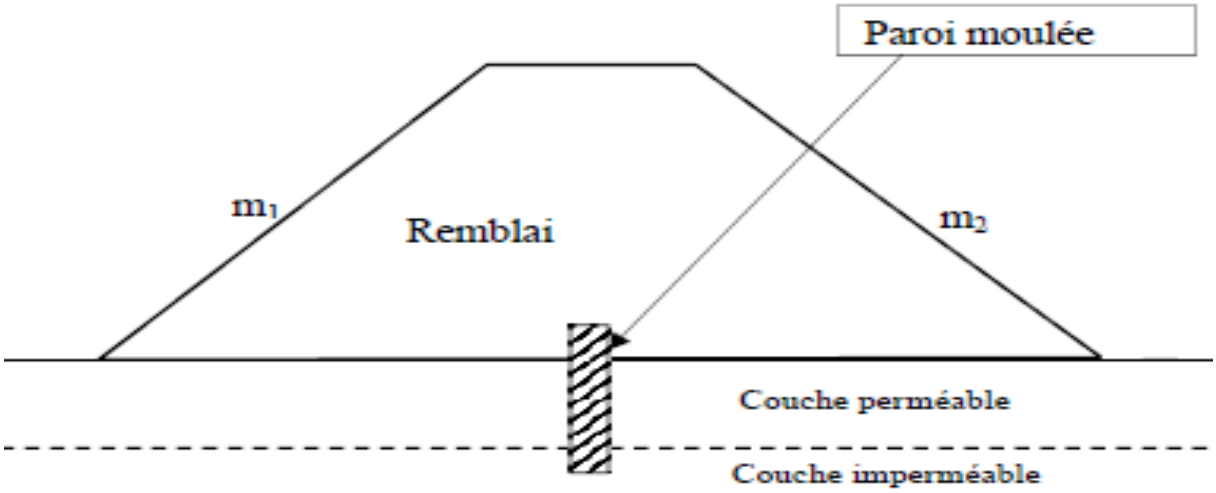


Figure 1.9 : Paroi moulée.

I.3.3 Traitement des fondations par injection

L'injection consiste à faire pénétrer dans un milieu plus au moins perméable un matériau pompable appelé coulis d'injection. L'injection s'effectue généralement par des forages réalisés dans le milieu à traiter et a pour but le plus souvent d'en améliorer la résistance mécanique et de réduire sa perméabilité.

Les injections sont utilisables aussi bien dans le cas d'une fondation meuble que dans celui de massifs rocheux plus ou moins fissurés. Les produits d'injection étant adaptés au matériau traité'coulis de bentonite et ciment, coulis spéciaux'. La coupure comporte les plus souvent trois lignes de forages, comme l'injection ne peut être efficace en surface, soit on recoupe les premiers mètres injectés par une clé d'étanchéité, soit on traite à partir d'une certaine hauteur de remblai.

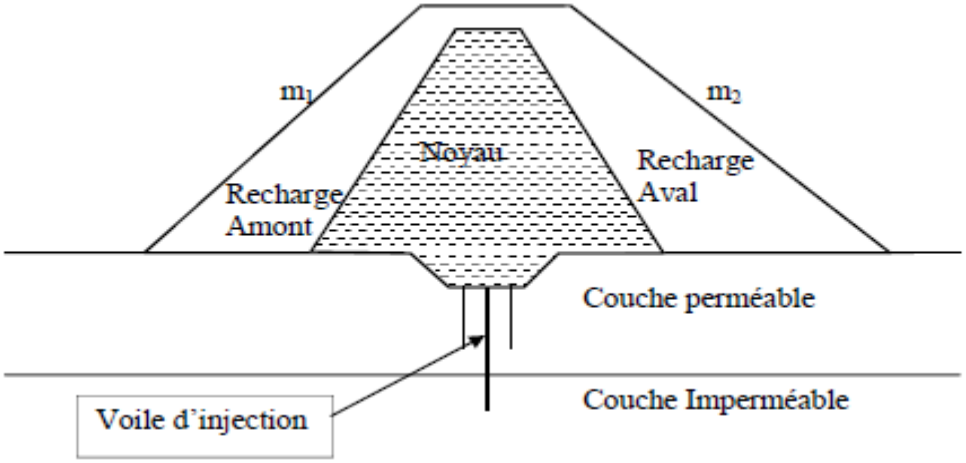


Figure I.10 : Voile d'injection.

I.3.4 Tapis d'étanchéité amont

Lorsque l'étanchéité de la retenue ne peut pas être réalisée par une coupure au droit du barrage, la solution consiste à étancher la cuvette totalement ou partiellement à l'aide d'un tapis en matériaux argileux compactés. On peut adjoindre aux matériaux argileux des produits d'étanchéité, des polymères synthétiques et de la bentonite pour améliorer son efficacité.

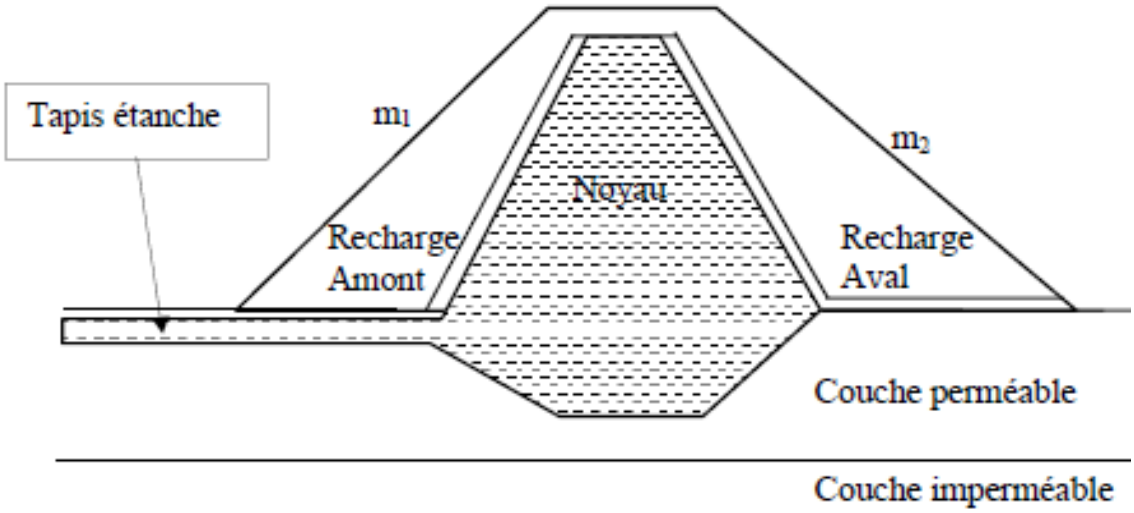


Figure I.11 : Tapis d'étanchéité

I.4 Utilité des barrages

Les barrages sont des ouvrages considérés comme un réservoir pour le stockage de l'eau ils peuvent aussi servir à plusieurs objectifs:

- ✓ Produire de l'électricité à partir d'une énergie renouvelable, celle de l'eau, avec des usines hydroélectriques accolées au barrage ou situées plus bas dans la vallée et alimentées par des conduites forcées;
- ✓ Créer des réserves d'eau pour l'alimentation en eau potable des villes. L'eau peut également être nécessaire pour des besoins industriels;
- ✓ Irriguer des zones agricoles ayant de gros besoins en eau lors des périodes sèches;
- ✓ Alimenter en eau les canaux;
- ✓ Maintenir dans les rivières un débit minimum suffisant lors des étiages, pour assurer à la fois une qualité écologique satisfaisante des rivières et permettre les

prélèvements par pompage à l'aval (pour des besoins d'alimentation en eau, d'irrigation…);

- ✓ Réduire l'effet des crues en retardant l'eau grâce au stockage dans la retenue qui se remplit pour la relâcher après le passage de la crue.

I.5 PROFIL GENERAL DES BARRAGES EN TERRE

La géométrie des retenues est caractérisée par des paramètres classiques définis de façon conventionnelle.

I.5.1 Hauteur Du Barrage :

La hauteur totale du barrage sera égale à la hauteur normale de la retenue des eaux majorée de la charge maximale au-dessus du seuil du réservoir de crues et de la revanche.[1]

$$H\ totale\ du\ barrage = H\ morte + H\ utile + H\ forcé + H\ revanche + t\ tassement \quad [4]$$

Pour calculer les $H\ morte, H\ utile, H\ forcé$ il faut d'abord déterminer le volume mort, volume utile et le volume forcé et on utilisant la courbe capacité-hauteur.

I.5.1.1 Capacité d'une retenue

La détermination de la capacité de la retenue passe par le calcul des différents volumes qui la caractérisent. Ces derniers ne sont déterminés qu'après avoir délimité sur cartes topographiques le bassin versant au droit du site et la limite supérieure de la cuvette. Chaque volume a un niveau caractéristique, à savoir :

- Niveau du Volume Mort NVM
- Niveau Normal de la Retenue NNR ou NVU
- Niveau Forcé Maximum ou Niveau des Plus Hautes Eaux: NFM ou NPHE
- Niveau de crête de la retenue NCR

Ces différents niveaux sont déterminés suivant des critères techniques, économiques et d'exploitation bien définis.

a. Niveau du Volume Mort NVM

C'est plus bas niveau d'eau dans une retenue. Le volume d'eau se trouvant entre la côte du NVM et celle du lit d'oued NLR, s'appelle volume mort.

Il est destiné à être rempli par les matériaux en suspension et charriés par l'Oued. C'est à son niveau que l'évacuateur de fond est implanté. Ce dernier sert aussi bien pour la vidange de la retenue que pour chasser la vase lors des crues.

b. Niveau Normal de la Retenue NNR

Le volume normal de la retenue correspond au niveau de la retenue remplie. La capacité à la côte NNR est égale à la somme du volume mort et du volume utile (pertes comprises). La capacité utile est le volume destiné à satisfaire la consommation.

c. Niveau Forcé Maximum NFM ou NVF ou NPHE

Ce niveau est observé seulement pendant la période de l'évacuation des crues. Il ne doit jamais être dépassé. Le volume compris entre le NFM et le NNR s'appelle capacité forcée. Ce volume est évacué par l'évacuateur de surface et même celui du fond en cas de nécessité tout en surveillant le NNR.

d. Niveau de Crête de la Retenue NCR

Ce niveau est déterminé après avoir calculé les différents volumes de la retenue et en ajoutant une certaine réserve au-dessus du niveau statique qu'on appellera **REVANCHE .**Dans le calcul de la revanche, il est tenu compte de la hauteur de déferlement des vagues et du tassement de l'ouvrage dans le temps.

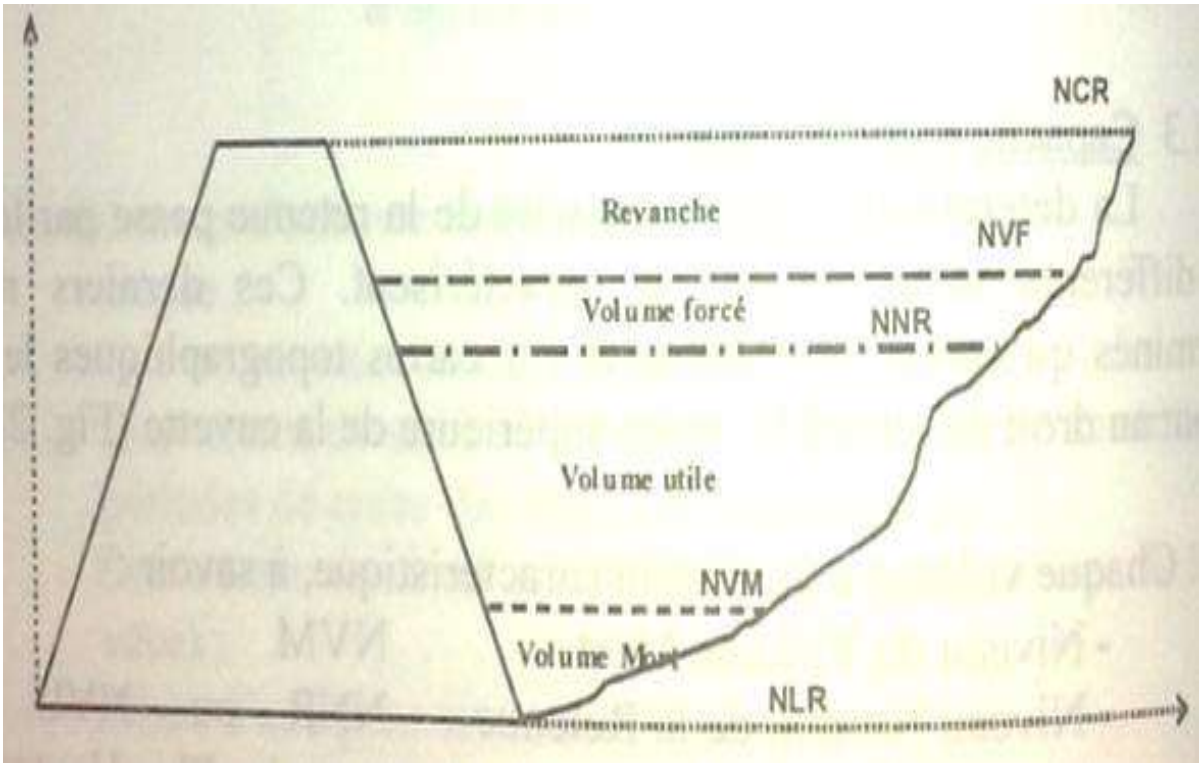


Figure 1.12 : Coupe transversale de la digue

I.5.1.2 La revanche

C'est la distance verticale entre la crête de la digue (sans courbure) et le plan d'eau de la retenue. Le terme le plus spécifique est "normal". La revanche est définie comme la différence de niveau entre la crête et le niveau normal des eaux (NNE), qui est fixé par les calculs. Le terme minimum se rapportant à la revanche minimale est défini comme étant la différence des niveaux entre la crête de la digue et le plan d'eau maximal atteint par la retenue, due à la crue catastrophique. La différence entre la revanche normale et la revanche minimale représente la surcharge d'eau (la charge d'eau).

Si le déversoir n'est pas contrôlé, il y a toujours une surcharge. Si le déversoir est vanné, il est possible que la revanche normale et la revanche minimale soient confondues. La distinction est faite entre les revanches normale et minimale, quand la surcharge est inconnue.

- **Calcul de la revanche**

Le calcul de la revanche passe par la connaissance de la hauteur des vagues qui est fonction du fetch et de la vitesse des vents. Il existe plusieurs méthodes pour sa détermination.

A. Formule GAILLAR ET STEVENSON

$$R = 0.75\,H + \frac{V^2}{2g}$$

Il existe de nombreuses formulations théoriques de la hauteur des vagues. Par exemple, celle de Molitor calcule la hauteur h des vagues en fonction de la vitesse v du vent (en km/h) et du fetch F (en km)

Avec : $pour\ F < 30\ Km \qquad H = 0.76 + 0.032\sqrt{vF} - 0.26\sqrt[4]{F}$

$pour\ F \geq 30\ Km \quad H = 0.32\sqrt{vF}$

H = hauteur des vagues en m.

v = vitesse du vent en Km/h.

F = largeur du plan d'eau suivant laquelle le vent souffle fréquemment en direction du barrage appelée fetch en Km.

Les valeurs de la formule sont données comme suit :

Avec $V = 1.5 + 2H$

V = vitesse de propagation des vagues en m/s.

H= hauteur des vagues en m. L'effet de projection des vagues vers le haut du parement peut être évalué en calculant $\frac{V^2}{g}$, g étant l'accélération de la pesanteur (g = 9,81 m/s^2).

B. Formule de Mallet et pacquant:

$$R = H + \frac{V^2}{2g}$$

Avec : $H = \frac{1}{2} + \frac{1}{3}\sqrt{F}$

Et $V = \frac{3}{2} + \frac{2}{3}H$

C. Formule de l'U.S.B.R.

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

$$Vv = 1{,}5 + 2hv$$

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

I.5.1.3 Calcul des tassements d'un barrage en terre

Pour les barrages dont la hauteur ne dépasse pas 20 m on peut préalablement prendre le tassement égale à (0.5 -1.5) % de la hauteur du barrage.

Pour les petits barrages on calcule le tassement d' après la formule :

T= 0.01 Hb où

T=Tassement de la crête du barrage.

Hb = Hauteur total de barrage.

I.5.2 La crête:

La largeur en crête d'un barrage en terre doit être suffisante pour qu'il n'y ait pas de circulation d'eau importante dans le barrage près de son couronnement lorsque la retenue est pleine. Elle doit également permettre la circulation des engins pour la finition de l'ouvrage et ultérieurement pour son entretien.

Pratiquement la largeur en crête d'un barrage en terre n'est jamais inférieure à 3 m. Pour les ouvrages de hauteur supérieure à 9 m, on adopte souvent une largeur égale au 1/3 de la hauteur.

Détermination de la largeur de la crête

Parfois on calcule également la largeur en crête b par les formules :

-T.T.KNAPPEN $b=1{,}65\times H^{0,5}$

-E.F.PREECE $b=1{,}1\times H^{0,5}+1$

-PRATIQUE $b=(5/3)\times H^{0,5}$

-SIMPLIFIEE $b=3{,}6\times H^{1/3}-3$

En étant:

b : la largeur de la crête et **H :** la hauteur du barrage.

I.5.3 Pente des talus :

La largeur à la base d'un barrage en terre est déterminée par la pente des talus des parements. Les valeurs des pentes habituelles sont comprises entre 1/3 et 1/1,5, ce qui donne à ces ouvrages des épaisseurs à la base très importantes (par exemple, 600 m pour 100 m de hauteur). La pente des talus est souvent plus faible à la base de l'ouvrage.

Si le sol de la fondation n'est pas moins solide que le sol du corps du barrage, la pente des talus du barrage de remblai peut-être pris comme suit:

Tableau I.1 : Hauteur du barrage et la pente du talus

Hauteur du barrage (m)	**Type du barrage**	**Fruit des talus**	
		Amont m1=cotα1	**Aval m2=cotα2**
H<5	- Homogène	2,5	2
	- A zones	2	2
5<H<10	- Homogène granulométrie étendue	2	2
	- Homogène à fort % d'argile	2,5	2,5
	- A zones	2	2,5
10<H<20	- Homogène granulométrie étendue	2,5	2,5
	- Homogène à fort % d'argile	3	2,5
	- A zones	3	3
H ≥20	- Homogène granulométrie étendue	3	2,5
	- A zones	3	3

Pour les barrages de grand hauteur on établit les bermes avec un écartement vertical de10-15m .La largeur des bermes n'est pas inférieure à1-2 m .Si les bermes sont utilisées pour la voie de communication, leur largeur n'est pas inférieur à 3m .Les bermes permettent de diminuer la pente moyenne des talus et d'améliorer la condition de la stabilité.

I.5.4 Bermes

A) Talus amont :

Une berme est projetée au niveau du parement amont, afin de permettre d'effectuer les contrôles, les réparations et augmenter la stabilité des talus

B) Talus aval :

La berme du talus aval sert à l'évacuation des eaux de ruissellement.

I.5.5 Revêtements du talus

Ils protègent les talus contre l'action des vagues (en amont) et de la pluie (en aval).

Le talus aval est généralement recouvert de terre végétale et engazonné, ce qui lui permet de mieux résister à l'érosion due à la pluie. Le talus amont est souvent protégé de l'effet d'érosion des vagues. Cette protection prend la forme d'enrochements, d'un perré maçonné, de dalles en béton. Il ne s'agit en aucune façon d'un masque étanche similaire à celui des barrages en enrochements.

Le talus amont est protégé par une couche d'enrochements appelée « rip-rap », le projet doit notamment préciser la dimension des enrochements. La littérature propose de nombreuses formules. Le tableau **I.2** indique, en fonction de la hauteur h des vagues, l'épaisseur d'enrochements (mesurée perpendiculairement au parement) le diamètre d_{50} tel que 50 to en poids des blocs aient un diamètre supérieur ou égal à d_{50}.

Tableau 1.2 Epaisseur d'enrochement

Hauteur des vagues h (m)	Epaisseur e (m)	D50 des blocs (m)
0.30	0.30	0.20
0.55	0.40	0.25
0.80	0.50	0.30
1.05	0.60	0.40
1.30	0.70	0.45
1.55	0.80	0.50

Les épaisseurs du rip-rap varient de 0,5 m à 1 m. Un géotextile ou une couche de sable et gravier assure la transition avec le remblai.

1.5.6 Écrans et tapis d'étanchéité

On doit construire ces derniers de préférence avec des sols argileux. Les écrans en matériaux rigides sont employés très rarement et les tapis d'étanchéité rigides ne sont pas utilisés dans les retenues collinaires et les petits barrages. Les spécifications minimales données pour les écrans par rapport aux épaisseurs, gradients admissibles, ancrage dans la base et surélévation au-dessus du niveau normale de la retenue est le même que celle qui a été posée pour les noyaux. Les écrans doivent être protégés en amont avec une couche d'épaisseur entre1.25 et 2.00 m de matériaux grenus et de filtres afin d'éviter la fissuration. Dans les fondations non rocheuses avec la présence de couches perméables, on peut utiliser le tapis et l'écran combinés comme solution. Ultérieurement on donne quelques critères pour déterminer sa longueur

$$\frac{T}{Ld} < 0.25 \quad \text{étant}$$

T = épaisseur de la base perméable.

Ld= longueur du tapis où

Ld = 2.0 H

Où: H est la hauteur du barrage et Ld = 35% de la longueur totale de la base du barrage

L'épaisseur d'un tapis d'étanchéité doit être déterminée à partir des gradients du flux de filtration, apparus dans le tapis. Ces gradients ne doivent pas être supérieurs à dix (10). L'épaisseur minimale est de 0.50 m. Le tapis d'étanchéité doit être couvert aussi par une couche filtrante ou rocheuse pour éviter la fissuration.

Pour réaliser les dispositifs contre la filtration (écrans, noyaux, tapis, clés d'ancrages) il est nécessaire d'utiliser des sols peu perméables, de préférence argileux, avec un coefficient de filtration Kf < 10-4 cm/comme éléments contre les filtrations dans les ouvrages hydrauliques outre les noyaux, les diaphragmes, les écrans et les tapis d'étanchéité, on utilise d'autres méthodes plus modernes comme Géomembrane ou

Géosynthétique Bentonitique La réalisation d'une étanchéité d'un ouvrage hydraulique par Géomembrane ou Géosynthétique Bentonitique représente une alternative par rapport à d'autres solutions plus traditionnelles telles que le béton ou l'argile.

Dans le cas des retenue collinaires et petit barrage il est nécessaire d'effectuer une étude technique économique ou détaillée de chaque ouvrage et dans les lieux où les matériaux locaux n'aient pas la qualité requise et n'existent pas en quantité suffisante. On peut proposer l'utilisation de ces nouvelles techniques d'imperméabilisation

I.6 Facteurs au choix du site de la retenue

En règle générale on s'efforcera de trouver un emplacement de la retenue du barrage qui tiendra compte des facteurs suivants:

I.6.1 Facteur Topographique

C'est un facteur clé de choix de l'emplacement du lac collinaire. Il ne faut pas établir la retenue dans une vallée plus ou moins profonde où s'écoule un véritable oued. On s'efforcera au contraire de choisir dans les collines latérales des petits vallonnements à « pente douce » où l'érosion est peu active, qui barrés permettront d'obtenir un volume maximal de réserve pour un volume minimal de digue. A titre indicatif, les vallées pourront avoir une pente voisine de 3% en général et rarement supérieure à 8%.

I.6.2 Facteur Géologique et Géotechnique

Le site doit être favorable à la construction d'une retenue imperméable. Il doit assurer une bonne assise à la digue et pouvoir fournir les matériaux nécessaires à sa construction.

I.6.3 Facteur Hydrologique

On s'efforcera d'implanter la digue à l'aval d'un bassin versant dont la superficie sera aussi voisine que possible de celle qui s'avère nécessaire pour assurer le remplissage de la retenue, au moins 8 années sur 10.

Dans le choix du petit bassin, la nature du sol, du couvert végétal, le système de cultures, le chevelu hydrographique, sont d'une grande importance dans les premières investigations.

Dans le choix du petit bassin, la nature du sol, du couvert végétal, le système de cultures, le chevelu hydrographique,..., sont d'une grande importance dans les premières investigations.

I.6.4 Facteur Economique

Le choix du site doit non seulement assurer la sécurité de l'ouvrage, mais conduire également à un prix de revient raisonnable de l'eau mobilisée.

I.7 Les facteurs de risques

Les causes de rupture d'ouvrage peuvent être de différents ordres:

- **Causes techniques**

Peuvent entraîner la rupture d'un ouvrage. 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, la nature des fondations ainsi que l'âge de l'ouvrage vont avoir une influence sur l'apparition de ces problèmes.

- **Causes naturelles**

Les crues exceptionnelles peuvent être à l'origine de rupture des barrages. Ainsi des crues d'intensité supérieure à celle retenue pour le dimensionnement des ouvrages évacuateurs. Les barrages en remblai ne supportent pas la submersion et sont donc plus vulnérable aux débordements. La phase de chantier pour les barrages en construction est une période sensible aux risques de crue, car les ouvrages d'évacuation ne sont pas encore opérationnels.

Les glissements de terrains, soit de l'ouvrage lui-même dans le cas de barrage en remblai, soit des terrains entourant la retenue sont également une cause de rupture. L'ouvrage peut être déstabilisé par un glissement (barrage de Malpasset, 1959) ou bien submergé par la vague engendrée par un glissement en amont de retenue (barrage du Vajont, 1963) (Chauvet R, Royet P., 2000)

Enfin, les séismes peuvent causer des dommages mineurs à ne pas négliger (déformations, tassements, fissures, etc.).

- **Causes anthropiques (humaines) :**

On peut citer les 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….

I.8 Type des accidents affectant les barrages

Une grande partie de l'histoire du développement des barrages en remblai peut être liée à des échecs et les accidents.

Accident : Trois catégories d'accidents sont listées par ICOLD:

- ✓ **Accident Type 1 (A1):**

Accident d'un barrage qui a été utilisé pendant un certain temps mais qui a été empêché de devenir un échec par des mesures correctives immédiates, y compris éventuellement en tirant l'eau.

- ✓ **Accident Type 2 (A2):**

Un accident survenu à un barrage qui a été observé lors du premier remplissage du réservoir et qui a été empêché de devenir une défaillance par immédiate mesures correctives, y compris éventuellement l'épuisement de l'eau.

- ✓ **Accident Type 3 (A3):**

Accident d'un barrage pendant la construction, c'est-à-dire le règlement des fondations, effondrement des pentes latérales, etc., qui ont été notés avant que toute l'eau était saisie et lorsque les mesures correctives essentielles ont été mises en œuvre, et sécurité du réservoir remplie par la suite.

Défaillance: effondrement ou mouvement d'une partie d'un barrage ou de sa fondation, de sorte que le barrage ne puisse pas retenir l'eau. En général, une défaillance entraîne la libération de grandes quantités d'eau, imposé des risques sur les personnes ou les biens en aval Incidents aux barrages pendant la construction n'est considérée comme des échecs que lorsque de grandes quantités d'eau étaient involontairement libérées en aval.

I.9 Pratiques d'entretien et de surveillance

Un bon entretien du barrage permettra de freiner son vieillissement et donc d'augmenter sa longévité. Une surveillance régulière est indispensable pour détecter à temps tout phénomène nouveau et suivre les phénomènes évolutifs afin de prendre les mesures qui s'imposent. Au-delà des considérations de responsabilité, l'objectif de conserver l'ouvrage en bon état justifie à lui seul la surveillance et l'entretien réguliers.

- ➢ Surveiller visuellement et régulièrement l'ouvrage
- Visites de surveillance périodiques

- Périmètre de l'ouvrage
- Périmètre entretenu

• Au niveau du parement amont du barrage (côté plan d'eau)

- Talus correct sans végétation.
- Anti batillage en bon état et absence d'érosion

• Au niveau de la crête du barrage

- Crête rectiligne, herbacée sans fissures ni ornières

• Au niveau du parement aval (extérieur barrage)

- Parement sans arbre bien en herbe, fauche 2 fois/an, sans zone humide.
- Surveillance de l'ouvrage en période de crue

➢ Maintenir en bon état les ouvrages hydrauliques

- Vanne de vidange
- Vanne bien entretenue
- Déversoir
- Seuil bien en retenu
- Evacuateur de crue et coursier
- Bon état et bien entretenu
- Entretenir les abords du coursier (broyage de la végétation arbustive)

➢ Comprendre l'intérêt des consignes écrites et les appliquer

- Apparition d'un glissement de terrain sur le parement aval
- Apparition d'un renard hydraulique sur le parement aval de la digue ou le long de la conduite de vidange
- Ouvertures conséquentes dans la digue dues par exemple à des dégâts de ragondins

I.10 CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons brièvement présenté une synthèse bibliographique sur les barrages en terre.

CHAPITRE II

L'ANALYSE DE STABILITE DES BARRAGES EN TERRE

Chapitre II

L'analyse de stabilité des barrages en terre

II.1 INTRODUCTION

Une fois le barrage mis en exploitation, l'eau commence à s'infiltrer progressivement dans le corps même du barrage et dans ces fondations, et cela quel que soit la qualité des matériaux de construction. Ces infiltrations sont du fait de la charge hydraulique à l'amont du barrage. Les infiltrations doivent être étudiées sous deux aspects différents:

Elles ont pour conséquence des pertes d'eau dont il faut réduire le volume à une valeur déterminée, et considérée admissible.

Elles peuvent compromettre la sécurité, et la stabilité de l'ouvrage si certaines mesures ne sont pas prises contre les risques qu'entraînent le renard et les pressions d'infiltration.

Les infiltrations doivent permettent de déterminer les éléments suivants :

- ✓ la ligne de saturation du massif du barrage ;
- ✓ le débit de fuite ;
- ✓ la pression de l'eau interstitielle dans le massif ;
- ✓ La zone submergée du corps de la digue.

Apres la présentation des différentes méthodes d'identification des infiltrations dans la digue du barrage, on procède aussi dans ce chapitre aux différentes méthodes de calcul de stabilité des talus des barrages en terre.

II.2 Différents états de l'eau dans les sols

L'eau contenue au sein d'une masse de sol se décompose comme suit :

- ✓ en eau de constitution, qui entre dans la composition Chimique des grains
- ✓ en eau liée ou eau adsorbée, étudiée dans le chapitre précédent,
- ✓ en eau interstitielle : eau capillaire et eau libre.

L'eau interstitielle se présente sous forme d'eau libre lorsque le sol est saturé et baigne dans une nappe phréatique. Cette eau est soumise aux lois des écoulements hydrauliques.

L'eau interstitielle est sous forme d'eau capillaire au-dessus de la nappe. L'eau capillaire est équilibre, d'une part sous l'action de la gravité et, d'autre part, sous l'action des forces de : tension qui se développent à l'interface eau/air.

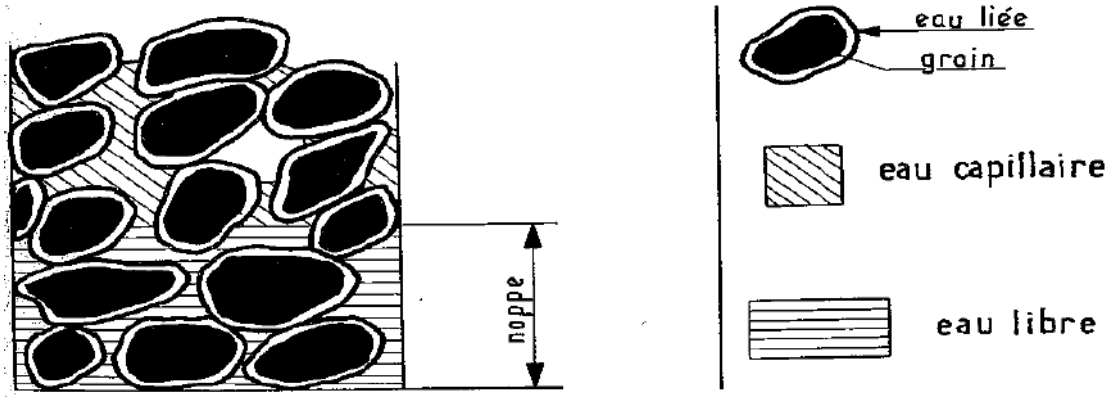


Figure II.1 : Etat de l'eau dans les sols

Les eaux libre et capillaire sont situées dans les pores et interstices du sol. La pression interstitielle est la pression existant dans l'eau interstitielle, en un point quelconque du massif de sol. Elle est positive dans l'eau libre et négative dans l'eau capillaire.

II.3 Écoulements dans un barrage en terre

L'étude des écoulements dans les digues homogènes s'appuie sur les théories de l'écoulement dans les milieux poreux qui font référence à la loi de Darcy.

II.3.1 Ecoulement linéaire-Loi de darcy

Soit q le débit à travers la section S. Par définition, la vitesse de l'eau est : $v = \frac{q}{s}$

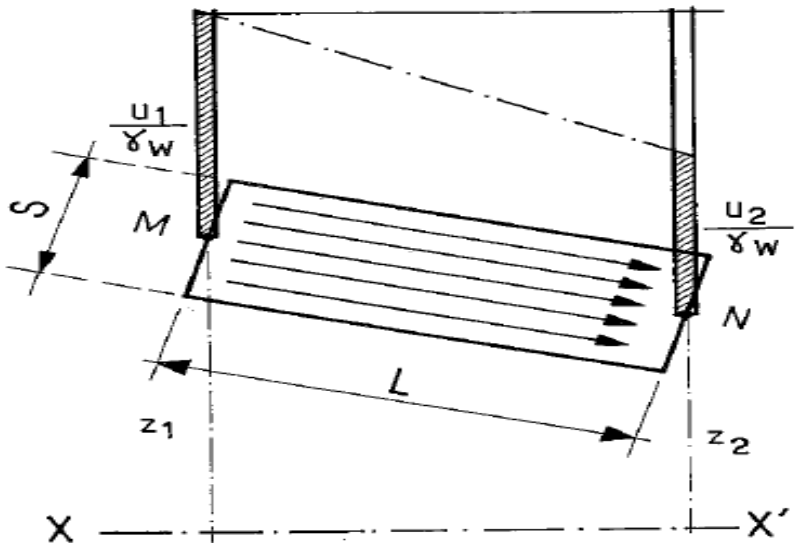


Figure II.2 : Ecoulement linéaire

Il s'agit d'une vitesse apparente puisque, d'une part, l'eau ne circule que dans les pores et la section réelle disponible est réduite à ns (n = porosité) ; d'autre part, les pores ne sont pas rectilignes et l'eau fait de nombreux détours que caractérise la tortuosité du milieu.

$$v = \frac{q}{ns}$$

- **La charge hydraulique**

En hydrodynamique, la charge h en un point désigne la quantité suivante :

$$h = z + \frac{\mu}{\gamma_w} + \frac{v^2}{g}$$

Cette charge s'exprime en mètres d'eau. Elle correspond à l'énergie totale d'une particule d'eau de masse unité :

z : la cote du point par rapport à un plan horizontal de référence (énergie de position).

$\boldsymbol{\mu}$: est la pression de l'eau interstitielle en le point.

v : est la Vitesse de l'eau.

H1 la charge au point M, **h2** la charge au point N

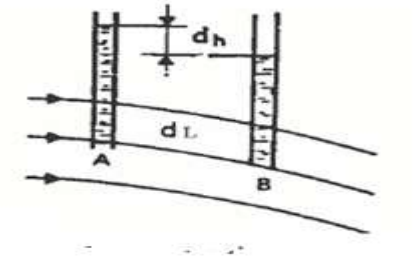
La charge au point M étant toujours h1, désignons par h2 celle au point N. D'après le théorème de Bernoulli :

Si **h1 = h2**, il n'y a pas d'écoulement et la nappe est en équilibre ;

Si **h1 > h2**, il y a écoulement de M vers N et la perte de charge (h1 – h2) correspond à l'énergie Perdue en frottement. La différence de charge est à la fois le moteur et la conséquence l'écoulement

Le gradient hydraulique est la quantité suivante :

$$i = \frac{h_1 - h_2}{L}$$



L= longueur MN.

La loi de Darcy, qui régit les phénomènes d'écoulement dans les sols, s'exprime par la formule : $v = k.i;$ Avec :

v : vitesse d'écoulement en m/s ou en cm/s,

k : coefficient de perméabilité exprimé en m/s ou en cm/s, ou conductivité hydraulique cette constante est fonction du milieu poreux.

Cette perte de charge « i » traduit le frottement exercé par l'eau sur le squelette solide. La poussée d'écoulement qui en résulte est à l'origine de nombreux sinistres (glissement de terrain, formation de renard, …).

Le débit q à travers la section S est donné par : $q = v.s = k.i.s$

II.3.2 Infiltrations dans les barrages en terre

Dans les barrages en terre il existe deux sortes d'infiltration, la première à travers la digue et la deuxième dans la fondation de barrage. Le traitement des infiltrations doit permettre de déterminer les éléments indispensables suivant :

- ✓ **La détermination de la ligne de saturation ;**
- ✓ **La détermination des pressions interstitielles ;**
- ✓ **Le calcul du débit de fuite.**

a) **La ligne de saturation :** du massif du barrage, qui est en pratique confondue avec la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique de l'eau au sein du massif est nulle. Cette dernière est appelée ligne phréatique (Fig 2.3). Cette ligne délimite la partie sèche ou humide de la partie saturée d'eau du barrage.

b) **La pression de l'eau interstitielle :** dans le massif, qui peut être déterminée à partir d'un réseau de lignes équipotentielles, c'est-à-dire de lignes reliant les points d'égal potentiel hydraulique au sein du barrage et des fondations (fig 2.4). La position de la ligne de saturation et la connaissance des pressions interstitielles sont utiles pour le calcul de stabilité de l'ouvrage.

c) **Le débit de fuite dû aux infiltrations :** qui peut s'obtenir à partir du réseau de lignes de courant, orthogonales aux lignes équipotentielles. Ces lignes de courant représentent théoriquement la trajectoire de l'eau à travers le barrage

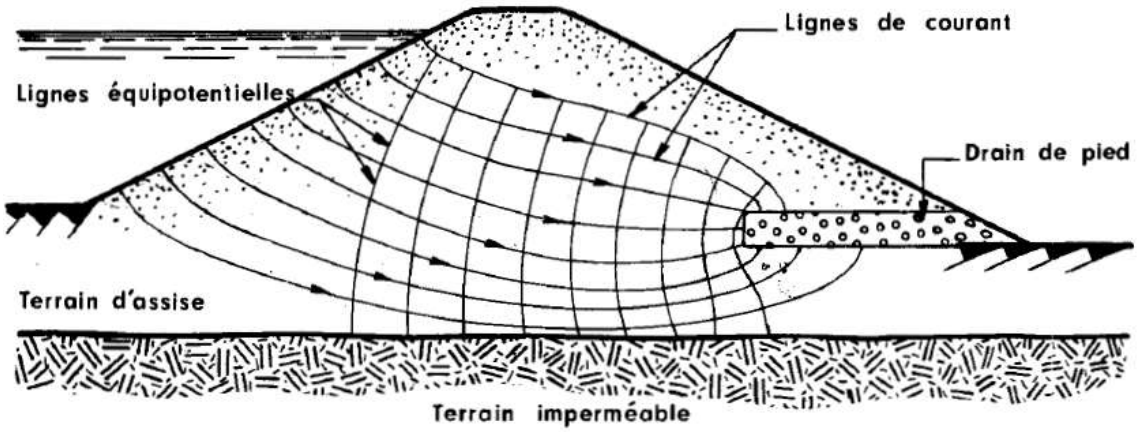


Figure II.3 : Trajectoire de l'eau à traverse le barrage

II.3.2.1 Détermination des équipotentielles et des lignes de courant hydraulique

L'étude des infiltrations consiste essentiellement en la détermination des équipotentielles et des lignes de courant. En un point du barrage, le potentiel hydraulique H peut être exprimé par la somme du potentiel dû à la côte z du point et à la pression de l'eau en ce point exprimée en hauteur d'eau p :

E = p + z

L'écoulement de l'eau d'infiltration dans le barrage et dans ses fondations est régi par la loi de DA RCY :

$$V = K.I$$

Il existe des solutions analytiques assez compliquées pour construire les équipotentielles, qu'on trouve dans des ouvrages spécialisés et qui sont utilisées par certains bureaux d'études. L'étude des infiltrations peut aussi se faire par calcul numérique sur ordinateur, par analogie électrique, ou par une méthode simplifiée basée sur des approximations et des propriétés graphiques du réseau d'écoulement.

II.3.2.2 Calcul numérique

Le calcul numérique sur ordinateur peut résoudre numériquement le problème des infiltrations grâce à des programmes mis au point depuis quelques années. Ces programmes permettent de déterminer la position de la ligne de saturation, de calculer les valeurs du potentiel hydraulique au sein du barrage et de ses fondations, d'évaluer les débits de fuite dû aux infiltrations**. (chap 4).**

a) Méthode graphique

➢ Tracé de la ligne de saturation

KOZENY a montré que, dans un barrage en terre homogène non drainé, la ligne de saturation peut être assimilée dans sa partie médiane à une parabole d'axe horizontal dont le foyer o est situé au pied du parement aval du barrage. L'équation de cette parabole s'écrit :

$$Y^2 - {Y_0}^2 - 2XY_0 \Rightarrow Y = \sqrt{Y_0^2 + 2XY_0}$$

Avec : $Y_0 = \sqrt{H^2 + b^2} - d$;

X et y : coordonnées dans le plan (x, y).

d : Largeur en base du barrage diminuée de 0.7b.

b : Projection horizontale de la partie mouillée du parement amont

(Déterminé graphiquement). $b=m_{am}*H$

H : La hauteur d'eau en amont.

Après avoir calculéY_0, l'équation devient comme suit :

$$Y^2 = Y_0^2 + 2XY_0$$

A partir de cette équation, on peut déterminer les coordonnées de la parabole. La parabole coupe le plan d'eau amont en un point A situé à une distance horizontale de ce parement **AB = 0,3 b.**

Pour obtenir la ligne de saturation à partir de la parabole de KOZENY on raccorde celle-ci au point B du plan d'eau amont par une courbe normale au parement amont en B et tangente à la parabole. En aval on fait aboutir la ligne de saturation en un point D sensiblement situé au 2/3 de OC.

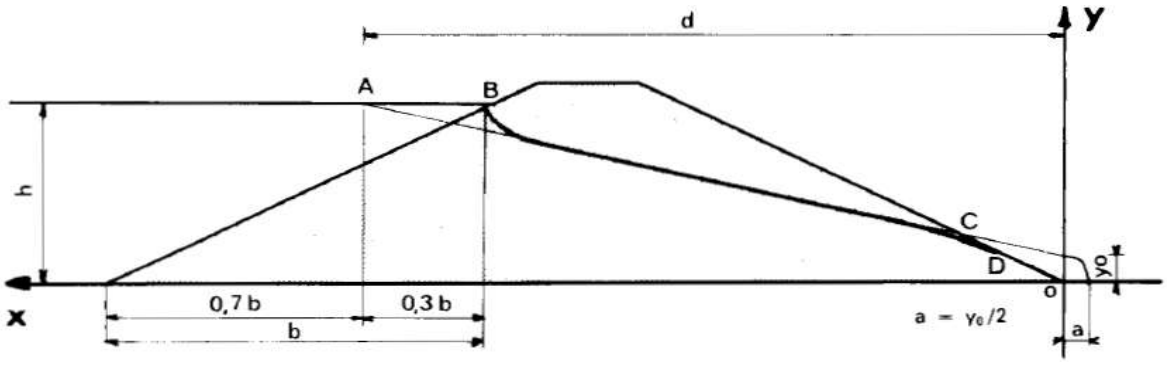
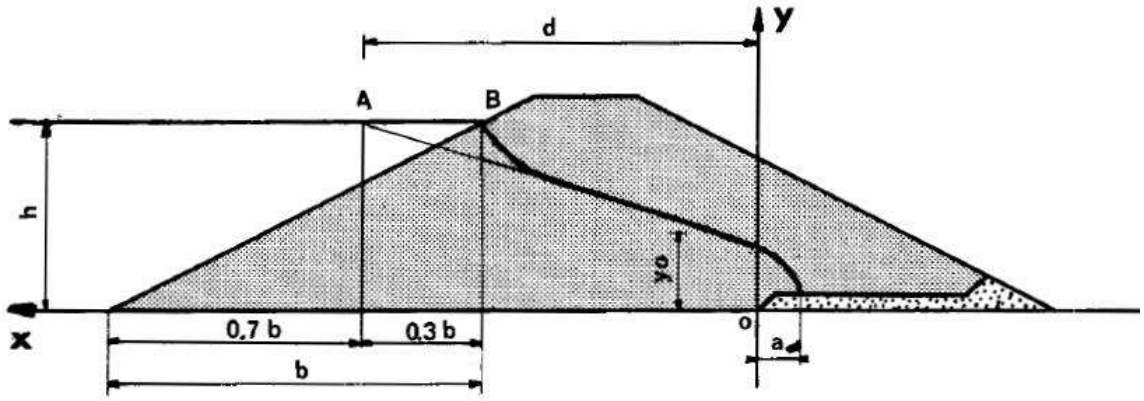


Figure II.4 : Trace de la ligne de saturation (barrage homogène sans drain)

En général les barrages en terre sont munis d'un drain aval qui rabat la ligne phréatique à l'intérieur du barrage. Dans ce cas la parabole de KOZENY a pour foyer l'extrémité amont du drain auquel se raccorde la ligne de saturation. Le raccordement



amont s'opère comme précédemment.

Figure II.5 : La ligne de saturation (barrage homogène avec drain horizontal)

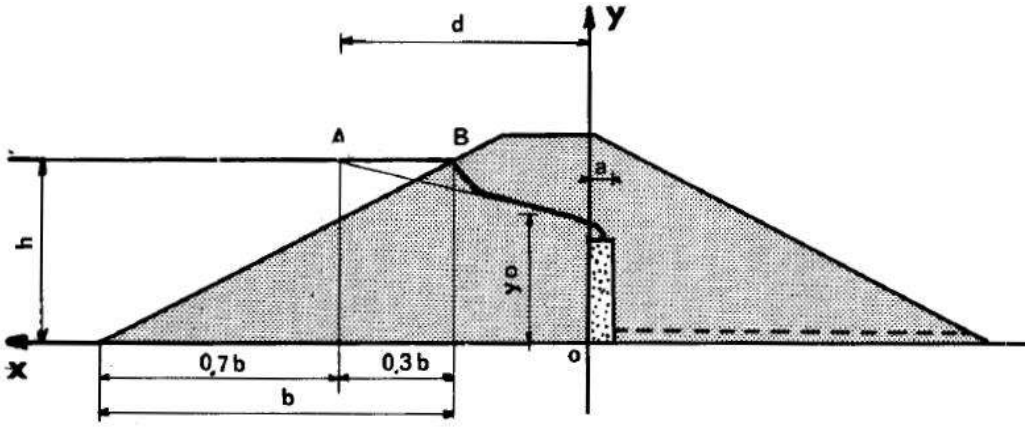


Figure II.6 : la ligne de saturation (barrage homogène avec drain vertical)

b) Tracé des équipotentielles et des lignes de courants

La ligne phréatique, en pratique confondue avec la ligne de saturation, étant tracée, la construction des équipotentielles peut être faite graphiquement. Le parement amont est une équipotentielle. La ligne phréatique ainsi que le contact avec la fondation imperméable sont des lignes de courant. La pression hydraulique étant nulle le long de la ligne phréatique, le potentiel en un point de cette ligne est dû uniquement à la cote de ce point. On construit un certain nombre de points de potentiel, c'est-à-dire de côtes régulièrement décroissant le long de la ligne phréatique**.**

A partir de ces points on trace des éléments de courbes qui se raccordent orthogonalement à la ligne phréatique en ces points et à la ligne de contact avec les fondations imperméables. Ces courbes constituent le réseau d'équipotentielles. On obtient les lignes de courant en construisant le réseau de courbes orthogonales à ces équipotentielles.

On obtient les lignes de courant en construisant le réseau de courbes orthogonales à ces équipotentielles. La construction graphique fig 7 mentionnée concerne le cas de la retenue pleine.

Dans le cas de la vidange rapide fig 8 les lignes se répartissent différemment. Une vidange est dite rapide quand elle se fait en un temps suffisamment court pour que le volume de digue imbibé d'eau reste pratiquement dans cet état, le niveau d'eau amont étant descendu partiellement ou ramené complétement au pied du talus amont.

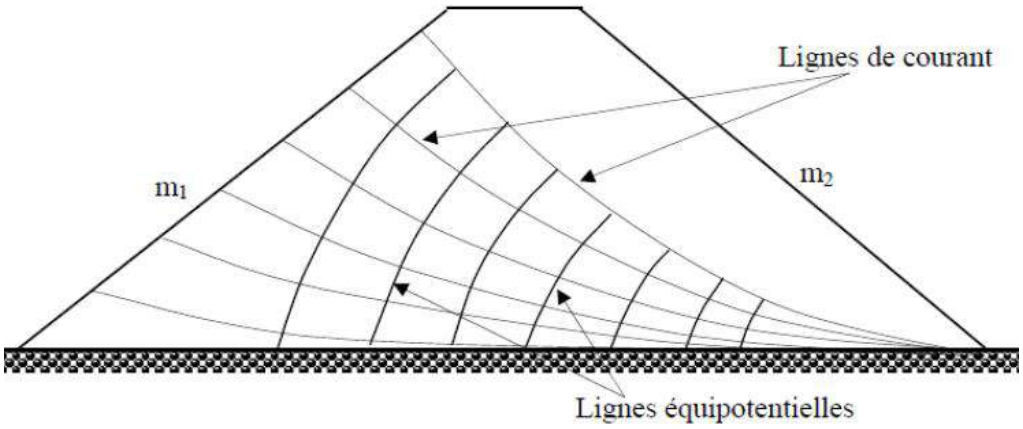


Figure II.7 : Equipotentielles et des lignes de courants dans le cas d'une retenue pleine

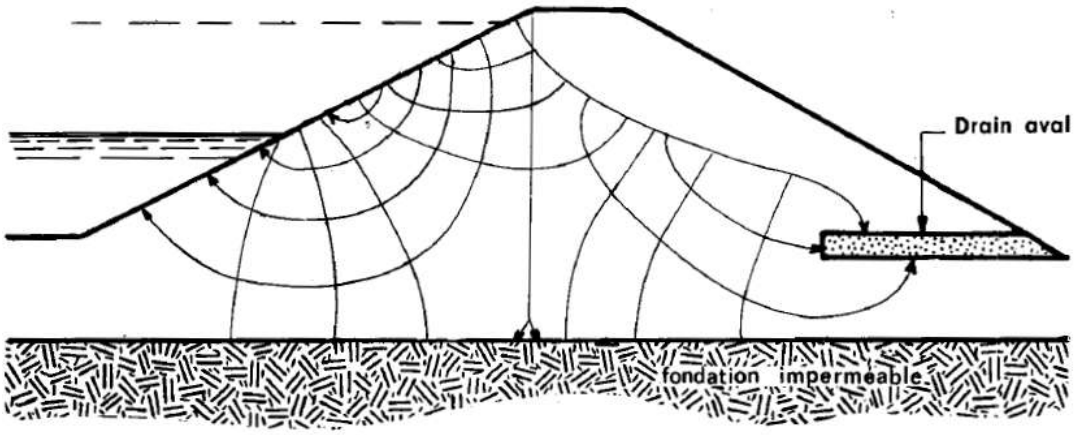


Figure II.8 : Equipotentielles et des lignes de courants dans le cas d'une vidange rapide

II.3.2.3 Calcul du débit de fuite par infiltration :

Connaissant le réseau des équipotentielles et des lignes de courant, on peut évaluer approximativement le débit de fuite.

a) digue :

Le débit de fuite est estimé à partir de la loi de Darcy traduite par l'expression suivante :

$$\boldsymbol{q = A.i.k}$$

q : Débit de fuite en m^3/s ;

i : Gradient hydraulique ;

A : Longueur mouillée sur le parement aval du barrage en m

K : Coefficient de perméabilité (m/s).

le gradient hydraulique est donné par : $\boldsymbol{i = \frac{dy}{dx}}$ **et** $\boldsymbol{A = y.i}$

Donc $q_n = k.y.\frac{dy}{dx}$

Avec $y.\frac{dy}{dx} = y_0$

D'où $q_n = k.\frac{y_0\ m^3}{s}/ml.$

Le débit total à travers le barrage sera : $Q_d = q_n.L_b$

b) **Fondation :**

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

$q_n = K.I.A$

Avec : K : Coefficient de perméabilité.

I: gradient hydraulique. $\boldsymbol{I = \frac{H_b}{H_L}}$.

A : section d'infiltration par unité de longueur. $A = T * 1$, (T=Profondeur du sol de fondation perméable).

D'où $Q_f = q_n.L_b\ m3/s.$

Avec (Hb= charge de la retenue, Lb= L'emprise de barrage).

c) digue+ fondation

Le débit total à travers le barrage est donné par la somme des débits à travers la digue et la fondation.

D'où $$Q_b = Q_f + Q_f \qquad m3/s$$

Calcul de la pression interstitielle

Quand on dispose du réseau d'équipotentielles, il est aisé d'en déduire la pression interstitielle en tout point. Soit à calculer cette pression en M2 fig 10 .A partir de M1 on trace, à l'estime, une courbe équipotentielle s'intégrant dans le réseau. Cette courbe coupe la ligne phréatique (saturation) en un point M1 de potentiel égal à la cote de ce point soit $z_1(u_{M1} = 0)$,L'égalité des potentiels en M2 et M1 s'écrit :

: $z_2 + \frac{\mu_{M2}}{\gamma_W} = z1 \Rightarrow \mu_{M2} = (z_1 - z_2)$.

D'où : la pression interstitielle : $u_{M1} = z_{u0} \cdot \gamma_w = 0$ exprimée en Kpa.

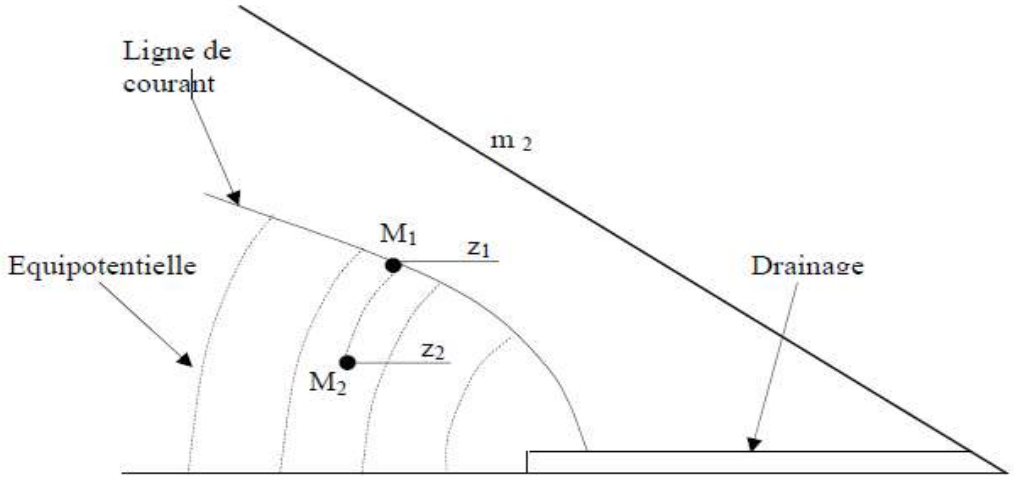


Figure II.9 : Détermination de la pression interstitielle

II.4 Disposition de drainage dans les barrages en remblais

La présence d'une charge hydraulique à l'amont du remblai engendre une infiltration d'eau dans le barrage et ses fondations. Malgré l'attention accordée au dispositif d'étanchéité prévu, ces infiltrations peuvent être nuisibles à la stabilité tant hydraulique que mécanique de l'ouvrage. Pour y remédier on prévoit un dispositif de drainage souvent associé à des filtres.

II.4.1 Drainages.

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

Les conditions des drainages:

a. Avoir une capacité suffisante pour évacuer l'eau de sorte qu'il ne soit pas colmaté.

b. Ne pas permettre l'effet de renard ; c'est pourquoi, on doit avoir une ou plusieurs couches filtrantes.

c. On doit contrôler son fonctionnement.

II.4.2 Les drains

II.4.2.1 Définition

Le drain est un organe fortement perméable incorporé dans le barrage en terre. Il est généralement constitué de graviers et d'enrochements avec des caractéristiques de non altération au contact de l'eau et résistant aux grandes compressions. Il est admis que la présence de drain dans les barrages en terre est indispensable pour leur stabilité. Parfois le drain classique est remplacé par des tuyaux poreux ou perforés en matière souple ou rigide.

Les types de drainages les plus utilisés dans les barrages en terre particulier sont prisme de drainage et prisme de drainage. Il existe d'autres solutions de drainage qui peuvent être utilisées en fonction des caractéristiques et de la complexité de l'ouvrage comme, par exemple, drainages en bande et drainages cheminées ou verticales

II.4.3 Dimensionnement prisme de drainage

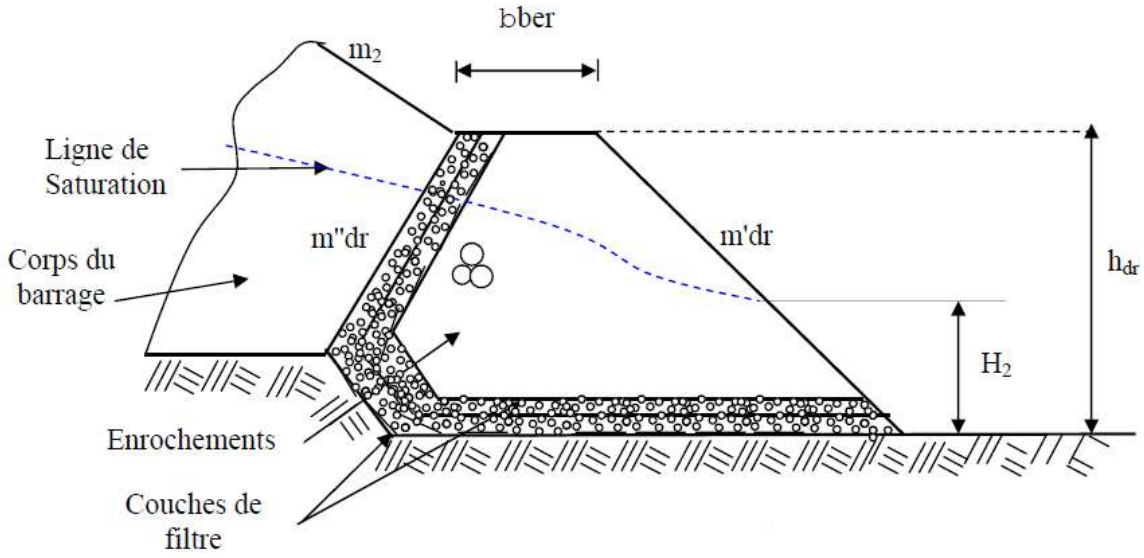


Figure II.10 : Prisme de drainage

Dans la figure, les différentes dimensions sont illustrées à dessous :

B_{ber} : largeur de la berme

H_{dr} : hauteur du prisme de drainage.

m'_{dr} et m''_{dr} : pente des talus aval et amont du prisme de drainage

m_2 : pente du talus aval du barrage.

H_2 : hauteur d'eau à l'aval du barrage.

Le dimensionnement du prisme de drainage se fait de la manière suivante:

- La largeur de la berme (b_{ber}) est généralement fixée en fonction des engins utilisés pour sa réalisation**.** **$b_{ber} \geq 3.00$ mètres**
- la hauteur du prisme de drainage (h_{dr}) est fixée si le niveau d'eau à l'aval est connu avec précision.

$h_{dr} = H_2 +$ (0.50 à 1.00mètre)

Dans le cas où la présence de l'eau à l'aval est peu probable, nous pouvons fixer la hauteur du prisme de drainage selon l'expression suivante :

$h_{dr} =$ (0.15 à 0.18 mètre)H

Avec : H : Hauteur totale du barrage

- **la pente du talus aval.**

La pente aval du prisme de drainage est fonction des caractéristiques des enrochements et donc de leur stabilité au glissement et aux effets des vagues. Elle est généralement fixée comme suite :

$\boldsymbol{m'_{dr} = (1.00 \text{ à } 1.50)m_2}$**.**

$\boldsymbol{m_2}$**: Pente amont du barrage.**

- **la pente du talus amont**

Elle est étroitement liée à la ligne de saturation et donc à la stabilité du remblai, mais elle joue aussi un rôle très important dans la quantification du débit d'infiltration. Habituellement elle est fixée comme suite :

$\boldsymbol{m''_{dr} = (1.25 \text{ à } 2.00)m_2}$

II.4.4 Dimensionnement du drain Tapis:

Pour intercepter les infiltrations dans le massif d'un barrage en terre on dispose habituellement dans la partie aval du massif et au contact de celui-ci avec les fondations, un drain tapi destiné à rabattre la ligne phréatique à l'intérieur du massif on peut le construire avec une ou plusieurs couches de filtre. La longueur est déterminée par les formules suivantes :

- ✓ Selon l'USBR.

Lc = 3H où: Lc = Longueur de la couche de filtre. (tapis)

H = Charge hydraulique du barrage.

- ✓ Lc = 0,20 Lb où: Lb = Longueur de la base du barrage.
- ✓ Lc = 0,70 S où: S = Distance horizontale depuis la fin du talus en amont jusqu'au niveau normal de la retenue (son intersection avec le talus en amont)
- ✓ LC=(N-1)H

où: N= Pente aval du talus

H= Charge hydraulique du barrage

Lc = Longueur de la couche de filtre. (tapis)

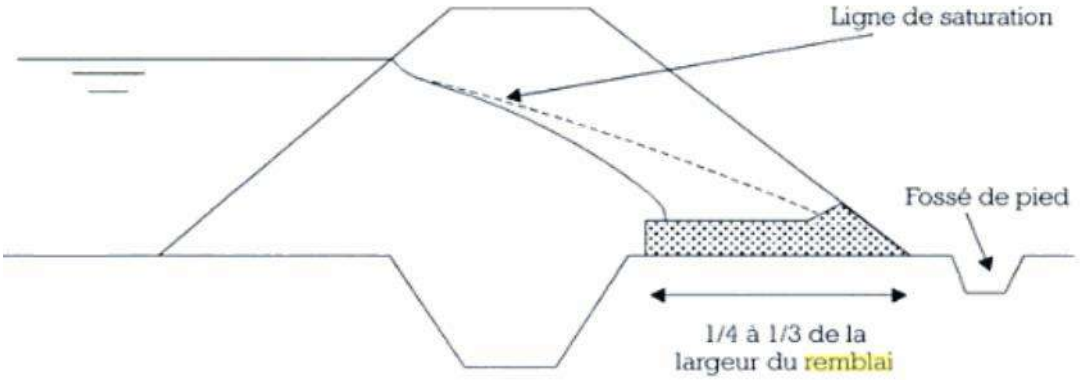


Figure II.11 : Drain Tapis

II.4.5 Les filtres

Les filtres sont de minces couches successives de matériaux perméables dont la grosseur des éléments augmente dans la direction de l'écoulement. Ces filtres doivent assurer une transition entre une couche à granulométrie donnée vers une couche à granulométrie plus grossière. Si un filtre est constitué par plusieurs couches chacune doit jouer le rôle de filtre.

II.4.5.1 Dimensionnement des filtres

Les conditions à respecter dans le choix de la granulométrie des filtres ont été dressées grâce à de nombreux essais effectués par Terzaghi.

$\frac{D_{15}(filtre)}{d_{85}(sol)} < \mathbf{4 \div 5}$ Condition de l'entraînement de particules fines par le phénomène de renard

$\frac{D_{15}(filtre)}{d_{15}(sol)} < 4 \div 5$ Condition de perméabilité.

$\frac{D_{50}(filtre)}{d_{50}(sol)} < 20$ Parallélisme des courbes granulométriques.

$\frac{D_{60}(filtre)}{d_{10}(sol)} \leq 25$ Coefficient d'uniformité du filtre.

Les épaisseurs minimales recommandées pour les filtres sont:

- Couches horizontales de sables ---------- 0,15 m
- Couches horizontales de graviers ---------- 0,30 m
- Couches verticales ou inclinées ---------- 1,00 m

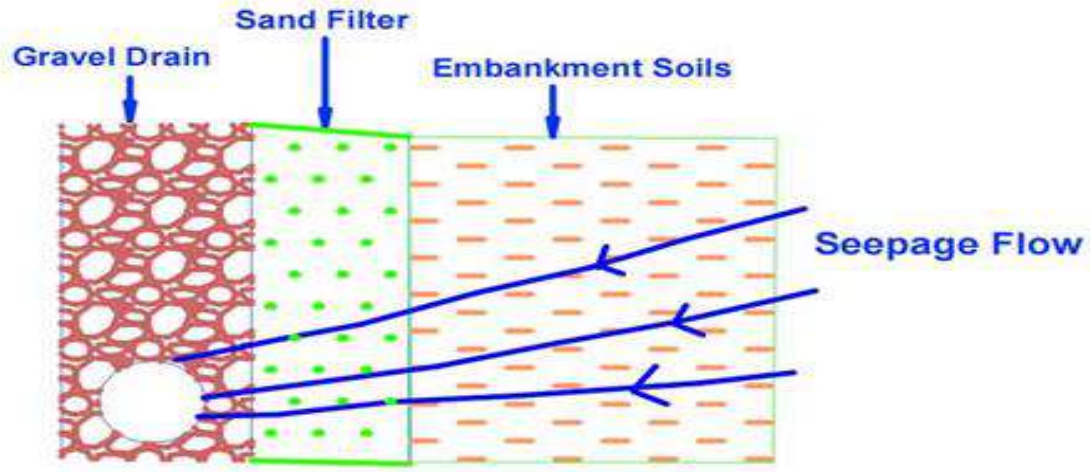


Figure II.12 : Drains et filtres

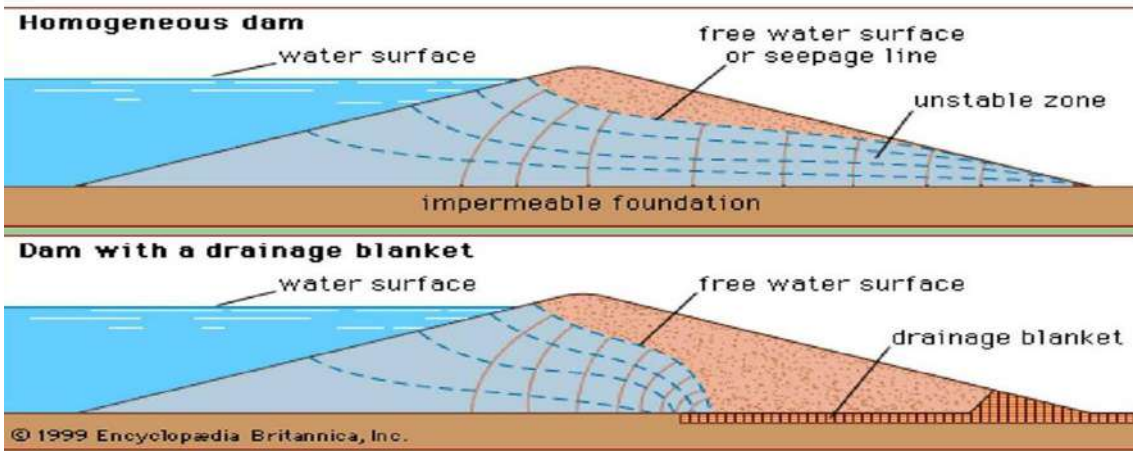


Figure II.13 : Rôle des drains et filtres dans les barrages en terre.

II. 5 STABILITE DE PENTES

Les problèmes de stabilité de pentes se rencontrent fréquemment dans la construction des routes, des canaux, des digues et des barrages. En outre certaines pentes naturelles sont ou peuvent devenir instables. Une rupture d'un talus peut être catastrophique et provoquer des pertes en vies humaines ainsi que des dégâts naturelles considérables.

Une fois la résistance au cisaillement, la pression d'eau dans les pores, la géométrie de la pente et d'autres propriétés du sol et la pente sont établis, les calculs de la stabilité des talus doivent être effectués pour s'assurer que les forces sont suffisamment résistant supérieure à la force tend à provoquer une pente à l'échec.

II.5.1 Les glissements de terrain:

Les glissements de terrain sont des mouvements de masses compactes et/ou de terrain meuble glissant vers l'aval. Ils résultent d'une rupture par cisaillement et se produisent en général sur des talus ou des versants de pente modérée à raide. Les instabilités naturelles de ce genre sont extrêmement courantes et apparaissent sous de nombreuses formes, étonnamment diversifiées.

La plupart du temps, l'eau joue un rôle important dans les glissements de terrain, par l'action des pressions interstitielles, des écoulements souterrains ou par les pressions dues au gonflement des minéraux argileux. En simplifiant beaucoup, on peut distinguer deux.

II.5.2.1 Différents types de glissements:

a) Glissement plan : Glissement plan En général, la ligne de rupture suit une couche mince ayant de mauvaises caractéristiques mécaniques, et sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau. Une telle couche est appelée couche savon.

b) Glissement relationnel simple : C'est le type de glissement le plus fréquent. La surface de rupture a une forme simple et peut être assimilée à une portion de cylindre. L'analyse du risque de rupture par le calcul est alors abordable par des méthodes classiques.

c) Glissement relationnel complexe : s'agit de glissements multiples « emboîtés » les uns dans les autres. L'apparition du premier glissement, en bas de la pente, conduit à une perte de butée pour les terres situées au-dessus, et ainsi provoque des glissements successifs remontant vers l'amont.

II.5.3 Le principe d'équilibre limite

De manière classique, on définira les conditions d'équilibre limite et on utilisera un coefficient de sécurité. On suppose que l'équilibre limite existe au moment de la rupture le long de la ligne de glissement. L'expérience montre que la zone en équilibre limite forme une bande assez étroite de part et d'autre de la zone de rupture. La stabilité de l'ensemble est donc liée à celle de la bande considérée.

Les méthodes de calcul consistent à rechercher la surface le long de laquelle le coefficient de sécurité F est le plus faible.

II.5.3.1 Définition du coefficient de sécurité :

Le coefficient de sécurité, F, est défini à l'égard de la résistance au cisaillement du sol comme:

$$Fs = \frac{\tau_{max}}{\tau} \qquad (2\text{-}1)$$

Où :

τ_{max} : résistance au cisaillement du sol ;

τ : Contraintes de cisaillement s'exerçant le long de la surface.

La contrainte de cisaillement d'équilibre est la contrainte de cisaillement nécessaire pour maintenir la pente juste stable ; l'équation peut être exprimée comme :

$$\tau = \frac{T}{Fs} \qquad (2\text{-}2)$$

La résistance au cisaillement peut être exprimée par l'équation de Mohr-Coulomb. Si la résistance au cisaillement est exprimée en termes de la contrainte total, est écrit comme :

$$\tau = \frac{c + \sigma \tan\varphi}{Fs} \qquad (2\text{-}3)$$

Ou :

$$\tau = \frac{c}{Fs} + \frac{\sigma \tan\varphi}{Fs}$$

Où c et φ sont la cohésion et l'angle de frottement pour le sol, respectivement, et σ est la contrainte totale normale sur le plan de cisaillement.

Les mêmes valeurs pour le coefficient de sécurité sont appliquées à la cohésion et à la l'angle de frottement dans cette équation.

Si la résistance au cisaillement est exprimée en termes de contrainte effective, la seule modification de ce qui précède est que l'équation (2-3) est écrite en termes d'efficacité, comme suit :

$$\tau = \frac{c' + (\sigma - \mu)\tan\varphi'}{Fs} \qquad (2\text{-}4)$$

Où c' et φ' représentent les paramètres de résistance au cisaillement effective en termes de la contrainte effective, et μ est la pression de l'eau interstitielle.

II.5.4 Les méthodes classiques pour l'analyse de la stabilité :

Il existe dizaines de méthodes de calcul de stabilité ayant toutes des avantages et des inconvénients. Aucune n'est parfaite, car aucune ne tient compte de la déformabilité.

Ces méthodes peuvent être classées selon plusieurs critères, dans le présent chapitre ces méthodes seront classées selon la nature des forces considérant dans la vérification de l'équilibre qu'ils soient des forces, des moments ou des forces et des moments en même temps.

II.5.4.1 La méthode générale des tranches pour une surface de rupture circulaire:

Le principe de la méthode consiste à découper le massif situé au-dessus de la ligne de rupture en tranches. L'expérience montre qu'il n'est pas nécessaire de prévoir des tranches très minces pour obtenir une précision suffisante.

Ces méthodes considèrent une surface de rupture circulaire et sont basées sur l'équilibre des moments sur le centre du cercle.

Se référant à la pente et la surface circulaire de rupture illustrée, le moment moteur peut être exprimé comme :

$$M = \sum W_i . a_i \qquad (2\text{-}5)$$

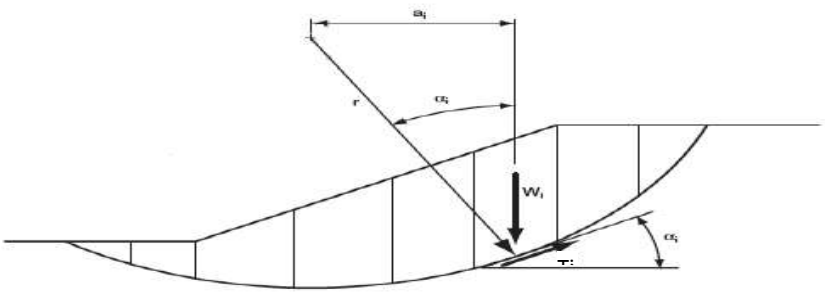


Figure II.14 : La masse du talus découpée en tranches.

Où W_i · est le poids de la i^{éme} tranche et a_i est la distance horizontale entre le centre du cercle et le centre de la tranche. Les distances vers la crête de la pente, à la droite du centre montre, sont positives; les distances vers le pied de la pente, à la gauche du centre, sont négatives. Bien que théoriquement, le bras de levier soit mesuré à partir du centre du cercle au centre de gravité de la tranche, un nombre suffisant de tranches permet de considérer les différences entre le centre et le centre de gravité de la tranche sont négligeables.

Le bras de levier α_i dans l'équation (2-5) peut être exprimé en termes de rayon du cercle et de l'inclinaison de bas de la tranche respectifs. Bien que la base de la tranche soit courbée, la base peut être considérée comme une ligne droite, comme l'a suggéré dans la figure (2-), avec une perte négligeable de la précision. L'inclinaison de la base du morceau est représentée par l'angle α_i mesuré entre la base de la tranche et de l'horizontale. L'angle entre une ligne prolongée à partir du centre du cercle au centre de la base de la tranche et une ligne verticale est aussi égal à l'angle α_i (2-). Ainsi, le bras de levier est exprimée par :

$$a_i = r.\sin\alpha_i \qquad (2\text{-}6)$$

Et le moment moteur exprimé dans la relation (2-5) devient :

$$M = r\sum W_i.\sin\alpha_i \qquad (2\text{-}7)$$

Le rayon dans l'équation (2-8), a été transféré en dehors de la somme, car le rayon est constant pour un cercle.

Le moment résistant est fourni par la contrainte de cisaillement τ sur la base de chaque tranche; la contrainte normale σ sur la base de chaque tranche agir à travers le centre du cercle, et donc ne produire aucun moment. Le moment résistant de toutes les tranches est :

$$M_r = \sum r.T_i = r\sum T_i \qquad (2\text{-}8)$$

Où T_i est la force de cisaillement à la base de la $i^{ème}$ tranche et la sommation est effectuée pour toutes les tranches. La force de cisaillement est le produit de la contrainte de cisaillement τ_i et la surface de la base de la tranche de l'unité d'épaisseur Δl. Ainsi :

$$M_r = r\sum \tau_i.\Delta l_i \qquad (2\text{-}9)$$

La contrainte de cisaillement peut être exprimée en termes de la force de cisaillement

et le facteur de sécurité par l'équation (2-9) à donner.

$$M_r = r\sum \frac{T_i.\Delta l_i}{F} \qquad (2\text{-}10)$$

Assimiler le moment résistant Eq. (2-10) et le moment moteur [Eq. (2-8) et les réorganiser, l'équation suivante peut être écrite pour le coefficient de sécurité:

$$Fs = \frac{\sum T_i.\Delta l_i}{\sum W_i.\sin\alpha_i} \qquad (2\text{-}11)$$

Pour une contrainte totale, la résistance au cisaillement est exprimée par :

$$T_i = c + \sigma\tan\phi \qquad (2\text{-}12)$$

On remplaçant de-ci dans l'équation (2-11), on trouve :

$$F_S = \frac{\sum \left(c + \sigma \tan \phi \right).\Delta l}{\sum W.\sin \alpha} \qquad (2\text{-}13)$$

L'équation (2-13) représente l'équation d'équilibre statique pour les moments du centre d'un cercle. Si Ø est égale à zéro, l'équation (2-14) devient

$$F_S = \frac{\sum c.\Delta l}{\sum W.\sin \alpha} \qquad (2\text{-}14)$$

Si l'angle de frottement n'est pas égal à zéro, l'équation présentée ci-dessus pour le coefficient de sécurité Eq. (13-2) exige que la contrainte normale sur la base de chaque tranche soit connue. Le problème de la détermination de la contrainte normale est indéterminé. La méthode Ordinaire des tranches et de bishop faire deux séries d'hypothèses distinctes pour obtenir la contrainte normale sur la base des tranches et, par la suite, le facteur de sécurité.

II.6 Méthodes de l'équilibre des moments

a) La méthode de Fellenius:

Cette méthode est aussi parfois appelée la méthode suédoise de tranches.
C'est la première méthode de tranches développé et présenté dans la littérature. La simplicité de la méthode a permis de calculer des coefficients de sécurité en utilisant les calculs à la main.

Dans cette méthode, toutes les forces inter tranche sont ignorées. Le poids de la tranche est découpé dans les forces parallèles et perpendiculaires à la base de la tranche. La composante du poids parallèle à la base de la tranche est la force gravitationnelle mobilisatrice. La somme des moments autour d'un point utilisé pour décrire la surface de la rupture est également utilisée pour calculer le coefficient de sécurité.
La forme la plus simple de l'équation du coefficient de sécurité en l'absence de toute eau pour une surface de rupture circulaire:

$$F_S = \frac{\sum \left(c\Delta l + W \cos \alpha . \tan \phi \right)}{\sum W.\sin \alpha} \qquad (2\text{-}15)$$

Se référant à la tranche illustré à la figure (2-15) la force normale de la méthode Ordinaire de Tranches peut s'exprimer comme :

$$N = W.Cos\alpha \tag{2-16}$$

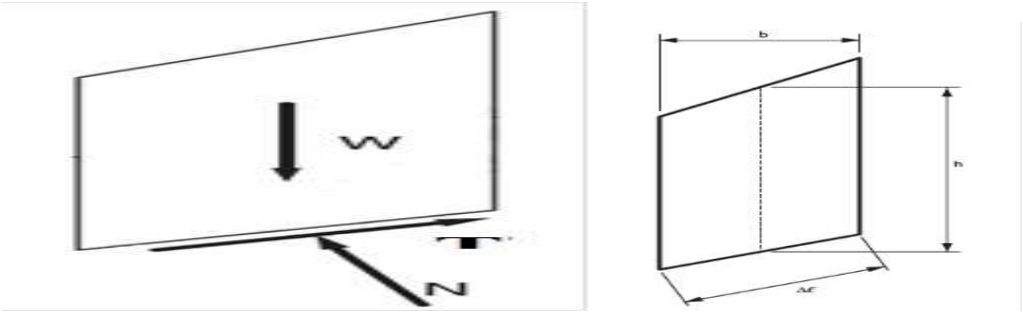


Figure II.15 : La représentation des forces sur une tranche dans la méthode de Fellenius.

Les dimensionnons d'une tranche et la contrainte normale peut être exprimée par:

$$\sigma = \frac{W.\cos\alpha}{\Delta l} \tag{2-17}$$

Remplaçant σ par ça valeur dans l'équation (2-13) on trouve on trouve :

$$Fs = \frac{\sum \left(c.\Delta l + W.\cos\alpha.\tan\phi\right).}{\sum W.\sin\alpha} \tag{2-18}$$

Pour une contraint total effective:

$$Fs = \frac{\sum \left[c'.\Delta l + \left(W.\cos\alpha - u\Delta l\right)\tan\phi'\right].}{\sum W.\sin\alpha} \tag{2-19}$$

La contraint normale effective peut être exprimée par la relation:

$$\sigma' = \frac{W.\cos\alpha}{\Delta l} - u.\cos^2\alpha \tag{2-20}$$

Alors la relation (2-19) devient :

$$Fs = \frac{\sum \left[c'.\Delta l + \left(W.\cos\alpha - u.\Delta l.\cos^2\alpha\right)\tan\phi'\right].}{\sum W.\sin\alpha} \tag{2-21}$$

Et on à :

$$b = \Delta l.\cos\alpha \Rightarrow \Delta l = \frac{b}{\cos\alpha} \qquad (2\text{-}22)$$

Finalement l'équation du coefficient de sécurité pour la méthode de Fellenius est donnée:

$$Fs = \frac{\sum \frac{1}{\cos\alpha}\left[c'b + \left(W\cos^2\alpha - ub\right)\tan\phi'\right]}{\sum W\sin\alpha} \qquad (2\text{-}23)$$

II.7 Les hypothèses, les équations et les inconnus dans les méthodes d'analyses

Le tableau suivant résume les différentes équations de calcul de stabilité des talus existantes dans la littérature.

Tableau II.1 Les hypothèses, les équations et les inconnus dans les méthodes d'analyses

La méthode	Les hypothèses	Les équations d'équilibres	Les inconnus recherchés
Une pente infinie	• Etendue infinie ; • La surface de rupture est parallèle à la surface de la base de la pente.	$\sum$ Forces perpendiculaires à la pente. $\sum$ Forces parallèles à la pente.	Le coefficient de sécurité. La force normale (N) à la base.
Fellenius	• La surface de rupture est circulaire; • Les forces sur les côtés des tranches sont négligées.	$\sum$ moments par rapport au centre du cercle de glissement.	Le coefficient de sécurité.
Bishop simplifiée	• La surface de rupture est circulaire; • Les forces sur les côtés des tranches sont horizontales (pas de cisaillement entre les	$\sum$ moments par rapport au centre du cercle de glissement. $\sum$ des forces dans le sens vertical.	• Le coefficient de sécurité. • La force normale (N) à la base de la surface de rupture.

	tranches).		
Spencer	Les forces inter-tranches sont parallèles, (c'est-à-dire, toutes ont la même inclinaison). La force normale (N) agit au centre de la base de la tranche.	$\sum$ Moments de n'importe qu'elle point sélectionné. $\sum$ des forces dans le sens vertical. $\sum$ des forces dans le sens horizontal.	• Le coefficient de sécurité. • La force normale (N) à la base. • L'inclinaison des forces inter-tranches (θ). • Résultante des forces inter-tranches (Z). • Emplacement des forces latérales (ligne de poussée).
Morgenstern et Price	Les forces inter tranche de cisaillement sont liée au forces normale par : $T = \lambda f(x) E$. La force normale (N) agit au centre de la base de la tranche.	$\sum$ Moments de n'importe qu'elle point sélectionné. $\sum$ des forces dans le sens vertical. $\sum$ des forces dans le sens horizontal.	• Le coefficient de sécurité. • La force normale (N) à la base. • Le coefficient (λ). • Les forces inter tranche horizontales. • Emplacement des forces latérales (ligne de poussée).
Sarma	• Les forces inter tranche de cisaillement dépend aux caractéristiques de cisaillement, la pression interstitielle de l'eau Et la composante horizontale de la force inter tranche.	$\sum$ Moments de n'importe qu'elle point sélectionné. $\sum$ des forces dans le sens vertical. $\sum$ des forces dans le sens horizontal.	• Le coefficient de sismicité (k). • La force normale (N) à la base. • Le coefficient (λ). • Les forces inter tranche horizontales. • Emplacement des forces latérales

	• La force normale (N) agit au centre de la base de la tranche.		(ligne de poussée).

II.7 Choix des caractéristiques mécaniques

Dans les calculs de stabilité, le choix des caractéristiques mécaniques est fonction du problème lui-même. Mais d'une manière générale on constate que lorsqu'il s'agit de sols argileux, le calcul à court terme conduit au coefficient de sécurité le plus faible. L'expérience montre que c'est souvent juste après la construction que se produisent les glissements dans les sols argileux. On utilisera donc les caractéristiques mécaniques non drainées (Cu, ϕ u). Par contre dans les sols sableux, le calcul à court terme n'a pas de sens car on atteint très rapidement le long terme. On utilisera donc les caractéristiques mécaniques (C_{CD}, ϕ_{CD}) ou (C', ϕ').

II.8 Logiciels utilisés pour l'analyse de la stabilité des talus

L'analyse de la stabilité des talus aujourd'hui peut être effectuée en utilisant divers logiciels de géotechnique sur ordinateur. Les logiciels informatiques utilisant les formulations d'équilibre limite ont été utilisés pendant de nombreuses années. De même, les logiciels qui utilisent la méthode des éléments finis sont basé sur les lois constitutives des sols et des modèles appropriés, a attiré de plus en plus intérêt à la fois des chercheurs et des professionnels. Aujourd'hui, les deux types de logiciels basés sur les éléments finis et la limite d'équilibre (EF et EL) sont couramment utilisés dans les calculs géotechniques.

Pour ce travail, on utilise le logiciel Geoslope basé sur les deux groupes de méthodes.

II.9 Procédure de calcul pour le logiciel Geoslope utilise MEF & MEL:

1) Pour la stabilité de la pente, ouvrez le module Geo-Studio SLOPE / W Define.
2) Identifiez les barres d'outils individuelles disponibles.
3) Définissez la zone de travail.
4) Pour définir la taille de la page de travail.
5) Réglez l'échelle.

6) Définissez l'espacement de la grille.

7) Définissez et affichez la grille.

8) Pour enregistrer les données dans un fichier.

9) Pour esquisser un axe.

10) Esquissez le problème de stabilité de la pente.

11) Spécifiez les méthodes d'analyse.

12) Spécifiez les options utilisées dans l'analyse.

13) Définir les propriétés du sol.

14) Dessinez la première région du problème.

15) Dessinez la ligne piézométrique.

16) Dessinez l'emplacement d'entrée et de sortie.

17) Éteignez les points et les numéros de points.

18) Afficher les propriétés du sol.

19) Vérifiez le problème.

20) Sauvegardez le problème.

21) Voir les résultats

II.10 CONCLUSION

En conclusion, on note que l'infiltration des eaux à travers le corps du barrage ou sa fondation, est un phénomène qui est dû au gradient hydraulique et au coefficient de perméabilité. L'écoulement gravitaire de ces filets d'eaux entrainant avec lui les particules fines du sol. Ainsi, sous l'effet de pression elle forme un petit tunnel qui est dévastateur pour l'ouvrage et un danger pour sa stabilité.

La perméabilité dans un barrage en terre existe toujours, même si les pertes d'eau par infiltration sont faibles et pour déterminer ces infiltrations, il est impératif d'évaluer la ligne de saturation et le débit de fuite de l'eau par infiltration.

Une des étapes préliminaires aux calculs de stabilité consiste à déterminer le réseau d'écoulement à long terme à travers le corps de la digue. La retenue est supposée pleine et le régime permanent.

Chapitre III

CADRE GENERAL DE LA ZONE D'ETUDE

Chapitre III

CADRE GENERAL DE LA ZONE D'ETUDE

III.1 INTRODUCTION

Le présent chapitre vise à présenter un résumé sur les différents éléments constitutifs de la digue de la retenue collinaire de chaabat el bey2 (Wilaya de Constantine). Pour ce faire, il fallait définir l'ensemble des paramètres, géomorphologiques, et climatiques du bassin versant de la retenue, suivi d'une étude géotechnique et géologique et hydrologique du site du barrage. Ceci nous a permis de dégager les facteurs principaux pour faire l'étude de stabilité de cette retenue dans le chapitre 4.

III.2 Etude topographique

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

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

Les données topographiques nécessaires concernent le bassin versant, la vallée de la rivière à l'amont et l'aval du barrage, son site de la retenue et les zones d'emprunts des matériaux de construction de la digue.

III.2.1 Situation géographique

Le site prospecté pour l'implantation de l'aménagement collinaire sur Chaabat el bey2 est situé à environ 5.85 Km au Nord de la commune d'AIN ABID et à environ 32 Km au Nord-Est du chef-lieu de la wilaya de Constantine. Le but de cette retenue est de garantir une réserve d'eaux pour assurer par l'irrigation pour l'exploitation des terres limitrophes. Les coordonnées UTM de site proposer et de l'axe de la digue

d'après levé topo sont définit sur la carte d'état-major **Constantine NJ-32-I-8EST** à l'échelle **1/50 000** comme suit :

- X= 312008.72m
- Y=4007891.78 m
- Z = 811.00 m

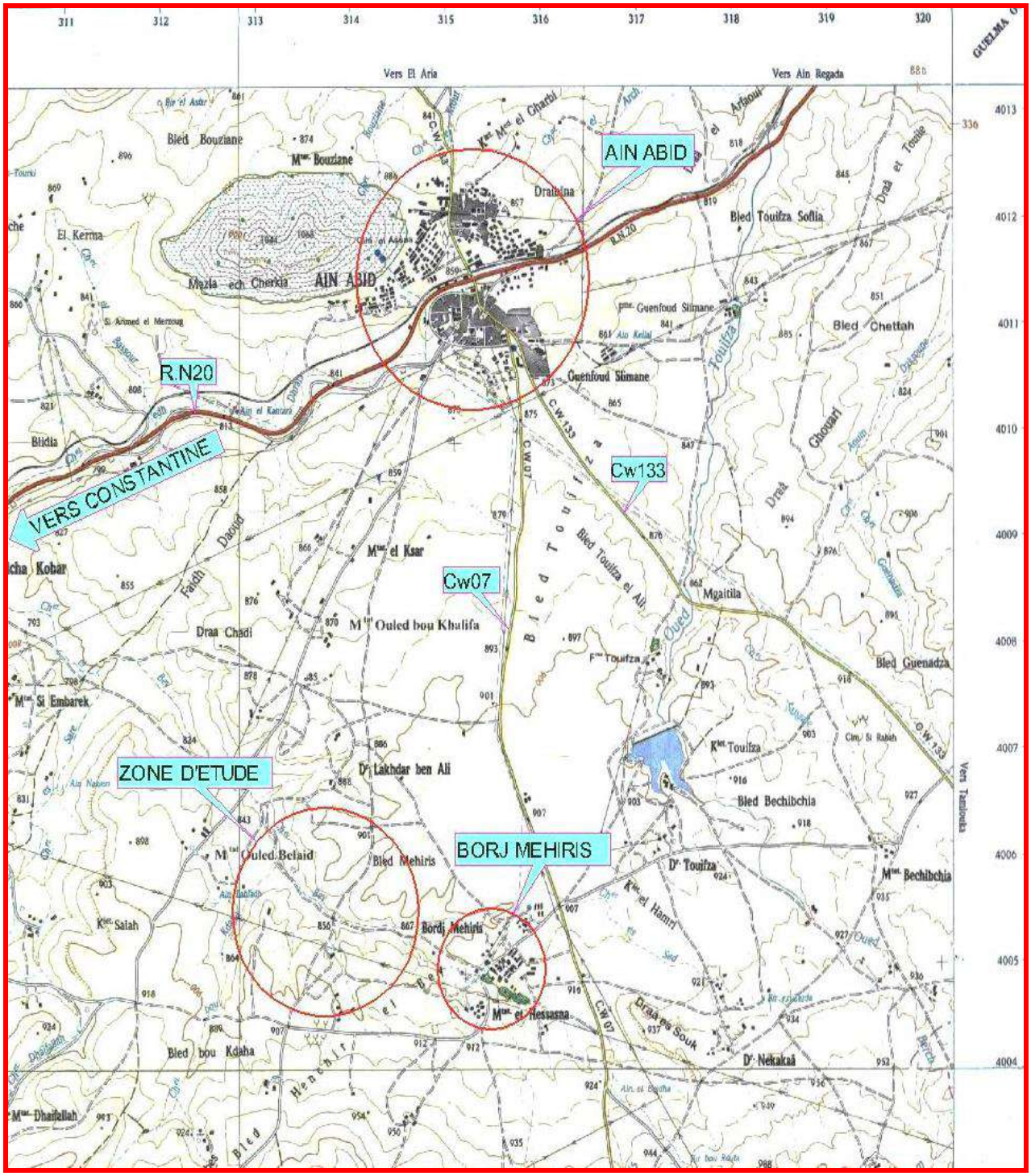


Figure III.1 : Situation générale du site du barrage.



Figure III.2: Situation geographies de la retenue collinaire de Chaabet El Bey 2

III.2.2Situation topographique

Afin de disposer d'un plan topographique avec courbes de niveau de la cuvette et de la zone d'emprunt, un nivellement a été réalisé par des points de repères implantés sur le site. Les caractéristiques topographiques du bassin versant de site de la retenue collinaire sont :

-Altitude Hmax = 1166 mNGA

Hmoy= 945 mNGA

Hmin = 810 mNGA

- Superficie du bassin versant 17.96 Km^2
- Longueur du thalweg principal 7.85 Km
- Périmètre : 26.30 Km

III.3 Etude géotechnique et géologique

Une étude géologique et géotechnique est indispensable pour l'élaboration d'un projet de construction hydrotechnique, elle permet d'aborder :

- ❖ Les diverses techniques possibles ;
- ❖ L'identification et choix du site du barrage ;
- ❖ Les travaux de reconnaissance autorisent l'adaptation du projet au site choisi, avec notamment le choix du type de barrage le mieux adapté au site ;
- ❖ Le suivi géologique des travaux de construction du barrage.
- ❖ La qualité géotechnique des sols sur lesquels seront implantés la digue et les ouvrages annexes, la perméabilité des sols, de la cuvette et les zones d'emprunts des matériaux de construction.

III.3.1 Situation géologique et géotechnique

Le site de la retenue collinaire de Chaabet Et bey2 est situé dans la commune de AIN ABID Wilaya de Constantine. L'accès au site se fait à partir du CW133. Les coordonnées (UTM) du centre de l'axe de la digue sont déduites à partir de Google earth et sont les suivantes:

A1 (Rive Gauche) X = 311944.9066

Y = 4007761.2960

A2 (Rive Droite) X = 312109.9098

Y = 4008098.6944

III.3.2 Etude géologique

III.3.2.1Reconnaissance géologiques (Réf : ANRH de Alger).

III.3.2.1.1Géologie régionale

Géologiquement parlant la région de Constantine est formée de deux grandes entités

- Les formations appartenant au substratum du bassin néogène de Constantine d'âge allant du Trias au Burdigalien moyen.
- Les dépôts appartenant au bassin néogène de Constantine, datant du Miocène au Quaternaire

a) Substratum du bassin de Constantine :

Les différents ensembles lithostratigraphique qui représentent le substratum du bassin de Constantine peuvent être résumés comme suit :

➢ **Formations triasiques** : Représentées le plus souvent par des gypses, des argiles et des marnes bariolées ainsi que des cargneules.

➢ **Formations jurassiques** : Les formations du Jurassique affleurent sous forme d'une épaisse série de calcaires massifs comportant des horizons très fossilifères. Le Lias est représenté par des roches calcaires et des dolomies massives. Le Dogger est représenté par des formations carbonatées comportant des calcaires, des marno-calcaires et des dolomies. Le Malm est représenté par des calcaires fins très souvent dolomitisés, parfois siliceux ou biodétritiques.

➢ **Formations crétacées**: Les formations du Crétacé inférieur sont caractérisées par des marnes, des marno-calcaires et des calcaires néritiques, (Vila, 1980 ; Raoult et Velde, 1971).Le Crétacé moyen à supérieur comprend des marno-calcaires peu épais de l'Albien, des marno-calcaires noduleux de couleur grise, et des marnes grises

bleutées parfois gypsifères marquées dans sa partie supérieure par une surface durcie du Sénonien.

- .**Formations paléocènes**: Le Paléocène est représenté par des marnes noires, affleurant sur les deux rives de l'Oued el Kebir et sur le versant Nord-ouest de l'Oued Endja.
- **Formations éocènes** :L'Eocène est représenté par des calcaires à silex yprésien, affleurant à l'Ouest de Sidi Marouane, dans les gorges de l'Oued el Kebir, en aval de l'oued Dib et des marnes à débit en plaquette admettant à leur base des passages gréseuses (petits bancs de grés d'ordre décimétrique) conférant à cette dernière un aspect flyschoïde.

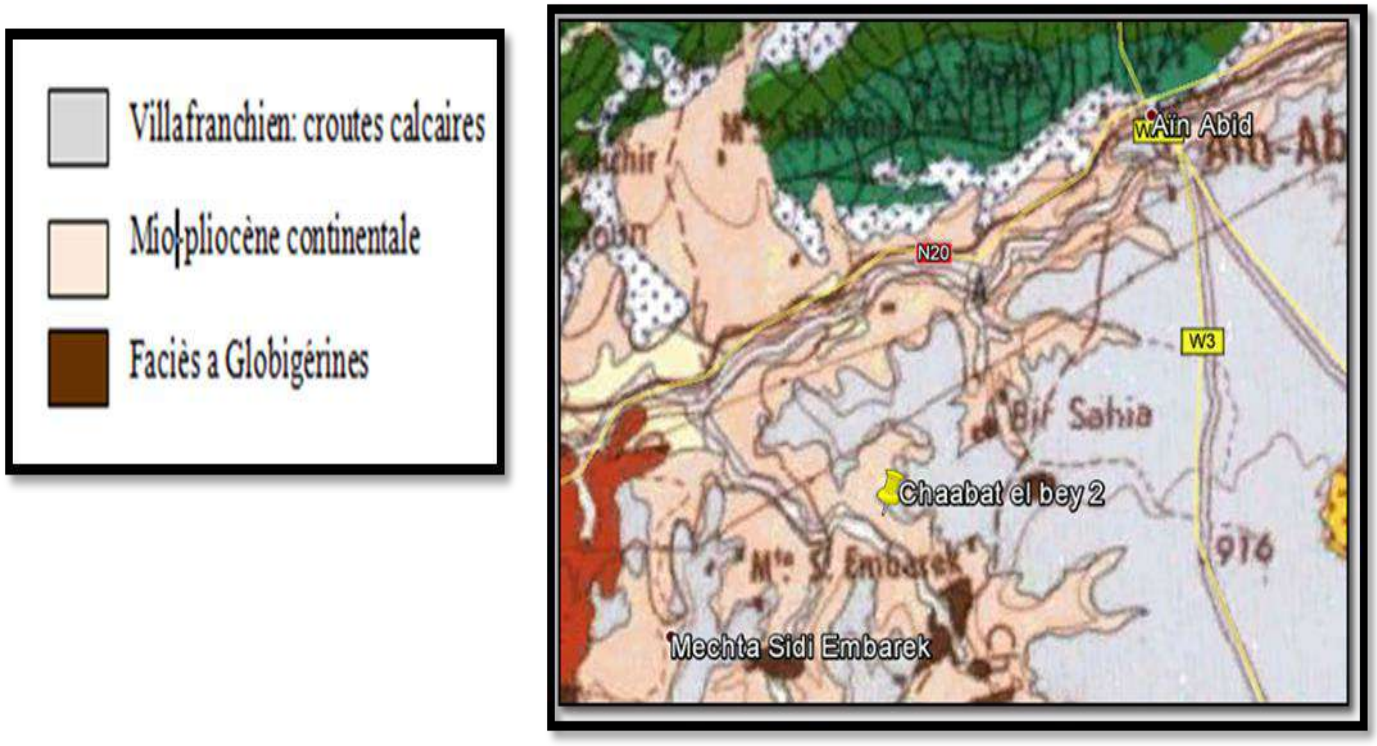


Figure III.2 : Extrait de la carte géologique de Constantine.

III.3.2.1.2Géologie de la cuvette :

L'ensemble de la cuvette de la retenue collinaire de Chaabet El Bay 02 appartient au domaine du bassin néogène qui formé essentiellement de dépôts argileux marneuses et conglomérats. Les argiles sont recouvertes par endroit d'éboulis constitués de blocs de diverses tailles gréseux. Cette formation est datée du pliocène et quaternaire, le substratum dans cette endroit est constitué par des argiles rouge a beige.

- Au niveau du lit d'oued, ce sont les alluvions quaternaires (graviers et sables avec souvent des galets dans des argiles noires)
- Sur les deux rives droite et gauche de l'axe de la retenue, ce sont les mêmes formations argiles noires et des argiles beiges de Mio-Pliocéne qui sont parfois mêlées à des limons sableux et recouvertes par endroits d'éboulis.

L'étanchéité des sols et sous-sols de La cuvette est assurée par la nature argileuse des matériaux en place, qui présentent en fait une perméabilité faible. Cette nature favorise l'écoulement de surface et limite le processus d'infiltration vers la nappe profonde et les couche alluvionnaires intercalée dans les argiles

III.3.2.1.3 Géologie de l'axe de la digue :

Nous avant effectué trois sondages de reconnaissance géologique référencés, S1, S2, S3 de 10 m de profondeur, au droit de l'axe de la digue, ont permis de mettre en évidence de haut en bas les formations suivantes :

- Terre végétale ou remblais ; 0,8– 1.5 m d'épaisseur.
- Formations alluvionnaires de 6.5 m d'épaisseur.
- marnes ; plus de 4 m d'épaisseur (rive gauche).
- Formations calcareux : plus de 10 m d'épaisseur (rive gauche).

De la rive gauche à la rive droite les sols de fondation est caractérisé comme suit

a) Rive droite SC1 :

- 0 – 0.30 m : Terre végétale.
- 0.30 – 3.00 m : Sables Argileuses à graves et cailloux.
- 3.00 – 10.80 m : Argiles beige limoneuses.

b) Lit mineur SC2 :

- 0 – 0.90 m : Terre végétale.
- 0.90 – 7.50 m : Argiles brune à noires à débris de coquillier.
- 7.50 – 09.00 m : Alluvions à matrice sableuses.
- 0.90 – 10.00 m : Argiles beige limoneuses.

c) Rive gauche SC3 :

- 0.0 – 1.00 m : Terre végétale.
- 1.00 –08.00 m : Argiles brune à noires à débris de coquillier.
- 08.00 –09.00m : Alluvions et éboulis à matrice argileuses.
- 09.00 – 10.00 : Argiles beige limoneuses.

Le contexte lithologique mis en évidence par les trois sondages est caractérisé par la présence d'une formation d'argiles noires à gris d'épaisseur varie entre 6.50m et 7.00m (au droit des SC2 et SC3 respectivement), puis des alluvions grossiers représenté principalement par des blocs et cailloux emballés dans une matrice argilo-sableuse au droit du SC2 ,SC 3 d'épaisseur de 1 0 1.5 m, ensuite une couche d'argiles beige au niveau du SC1 d'épaisseur de 7 m et plus .

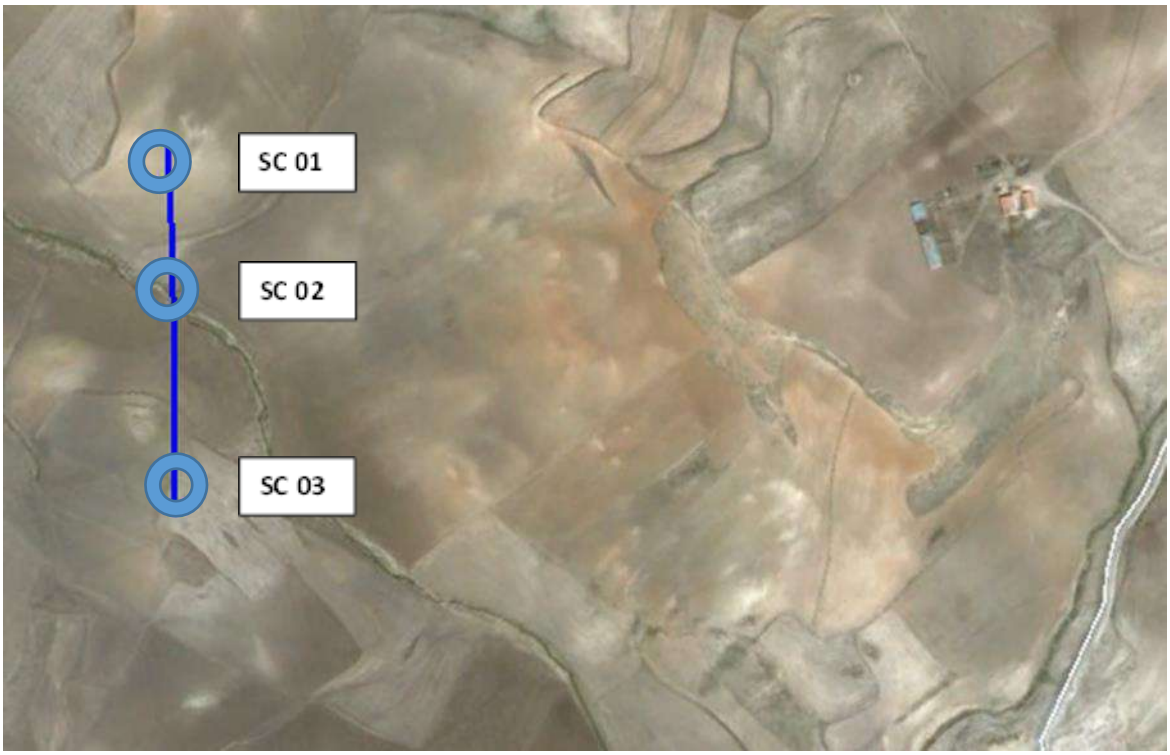


Figure III.3: Schéma d'implantation des sondages carottés

III.3.2.1.4 Géologie de la zone d'emprunt :

Nous avons effectué Quatre (04) puits de 3 m de profondeur. Après décapage de 0.60 m de la terre végétale, on rencontre une couche d'argile limoneuse ou marneuse, moyenne de 2.0 m d'épaisseur. Ce matériau est apte pour la construction d'une digue homogène.

Les formations géologiques rencontrées au niveau des différentes fouilles (puits de reconnaissance) sont comme suit :

- Puits K1 :

  0.00 – 0.60 m : Terre végétale

  0.60 – 3.00 m : argiles noires

- Puits K2 :

0.00 – 0.50 m : Terre végétale

0.50 – 3.00 m : Argile limoneuse noires

- Puits K3 :

  0.00 – 0.50 m : Terre végétale

- 0.50 – 3.00 m : Argile limoneuse noires

- Puits K4 :

0.00 – 0.50 m : Terre végétale

0.50 – 1.50 m : Argile noires

1.50 – 3.00 m : argiles beige.

Les puits de reconnaissances réalisés sont au nombre de 4, notés K1.K2.K3.K4, implantés sur le plan présenté en figure 05 (voir partie Annexe), ils ont descendus à une profondeur de 3.6 m par rapport au terrain naturel. Ce matériau est convenable pour la construction d'une digue homogène. Avant l'exploitation de cet emprunt un décapage de 0.6 m est recommandé, en prévoyant une superficie de 76725 m^2 sur une épaisseur de 3.0m, on peut disposer d'un volume de 230175 m^3 de matériau de remblai argileux.

III.3.2.2 Sismicité de la région :

En Algérie, l'analyse des différents catalogues de sismicités réalisés durant ces derniers décennies a montré que la sismicité sur le territoire nationale n'est pas partout

identifié et que nous pouvons considérer actuellement quatre zones d'activité sismique différentes qui sont :

- Zone 3 : sismicité élevée.
- Zone 2 : sismicité moyenne.
- Zone 1: sismicité faible
- Zone 0 : sismicité négligeable.

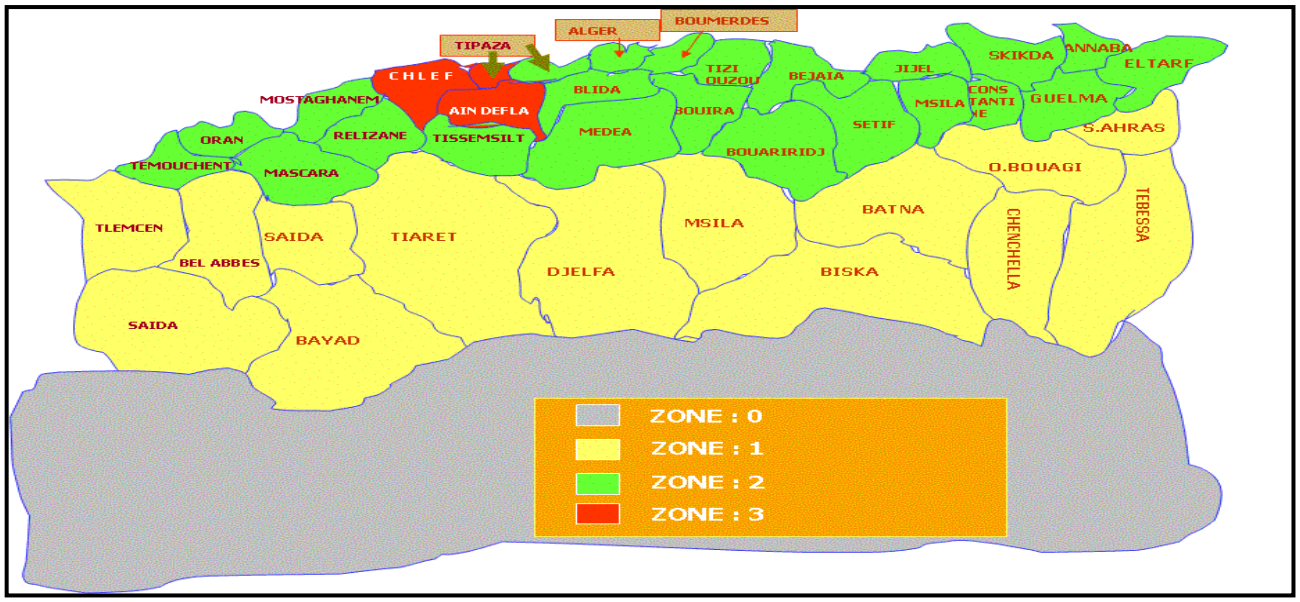


Figure III.4 : Carte sismique de l'Algérie selon les R.P.A version 2003 (C.G.S).

La région de Constantine ou le Constantinois est appartient au domaine Tellien. Cette région est située à l'est du pays caractérisée par une déformation lente et une sismicité faible à modéré.

Le plus important séisme enregistré dans cette région est celui de 27/10/1985 de magnitude Ms=6.0 localisé au nord du village d'El-Khroub.

III.3.3 Etude géotechnique

L'étude géotechnique de ce retenue collinaire, basée essentiellement sur l'ensemble des reconnaissances effectuées sur terrain, durant lesquelles établi un programme des travaux de terrain (exécution des puits, tranchées et sondage.

Suivi des prélèvements des échantillons de sol en différent endroits de la retenue : zone d'emprunt argileuses et zone d'emprises de la digue) afin d'évaluer la

quantité et la qualité des matériaux de construction de la digue ainsi que la détermination de la structures géo mécanique du sous-sol de fondation à différents niveaux pour des essais géotechnique et chimique de laboratoire.

III.3.3.1 Prospection géotechnique du terrain

Des sondages de reconnaissance ont été réalisés sur l'axe et sur les deux rives du site.

- Trois (03) sondages carottés de 10 ml de profondeur au niveau de l'axe de la digue.

Des fouilles à l'aide de la pelle mécanique et main d'œuvre ont été réalisées pour la recherche des zones d'emprunts aux alentours immédiats et sur l'axe de la digue, ceux sont six puits de reconnaissance qui ont été effectués le long de la cuvette afin de préciser les caractéristiques géologiques et hydrogéologiques du terrain et sa constitution.

- Quatre (04) puits de reconnaissance au niveau de la zone d'emprunte.

Un ensemble de mesure géotechnique a été effectuée sur les échantillons remaniés.

III.3.3.2 Essais au laboratoire

La connaissance des caractéristiques physiques et du comportement mécanique et hydraulique des matériaux constituant la fondation de l'ouvrage étudié, et de ceux dont on envisage l'utilisation pour sa construction, est nécessaire au projeteur pour concevoir le barrage le mieux adapté à son contexte géotechnique.

Cette connaissance est acquise pour partie grâce à la réalisation d'essais géotechniques en laboratoire.

La réalisation de ces essais requiert la mise en œuvre de procédures normalisées et de matériels spécifiques.

Elle ne peut être confiée qu'à des Laboratoires de Mécanique des Sols et des Roches expérimentés et parfaitement équipés.

III.3.3.2.1Les essais de laboratoire se divisent en trois catégories :

a) Essais physiques d'identification et de classification :

- Teneur en eau naturelle
- Analyse granulométrique par tamisage à sec
- Analyse granulométrique par sedimentométrie
- Limite d'Atterberg
- La masse volumique humide
- La masse volumique sèche
- Degré de saturation Sr %

b) Essais mécaniques :

- Essai Proctor normal
- Essai de cisaillement rectiligne à la boite de type U.U et CD
- Essai œdométrique
- Essai de perméabilité

c) Analyses chimiques du sol sommaires:

- Teneur en insolubles
- Teneur en carbonates caco3

III.3.3.3 Résultats et leurs interprétations

III.3.3.3.1 Les Résultats

✓ Pour le Terrain de fondation de la digue.

✓ **Argiles noires :**

a) Essais physiques d'identification et de classification :

- La masse volumique humide ɣh ……. 1.39 – 1.94 t/m3
- La masse volumique sèche ɣd …….. 1.22 - 1.50 t/m3
- Limite de liquidité (WL) …… 73.00 -76.00 %
- Indice de plasticité (IP) ……..... 33 – 36.00 %
- Degré de saturation (Sr) ……..……..58.27 - 100 %
- Teneur en eau naturel (Wn) ……29.18 – 35.14 %
- Granulométrie 2 mm ……..80 -100 %
  80 µm ……..61.06 - 100 %

b) Essais mécaniques

Essai de cisaillement rectiligne à la boite : Cu …… ..10.19 KPA

$Ø_U$ …….. …..19.86 °
C'…… 19 KPA
Ø' ……. 25.64 °

Essai œdométriques Pc…… ..1.69 - 1.80 bars
Cc…… …0.36 – 0.48
Cg…… .0.166 – 0.299

Essai de perméabilité K …… 11.8 .10^{-9} (m/s)

c) Analyses chimiques :

- Teneur en insolubles …….. 44.35 %
- Teneur en carbonates CaCo3 …… 52.14 %
- Teneur en matière organique …… 3.51 %
  - Teneur en carbonate …. 52.14 %
    30 ≤ Ca Co 3 < 70 : marne
  - TMO = 3.51 %.
    3 < TMO ≤ 10 faiblement organique
  - IP = 33 - 36 %
    25 < IP < 40 argile plastique.
  - ɣd = 1.22 - 1.5
    ɣd ≤ 1.6 : peu dense.

✓ **Argiles beige :**

a) Essais physiques d'identification et de classification :

- La masse volumique humide ɣh ……. …… 1.39 – 1.94 t/m3
- La masse volumique sèche ɣd ……... 1.22 - 1.50 t/m3
- Limite de liquidité (WL) ……..… 73.00 -76.00 %
- Indice de plasticité (IP) ……..... 33 – 36.00 %
- Degré de saturation (Sr) ……...58.27 - 100 %
- Teneur en eau naturel (Wn) ……..29.18 – 35.14 %

- Granulométrie – 2 mm …… ……..80 -100 %
  80 µm …… ……...61.06 - 100 %

b) Essais mécaniques :

Essai de cisaillement rectiligne à la boite : Cu …… …27.17-97.62 KPA
$Ø_u$ …….. 3.8- 23.63 °
C'…… 64.14 - 93.03 KPA
Ø' ……. 25.64 °

Essai œdométriques Pc…… 1.38 – 2.49 bars
Cc……..… 11.29 – 44.5
Cg……..…… 0.33 –33

Essai de perméabilité K …… 6.20 x 10^{-9} (m/s)

c) Analyses chimiques :

- Teneur en insolubles ……..…… 57.12 %
- Teneur en carbonates CaCo3 …….. 39.28%
- Teneur matière organique …….…..…3.6 %

◆Ca Co3 = 39.28 % : marne.

◆ TMO = 3.6 %

3 < TMO ≤ 10 faiblement organique.

◆ IP = 33 - 36 %
25 < IP < 40 argile plastique.

◆ ɣd = 1.22 - 1.5
ɣd ≤ 1.6 : peu dense.

✓ **La zone d'emprunt : Matériaux d'étanchéité**

a) Essais physiques d'identification et de classification :

- La masse volumique humide ɣh ……. 1.84 – 1.87 t/m3
- La masse volumique sèche ɣd ……. 1.44 – 1.45 t/m3
- Limite de liquidité (WL) ……..... 54.92-71.54 %
- Indice de plasticité (IP) …….…... 29 – 32 %
- Teneur en eau naturel (Wn) ……..…. 26.78 – 29.64 %
- Granulométrie –sédimentométrie 2 mm ……... 85 - 99 %

80 µm …….. 80 - 90 %

60 µm ……..64 - 81 %

2 µm …….. 28 - 48 %

b) Essais mécaniques :

Essai de cisaillement rectiligne à la boite : Cu …… ….21, 64 - 23,120 Kpa

$Ø_U$ …….. ……..7,74 - 8,07°

C'…….. …..32,4 - 34,68 Kpa

Ø' ……. 23,22 ° - 24,22 °

c) Essai Proctor normal :

- Densité sèche optimal ($ɣ_d$) opt …… 1.38 - 1.44 t/m^3
- Teneur en eau optimal (Wopn) …… 27 – 30 %
- Essai de perméabilité K ……$1.55x10^{-9}$ – 13.7 $x10^{-8}$ (m/s)

d) Analyses chimiques :

- Teneur en insolubles ……..49 – 50 %

- Teneur en carbonates CaCo3 …… 29 – 43.57 %
- Teneur en matière organique …… 05 – 7.65 %

◆Ca Co3 = 29 – 43.57 % : marne.

◆ TMO = 3.6 %

3 < TMO ≤ 10 faiblement organique.

◆ IP = 29 - 32 %
25 < IP < 40 argile plastique.

◆ ɣd = 1.44 - 1.45
ɣd ≤ 1.6 : peu dense.

3.3.3.3.2 Interprétation des résultats

La lithologie est caractérisée par la présence d'une formation des argiles brunes à noires à débris de coquillier. Rencontrés en SC2, SC3 sur environ 7 m d'épaisseur, puis des alluvions fins a grossiers représenté principalement par des blocs et cailloux emballés dans une matrice argilo-sableuse au droit du SC2 d'épaisseur de1 à 3, ensuite une couche des ' argiles beige limoneuses dans la basse des trois sondages.

❖ Quatre (04) puits de reconnaissance au niveau de la zone d'emprunt.

Le matériau prospecté dans la cuvette Chabaat El Bay 2 est un matériau :

- Fin, argileuse noirâtre parfois argiles limoneuses beige limoneuse ;
- Classification : argile plastique ;
- Densité Proctor : bonne ;
- Tassement et gonflement : acceptable ;
- Caractéristiques de cisaillement à long terme acceptables ;
- Perméabilité très faible.
- Les analyses chimiques indiquent que le sol est non agressif

Donc c'est un matériau acceptable pour une digue homogène imperméable.

Le volume qui peut être extrait de la zone d'emprunte est estimé à 153450m3.

III.4 ETUDE HYDROLOGIQUE

On définit l'hydrologie comme étant la science qui traite des eaux que l'on trouve à la surface de la Terre, ainsi qu'au-dessus et au-dessous, de leur formation, de leur circulation et de leur distribution dans le temps et dans l'espace, pour cela le

dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages hydrauliques sont liés à une évaluation correcte de l'importance de la crue. Dans ce cadre nous procédons dans une étude hydrologique du bassin versant de chaabet el bay 2 pour déterminer certains paramètres de base pour la réalisation du barrage, comme le volume mort, le volume utile, le débit régularisé, le débit de crues, le débit solide, le laminage des crues….etc.

Les données caractéristiques de l'étude hydrologique sont destinées par la formulation des solutions les plus recommandables au dimensionnement de la retenue collinaire et de ces ouvrages annexes. Les caractéristiques d'écoulement et différents volumes de la retenue sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.1 Caractéristiques d'écoulement et différents volumes de la retenue

Désignation	**Symbole et Unité**	**Valeur**
Superficie du bassin versant	S ; km^2	17.96
Longueur du thalweg principal	L_t ; km	7.85
Apport moyen annuel	A ; Hm^3	1.34
Lame d'eau de ruissellement	Le ; mm	74.41
Les débits de projet	$Q_{1\%}$; m^3/s	119
	$Q_{10\%}$; m^3/s	71
	$Q_{0.1\%\ Lam}$; m^3/s	133.47
Débits laminés	$Q_{1\%\ Lam}$; m^3/s	90.82
Côte du fond de la vallée (Niveau volume forcé)	NVF ; m NGA	811.60
Niveau volume mort	NVM ; m NGA	816.26
Niveau normal	NNR ;m NGA	820.00
Niveau NPHE	NPHE ; m NGA	823.00

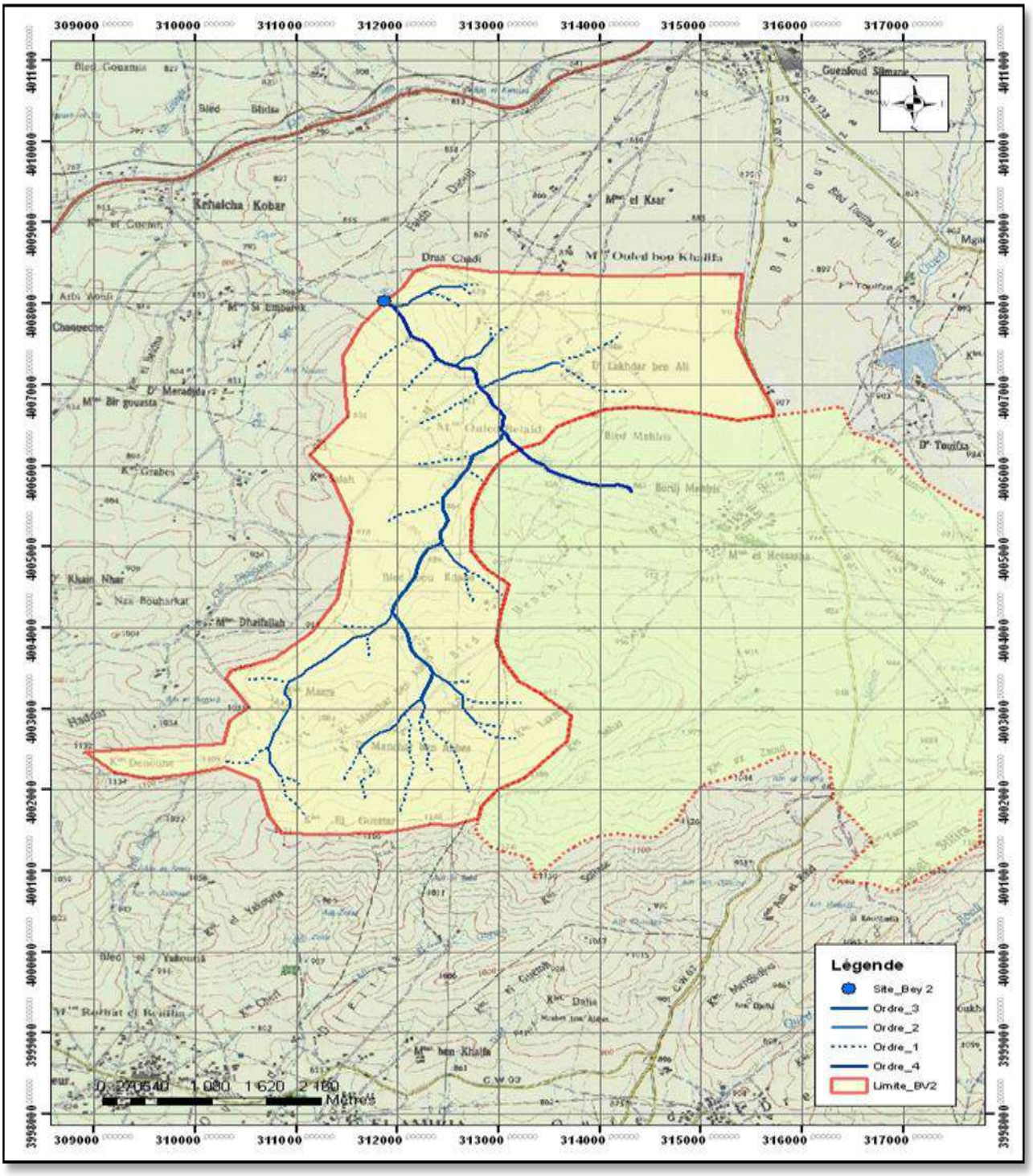


Figure III.5 : Bassin versant –Réseau Hydrographique du bassin de Chaabet el bey2

III.5 Présentation de la digue et l'ensemble du système de drainage :

Le dimensionnement de la digue et son système de drainage ont été établi suivant les formules présentées dans le chapitre 1 et 2. Les formules ont permis de déterminer chacune des caractéristiques présentées dans les tableaux suivant :

Tableau III.2 : Les différentes caractéristiques de la digue

Hauteur de la digue H_{digue}=**13.00** m	(à partir du lit d'oued 844.00).
Niveau de la crête =**824.50** m, NGA.	
Niveau des plus hautes eaux (P.H.E) = **823**m, NGA.	$V_{P.H.E}$ =**0.77** Hm3
Niveau Normal (N.N.R) = 820.00 m,NGA.	$V_{N.N.R}$ =**0.361** Hm3
La surface inondé = 2.00 ha	
Niveau Volume Mort (N.V.M) = 816.26 m, NGA	V N.V.M =0.087Hm3
Volume du remblai de la digue = 107013m3.	
Longueur en crête = 376 m.	
Superficie à irrigue = 97.72 Ha	
-Côte clé d'ancrage	805.20m NGA
Profondeur	4 m
Longueur	LA=100m
Larguer de la basse	BA=4m
Talus amont - Talus aval	mAm,Av = 1 : 1.5
- Largeur de la crête	b = 6.00 m

- Largeur Berme amont et aval	bb = 3.00 m
- Largeur Berme prisme de drainage	bd = 3.00 m
- Largeur a la base	B = 83.5 m
- Longueur en crête	L =376.00 m
- Fruit amont	1 : 3.0
- Fruit aval	1 : 2.5

III.5.1Les drains

Tableau III.3 Les différentes caractéristiques du drain

Drain prisme :	
- Côte en crête	814.20 m NGA
- Largeur en crête	b = 3.00 m
- Longueur en crête	L = 68.64m
- Talus amont	mAm = 1 : 1.5
- Talus aval	mAv = 1 :2.5
Drain tapis	
Lc = (23.00 – 31.00) m.	

III.5.2Filtre :

La couche de filtre est entre des terres du corps du barrage et la première couche de drain a les limites suivantes :

d15=0.0005

d50=0.002

0.006mm < D15 < 0.02mm

0.024mm < D50 < 0.116 mm

La couche de protection des filtres on la détermine de fonction de la courbe moyenne de la première couche :

0.15mm < D15 < 0.52mm

0.84mm < D50 < 4.06 mm

III.5.3.Revêtements des talus

Talus aval

Couche de pierres concassées [0.8-150 mm]= 30 cm.

Talus amont

Tableau III.4 : les épaisseurs des couches de revêtements

	Diamètre (cm)	Epaisseur (cm)
1	[0.8-150]	30
2	[5-15]	20
3	D_{50}[20-30]	45

III.6 Dimensionnement de la vidange de fond

La liaison entre l'ouvrage de tête en amont et le cours d'eau en aval de l'ouvrage sera assuré par une conduite en PEHD de diamètre égale à 500 mm lui conférant l'aptitude à la visibilité en cas d'avarie ou d'inspection d'entretien, sa longueur entre l'ouvrage de prise et la chambre des vannes est d'environ 100ml pour une pente 3.65% (0.0365), passant sous le remblai et enrobée de béton dosé à350 Kg / m^3 muni de redans ou écran anti renards espacés de 12 m.

La conduite de vidange devra être protégée extérieurement par un produit bitumineux. Cette conduite est enrobée par du béton armé d'une section de (1,10 x 1,10) m^2, sur une assise d'une épaisseur de 30 cm en béton.

III.6.1 Calcul hydraulique :

Le calcul de la conduite de vidange tient compte de plusieurs facteurs :

- Le temps de vidange.
- La satisfaction de la demande aval.
- La vitesse d'abaissement du plan d'eau.
- La sécurité de l'ouvrage durant l'exploitation.

Pour un dimensionnement adéquat de l'ouvrage deux cas de figure doivent être pris en compte séparément :

- **Cas de prise :**

Le débit de prise qui sera considéré pour le calcul, sera celui correspond à la plus grande consommation qui est cette observé pendant le mois la plus forte irrigation suit juillet pour un volume total de la :

- La fréquence d'un rosage est de 10fois/mois

-La duré d'un rosage est de 12heurs/jour

Le débit de prise sera:

$$Q_{pe} = \frac{Be_{\max}}{10.12.3600} m^3/s$$

Be_{max} dotation maximale (juillet)

Be_{max} =besoins en irrigation en %×dose d'irrigation × surface irrigue

AN :

Be_{max} = 0.2973×5000×100 = 148650.00 m3/an

$$Q_{pe} = \frac{148650}{10.12.3600} m^3/s = 0.344 m3/s$$

- **Cas de vidange de fond :**

Le vidange d'une retenue doit se faire en un temps suffisamment long pour que la vitesse d'abaissement du plan d'eau ne puisse mettre en cause la stabilité du talus amont (V<1m/j)

La durée généralement préconise dans le cas d'ouvrage assez modeste, est comprise entre 10 et 20 jours.

$$Q_V = \frac{V_u}{T}$$

Avec Vu : volume utile (*Vu = 273298 m3)*

T : temps de vidange (on prend T = 15 j)

$$Q_V = \frac{273\ 298}{15 \times 24 \times 3600} = 0.21 m3/s$$

$$\boldsymbol{Q\ v = 0.21\ m^3/s}$$

C'est le débit nécessaire pour vider la retenue pendant 15 jours

III.6.2 Section de la conduite de vidange :

La section de la conduite c'est la section nécessaire pour l'évacuation de débit max passe par la conduite.

$$Q_{pe} = 0{,}344 \text{ m3/s}$$

$$Q\ v = 0{,}21 \text{ m3/s}$$

$$Q_{pe} > Q\ v$$

Pour déterminé la section de la conduite de on utilise la formule de l'écoulement en charge :

$$Q = V \times S = S \times \sqrt{2 \times g \times h}$$

Q : débit de prise(Q_{pe}) en m^3/s

S : section de la conduite en m^2

h : différence de niveau d'eau entre le bief amont et le bief aval en m.

h = 16,02 m

$$S = \frac{Q}{\cdot\sqrt{2gh}} = \pi \frac{d^2}{4}$$

On trouve : S = 0,021 m^2

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

D'où **d = 0,164 m = 164 mm. D =200 mm**

Nous pouvons conclure qu'une commodité de DN 200 serait suffisante pour permettre la vidange de la retenue en 15 jours et assure le débit de prise ; toute fois nous adopterons une conduite DN 500 qui est le minimum recommandé pour que cette dernière soit visitable.

III.7 CONCLUSION

Dans ce chapitre la faisabilité d'implantation d'un barrage sur l'Oued ChaabetElby2 a été étudiée. Il est à noter que le barrage est faisable de point de vue hydrologique, géotechnique et géologique.

Chapitre IV

MODELISATION NUMERIQUE

Chapitre IV

MODELISATION NUMERIQUE

IV.1 INTRODUCTION

La modélisation numérique par des différentes techniques (éléments finis, éléments discrets, différences finies ou autre) permet d'analyser la stabilité, la déformation et l'influence de plusieurs paramètres en tous points du modèle dans un temps de calcul raisonnable.

Dans une première partie de ce chapitre, on mène une présentation du logiciel SEEP utilisé pour la détermination de la ligne saturation. Ce logiciel utilise la méthode des éléments finis pour discrétiser l'équation de Laplace avec les conditions aux limites représentés par le niveau amont et aval. La deuxième partie du chapitre comprend une présentation du logiciel Géo-Slope et son application pour déterminer le coefficient de sécurité du cercle critique pour les trois cas d'étude.

IV.2 PRESENTATION DE L'OUTIL DE SIMULATION GEO-SLOPE GEOSTUDIO 2007

Géo-Slope est un logiciel de calcul géotechnique. Il 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 **(Voir l'annexe 01).**

IV.3 ETUDE DE STABILITE

L'étude de stabilité d'un barrage est fondamentale dans la mesure où elle doit aboutir pour l'essentiel à la définition de la géométrie de l'ouvrage dont les pentes des talus et des principes de drainage à appliquer.

Schématiquement deux formes d'instabilité mécanique sont à signaler au niveau d'un barrage en remblai à savoir :

- Le glissement des talus ;

- L'instabilité mécanique en fondation peu probable car le remblai sollicité moins sa fondation.

La stabilité de ces ouvrages doit être vérifiée sous différentes sollicitations, en tenant compte de l'état des pressions interstitielles à l'intérieur de la digue. Ici nous étudierons la stabilité vis-à-vis du risque de glissement des talus pour les états de charge suivants :

- Fin de construction ou comportement à court terme (talus amont et aval) ;
- Le réservoir plein (calcul défavorable au talus aval) ;
- La vidange rapide (calcul défavorable au talus amont).

IV.3.1 Fin de construction

L'état de charge "fin de construction" se produit dans la digue et dans sa fondation après que la digue a été rapidement remblayée et ce dernier n'est pas capable de dissiper l'excès de pression interstitielle produit par l'accroissement brusque des contraintes totales qu'entraîne le processus de réalisation. Dans ce cas, il peut se produire un glissement du talus à cause de la diminution de la résistance au cisaillement. Dans les retenues collinaires et petits barrages avec des hauteurs de la digue jusqu'à 15 m, et en présence des matériaux argileux, c'est à dire, condition imperméable, on recommande d'analyser le talus en aval parce qu'il est généralement plus abrupt que le talus en amont. Les paramètres C et Ø peuvent être obtenus à partir de l'essai de résistance au cisaillement à court terme, non consolidé non drainé non saturé (UU); le calcul sera fait à partir des contraintes totales. En présence des matériaux non argileux, c'est à dire, condition perméable, on recommande d'obtenir les paramètres C' et $\emptyset'$ à partir de l'essai de résistance au cisaillement à long terme, consolide drainé saturé.

IV.3.2 Réservoir plein

L'état de charge "opération ou exploitation" se produit dans la digue et la fondation une fois que la digue a été terminée, a passé ensuite un temps appréciable depuis son arrêt et se sont dissipées les pressions de pores de consolidation apparues pendant la construction ; en outre, le réseau d'écoulement est formé à travers le corps de la digue et de la fondation. Le calcul de stabilité se fait en tenant compte les contraintes effectives, le talus à étudier en aval est le plus défavorable et les

paramètres C et$\emptyset'$, quel que soit la condition de perméabilité du matériau de construction, peuvent être obtenus à partir de l'essai de résistance au cisaillement à long terme consolidé saturé et drainé. Les pressions de pores sont obtenues à partir du réseau de flux et le dessin de la ligne de courant supérieur en accord avec la section de la digue et le type de drainage employé.

IV.3.2 Vidange rapide

Le rabattement rapide est causé par un abaissement du niveau d'eau adjacent à une pente, à un rythme si rapide que le sol n'a pas suffisamment de temps pour s'égoutter de manière significative. Les résistances au cisaillement non drainées sont supposées s'appliquer à tous les matériaux de drainage libre les plus grossiers .si le rabattement a lieu pendant ou immédiatement après la construction, la résistance au cisaillement non drainé utilisée dans l'analyse de rabattement est la même que la résistance au cisaillement non drainé qui s'applique à la condition de fin de construction. Si le retrait se produit après conditions d'infiltration stables ont développé, le non drainé les forces utilisées dans l'analyse du rabattement sont différentes ceux utilisés dans les analyses de fin de construction et sont déterminé par les contraintes effectives pendant l'infiltration régulière. Pour les sols qui se dilatent lorsqu'ils sont mouillés, le cisaillement non drainé la force sera plus faible si le retrait se produit après une période.

Il est important de signaler que le calcule de stabilité se fait avec séisme et selon le comité des grands barrages le facteur de sécurité critique doit être supérieure à un certain seuil. Ce seuil se diffère d'un barrage à l'autre, il est dépend de l'importance de l'ouvrage. Par exemple, pour les grands barrages (classe I), le facteur de sécurité doit être supérieur à 1.1. Les valeurs admissibles pour chaque classe de l'ouvrage sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 : Valeurs admissibles des coefficients de sécurité. (Réf

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

IV.3.2.1 Facteurs déterminant la stabilité de la Retenue

La vérification de la stabilité tient compte :

- caractéristiques mécaniques et géotechniques des matériaux (cohésion, angle de frottement, degré de saturation, poids volumique humide et déjaugé etc…) ;
- profil du remblai (coupe transversale à l'échelle) ;
- hydraulique interne (ligne de saturation, pression interstitielle).

IV.4 APPLICATION SUR LA RETENUE COLLINAIRE DE CHAABET EL BAY 2

IV.4.1 Présentation du modèle numérique

La retenue collinaire de CHAABET EL BAY 2 est une retenue en terre homogène reposant sur une fondation dont les caractéristiques géométriques sont présentées dans la figure **IV.4.**

- Hauteur du barrage : 13 m.
- Largeur de la base du barrage : 83.5 m
- Largeur de la crête du barrage : 6 m
- Pente du talus amont : 1/3
- Pente du talus aval : 1/2.5
- Hauteur d'eau à l'amont : 8 m.

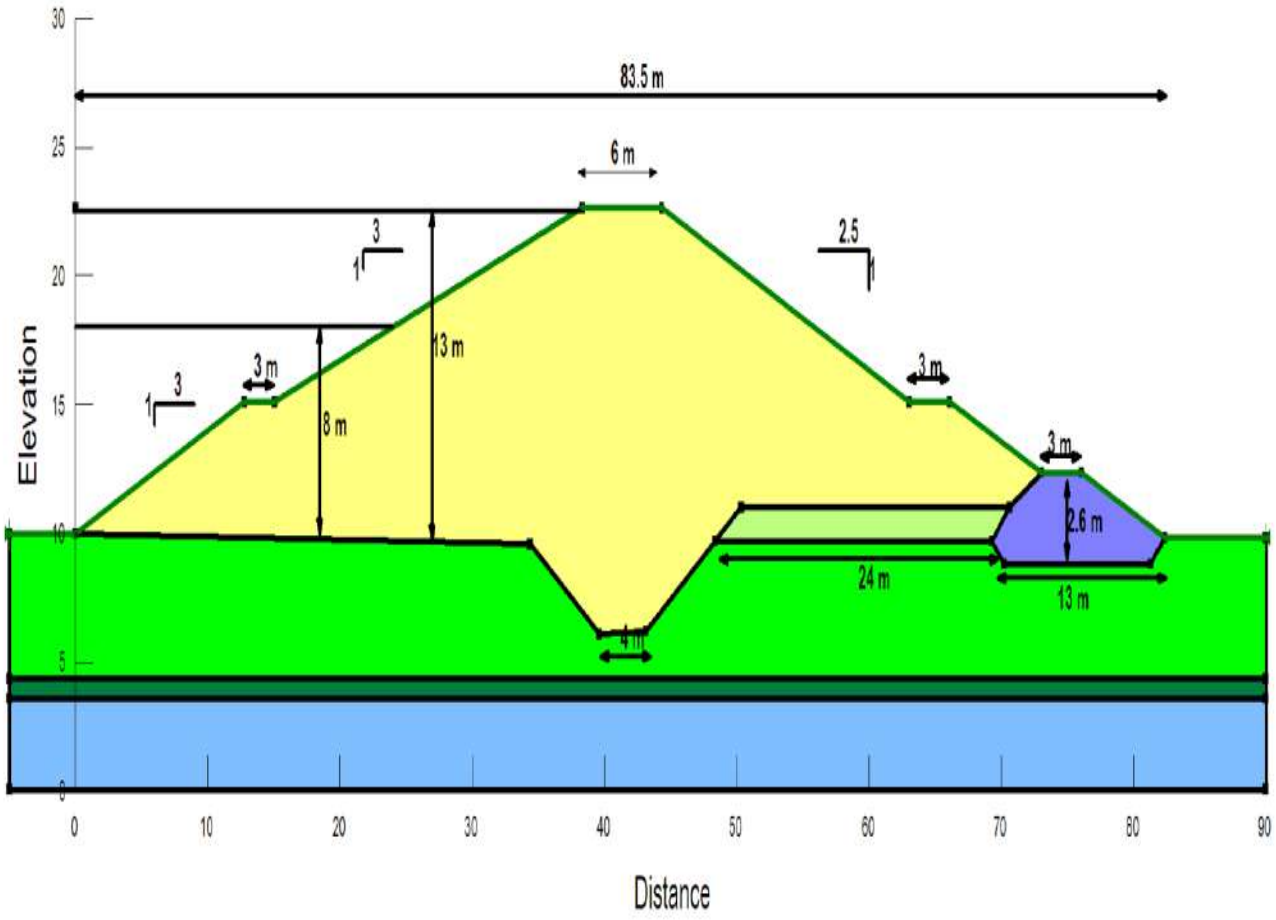


Figure III.4 : Dimensions des différents éléments de la retenue collinaire étudiée.

Pour chaque cas d'étude Les propriétés mécaniques et hydrauliques du barrage sont

Récapitulées dans le tableau suivant :

	Cas d'étude			Les caractéristiques géotechniques et hydrauliques des matériaux			
		Logiciel	Matériau	Poids volumique γ[kN/m^3]	Cohésion C [KPa]	Angle de frottement Ø [°]	Coefficient perméabilité K [m/S]
Cas 1	Fin de construction	SLOPE	Remblai	18.5	22	8	
			Drain prisme	20	0.001	60	
			Drain tapis	17	4	3	
			Fondation 1	15	19	25	
			Fondation 2	19	65	26	
Cas 2	Retenue plein	SEEP	Remblai				$13.7* 10^{-8}$
			Drain prisme				10^{-1}
			Drain tapis				10^{-3}
			Fondation 1				$11.8 * 10^{-8}$
			Fondation 2				$6.20 * 10^{-8}$
		SLOPE	Remblai	18.5	33	24	
Cas 3	Vidange rapide	SEEP					$13.7* 10^{-8}$
		SLOPE 2-a		18.5	22	8	
		SLOPE 3-a		$\gamma' = 9.5$	33	24	

Tableau IV.2 : Caractéristiques mécaniques et hydrauliques Utilisées.

Il est à signaler que les caractéristiques mécaniques et hydrauliques du drain prisme, drain tapis et la fondation restent constante pour les trois cas étudiés.

IV.5 RESULTATS DE CALCUL

IV.5.1 Cas 1 : Fin de construction

Pour déterminer du cercle de glissement critique, pour cela il existe trois méthodes. Dans notre on utilise la méthode «Entry and Exit» la plus recommandée pour les talus d'un barrage. Cette méthode consiste à sélectionner une partie de la pente où se trouve le premier point probable d'arc du cercle et une autre partie où se trouve le dernier point d'arc du cercle (le programme va tester tous les arcs possibles compris entre ces deux parties de la pente).

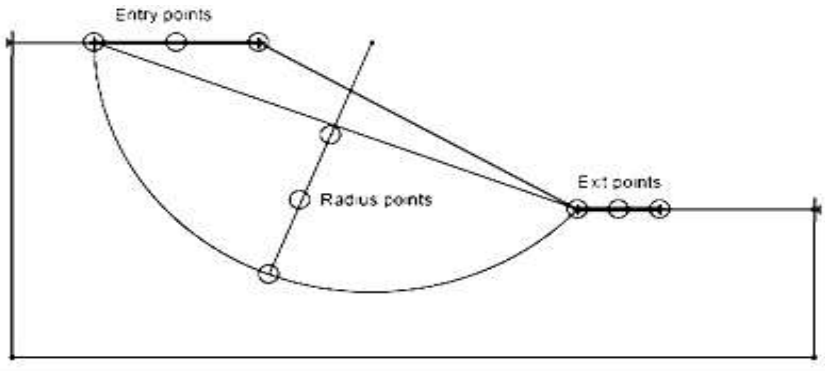


Figure IV.5 : Détermination de la surface de rupture par la méthode «Entry and Exit»

La figure suivante illustre l'utilisation de cette méthode, dont la zone du cercle le plus probable est indiquée dans le talus aval de notre retenue par une ligne rouge.

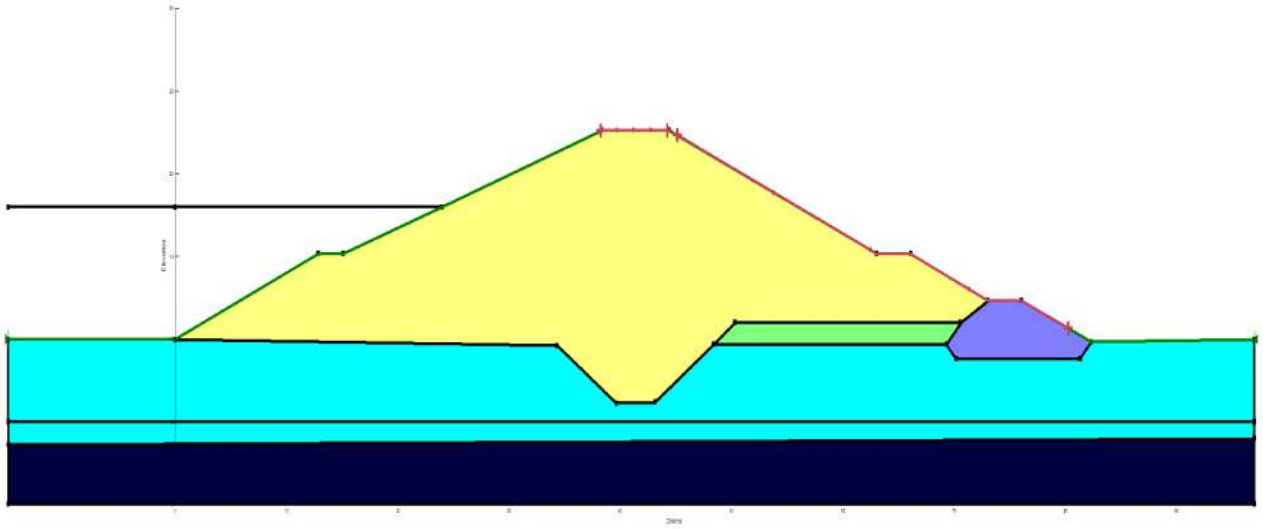


Figure IV.6 : Sélection de la zone des cercles de glissement

Apres l'introduction des caractéristiques les mécaniques et poids volumique des matériaux, présentés dans le tableau précédent (Tableau IV.2), on lance la simulation. Les résultats ont abouti à déterminer le facteur de sécurité critique par les trois méthodes (Fellinius, Bishop et Janbu) indique dans les tableaux IV.3 et IV.4 pour le talus aval et amont respectivement. Les figures IV.6 et IV.7 montre le cercle de glissement critique du talus aval et amont, respectivement.

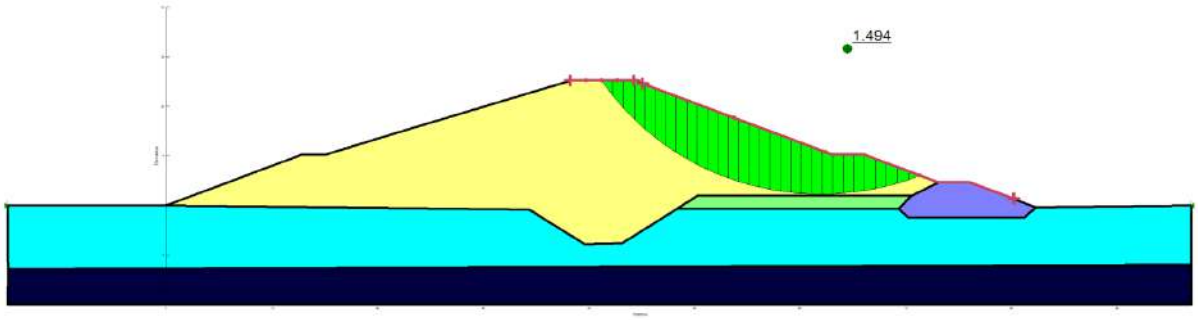


Figure IV.7 Cercle de glissement critique du talus aval

Tableau IV.3 : Facteur de sécurité critique calculé par les trois méthodes pour le cas de fin de construction.

Méthode	**Fellenius**	**Bishop**	**Janbu**
Fs	**1.556**	**1.605**	**1.494**

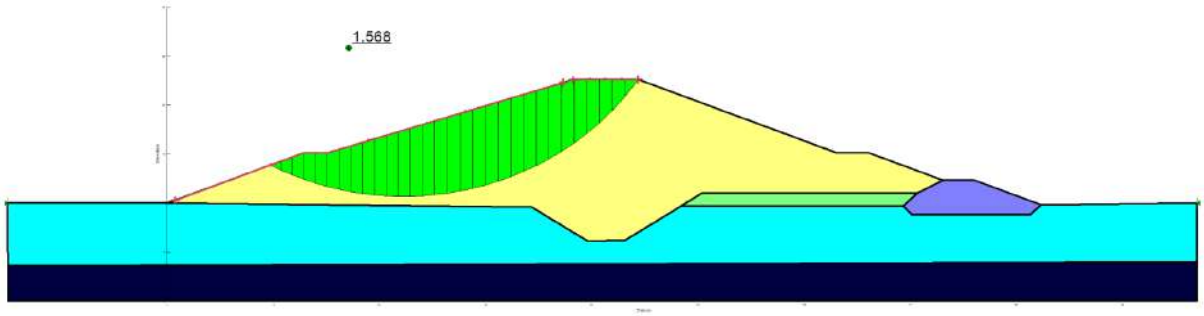


Figure IV.8 : Cercle de glissement critique du talus aval

Tableau IV.4 Facteur de sécurité critique calculé par les trois méthodes pour le cas de fin de construction.

Méthode	**Fellenius**	**Bishop**	**Janbu**
Fs	1.629	1.694	1.568

Le coefficient de sécurité pour les deux talus est supérieur à 1.3, donc notre barrage est stable.

IV.5.2 Cas 2 : Retenue pleine (régime permanent)

On applique les conditions aux limites de l'écoulement (charge amont et aval) (figure IV.8) et on calcule le régime permanent afin d'établir la distribution des pressions interstitielles de l'écoulement permanent correspondant à la charge hydraulique du côté amont.

Après l'établissement de la distribution des pressions interstitielles régnant en régime permanent. Apres l'introduction des caractéristiques mécaniques et poids volumique des matériaux, présentés dans le tableau IV.2, on lance la simulation dans le SEEP afin de déterminer les infiltrations dans la digue et la fondation qui nous a permis de déterminer la ligne de saturation, les lignes égales pression, la pression interstitielle et le débit de fuite.

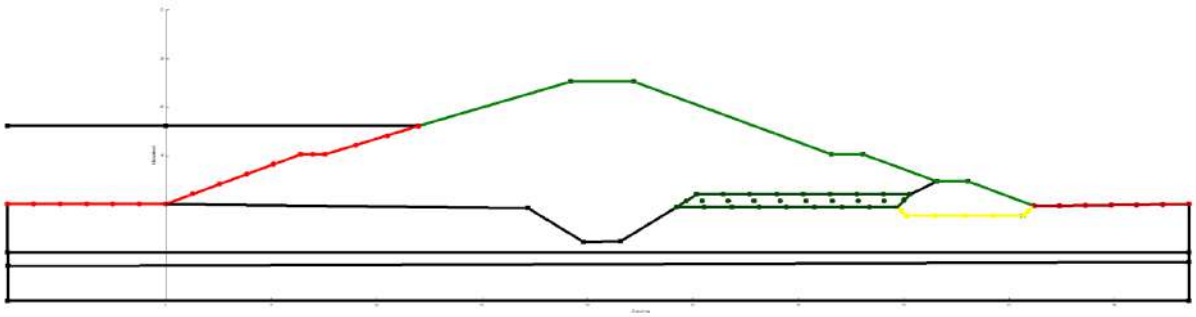


Figure IV.9 : Conductions aux limites dans le cas de la retenue pleine introduite dans le SEEP.

La Figure IV.9 représente la ligne de saturation et les lignes équipotentielles et la figure IV.10 indique le débit de fuite dans la fondation et dans la digue et la distribution interstitielle.

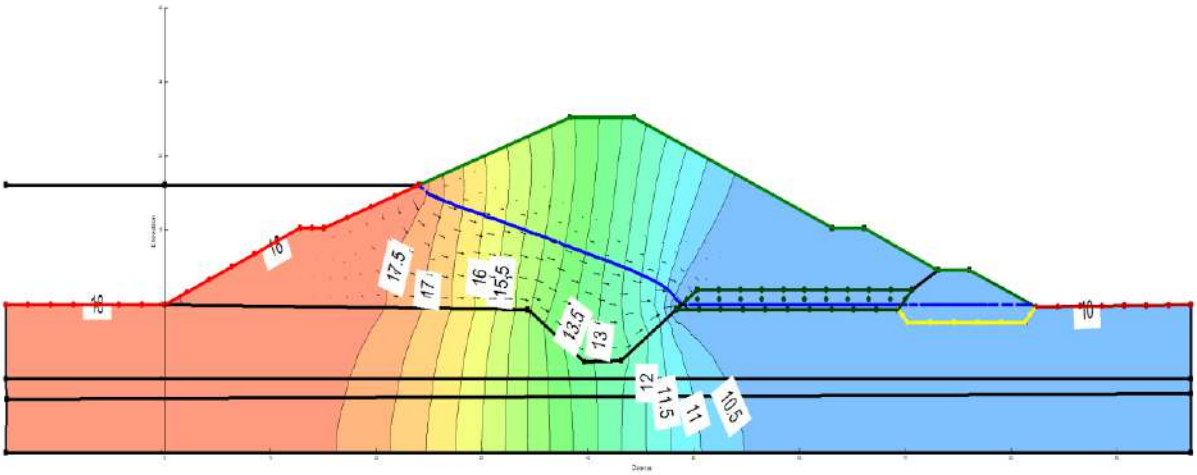


Figure IV.10 : Résultats de calcul par le SEEP

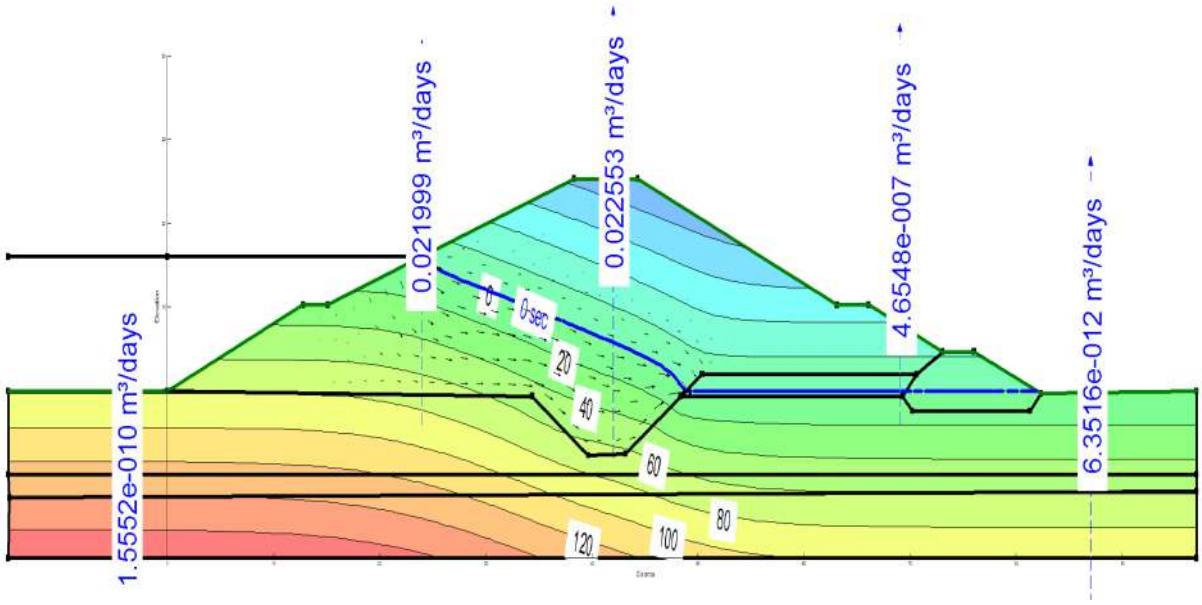


Figure IV.11 : Débit de fuite dans la fondation et dans la digue et la distribution interstitielle

Apres la détermination de la ligne de saturation (figure IV.10) et l'introduction des conditions aux limites (figure IV.11), on lance la simulation dans le Geo-SLOOP.

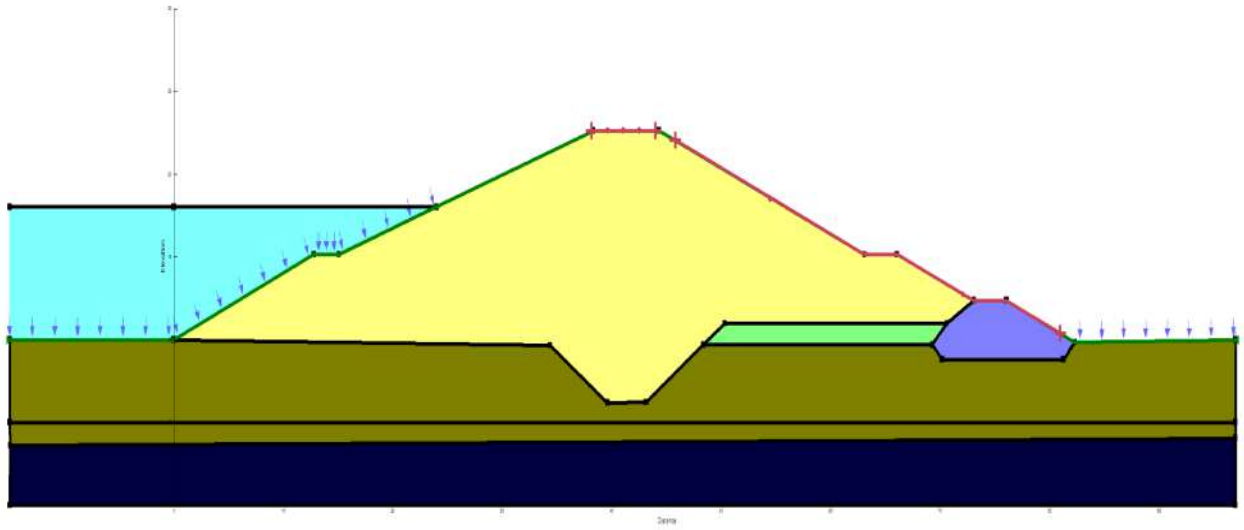


Figure IV.12 : Conductions aux limites dans le cas de la retenue pleine introduites dans le Geo-SLOOP

Les résultats ont abouti à déterminer le facteur de sécurité critique par les trois méthodes (Fellinius, Bishop et Janbu) indique dans le tableau IV.5 pour le talus aval et amont respectivement. La figure IV.13 montre le cercle de glissement critique du talus aval et amont.

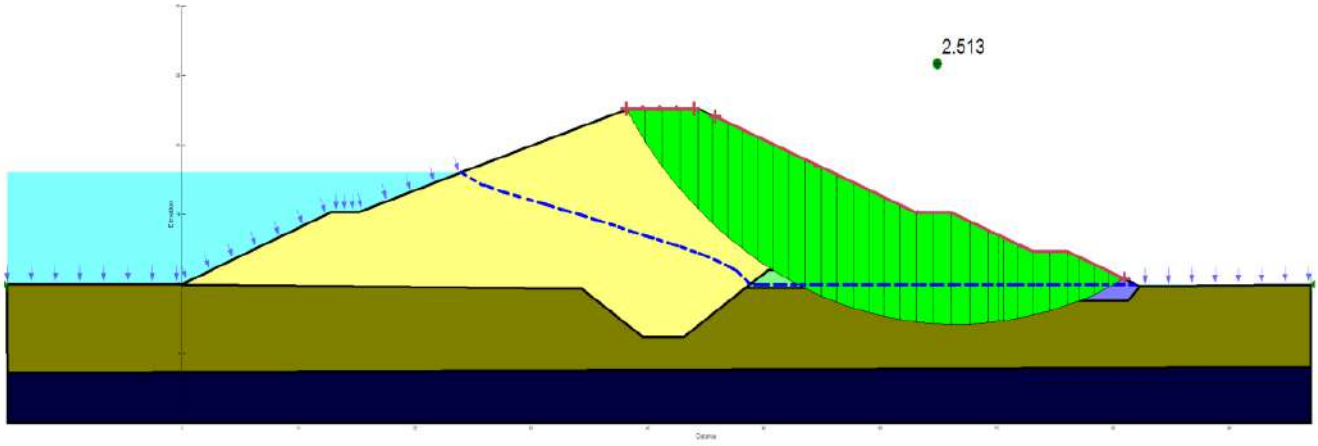


Figure IV.13: Cercle de glissement critique du talus aval dans le cas de la retenue pleine

Tableau IV.5 : Facteur de sécurité critique calculé par les trois méthodes dans le cas de fin de construction.

Méthode	Fellenius	Bishop	Janbu
Fs	2.513	2.758	2.542

Le coefficient de sécurité pour les deux talus est supérieur à 1.2, donc notre barrage est stable.

IV.5.3 Cas 3 : Vidange rapide

Deux étapes seront envisagées pour vérifier la stabilité du talus amont pendant et apres la vidange rapide. La figure suivante illustre les deux étapes sur SEEP et SLOOP



Figure IV.14 : Illustration des étapes de calcul de coefficient Fs durant la vidange rapide de la retenue

IV.5.3.1 Etape 1 : On détermine la répartition de la pression interstitielle pour connaitre la ligne de saturation dans le cas de la retenue pleine et avant de commencer la vidange. Apres on procède à la vidange rapide de la retenue pendant une durée de 15 jours. Cette période a été prise en compte car le diamètre de la conduite de vidange nous permettra de vider la totalité de la retenue.

- La figure suivante montre la répartition de la pression interstitielle avec la retenue pleine.

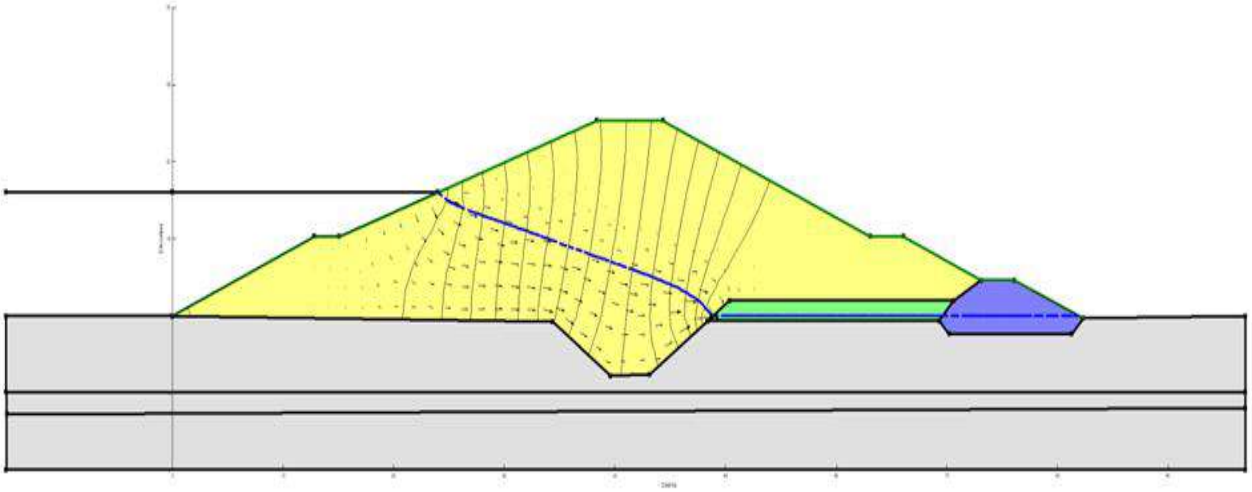


Figure IV.15 : La ligne de saturation dans le régime permanent (retenue pleine)

- La figure suivante montre la répartition de la pression interstitielle dans le corps de la digue après une journée de la vidange

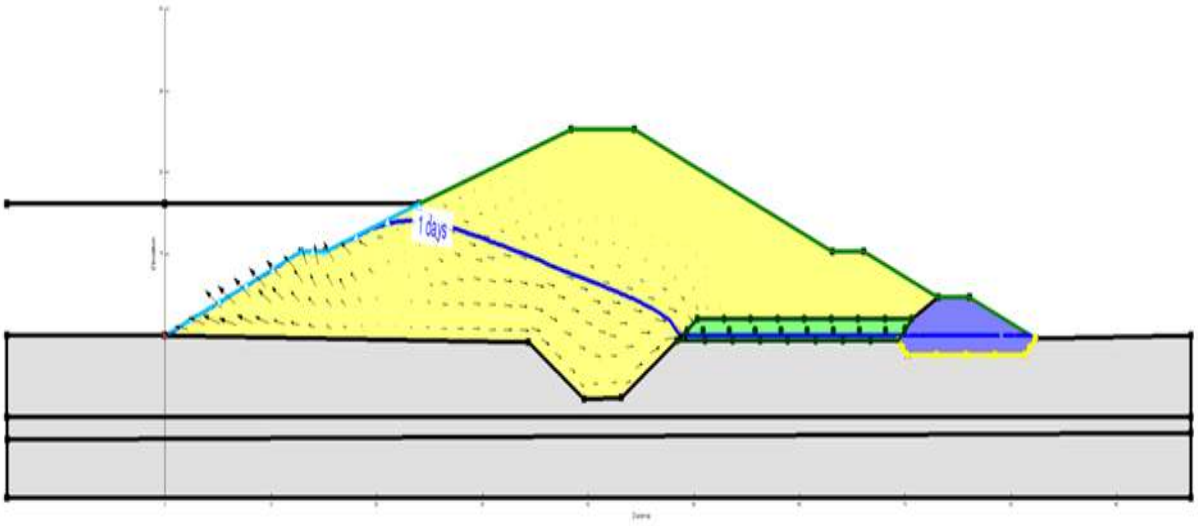


Figure IV.16 : Dissipation de la pression interstitielle après une journée de la vidange

- La figure suivante montre la répartition de la pression interstitielle dans le corps de la digue après sept jours de la vidange

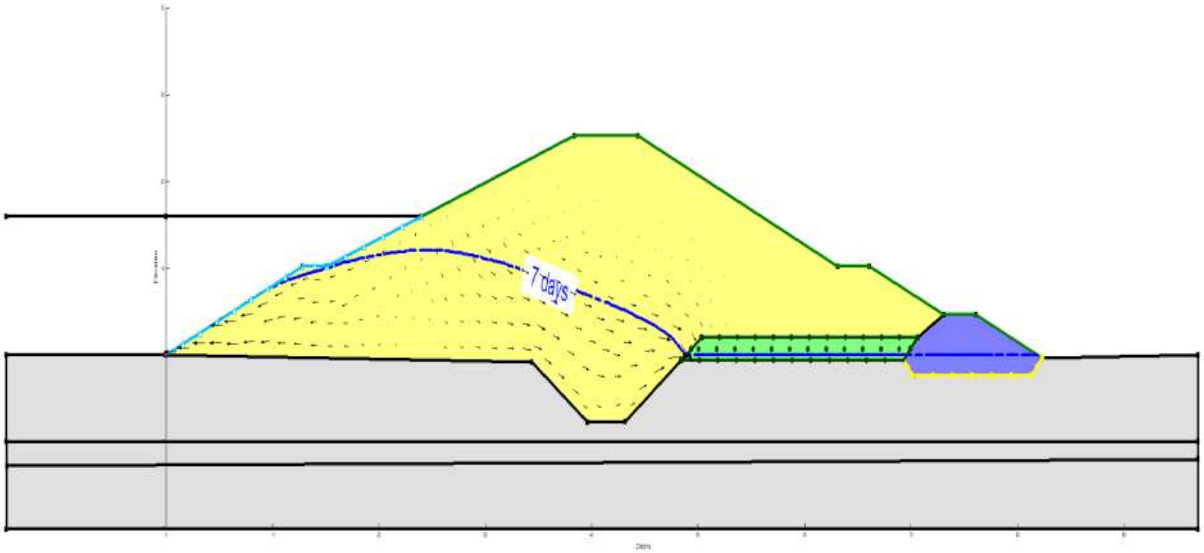


Figure IV.17 : Dissipation de la pression interstitielle après sept jours de la vidange

- La figure suivante montre la répartition de la pression interstitielle dans le corps de la digue après 15 jours de la vidange

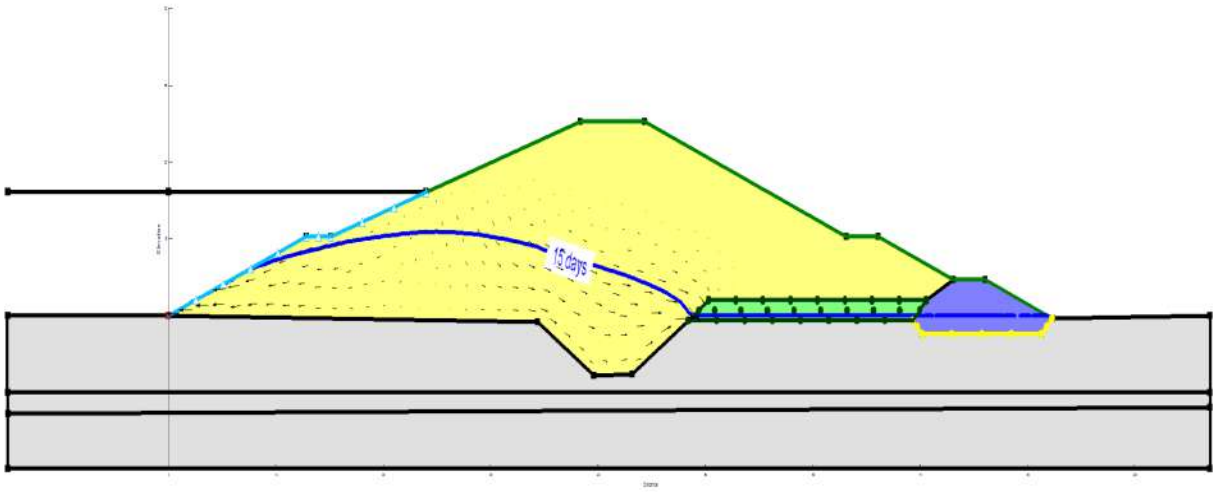


Figure IV.18 : Dissipation de la pression interstitielle après 15 jours de la vidange

- La figure suivante montre l'évolution de la ligne de saturation dans le corps de la digue lors de la vidange rapide (1-15 jours).

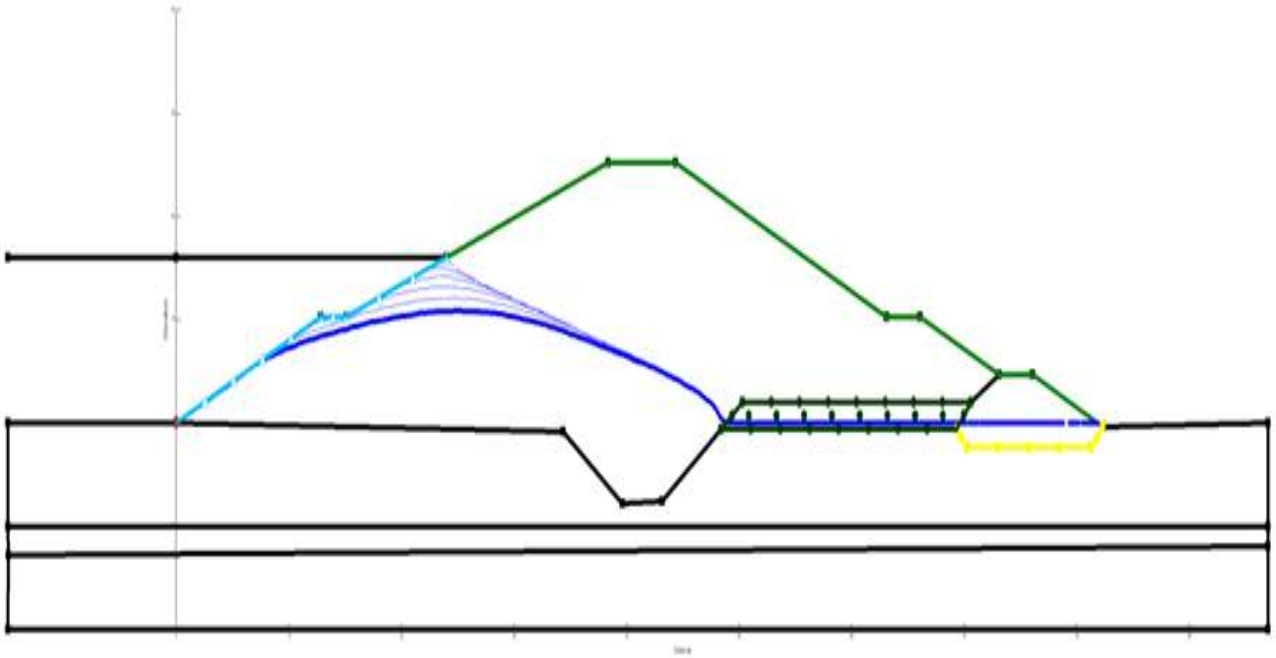


Figure IV.19 : Evolution de la ligne de saturation dans le corps de la digue lors de la vidange rapide.

Les facteur de sécurité critique calculé par les trois méthodes pour le premier et septième et quinzième jour de la vidange sont donnés dans les figures IV.19, IV.20 et IV.21 et le tableau IV.6.

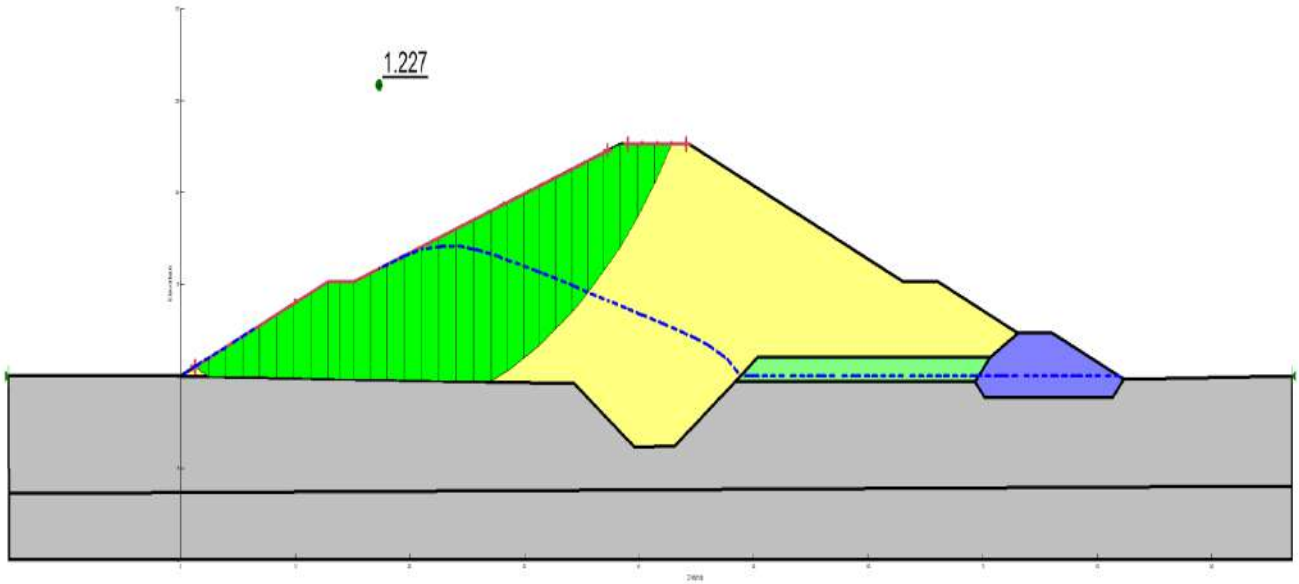


Figure IV.20 : Facteur de sécurité pour le premier jour de la vidange

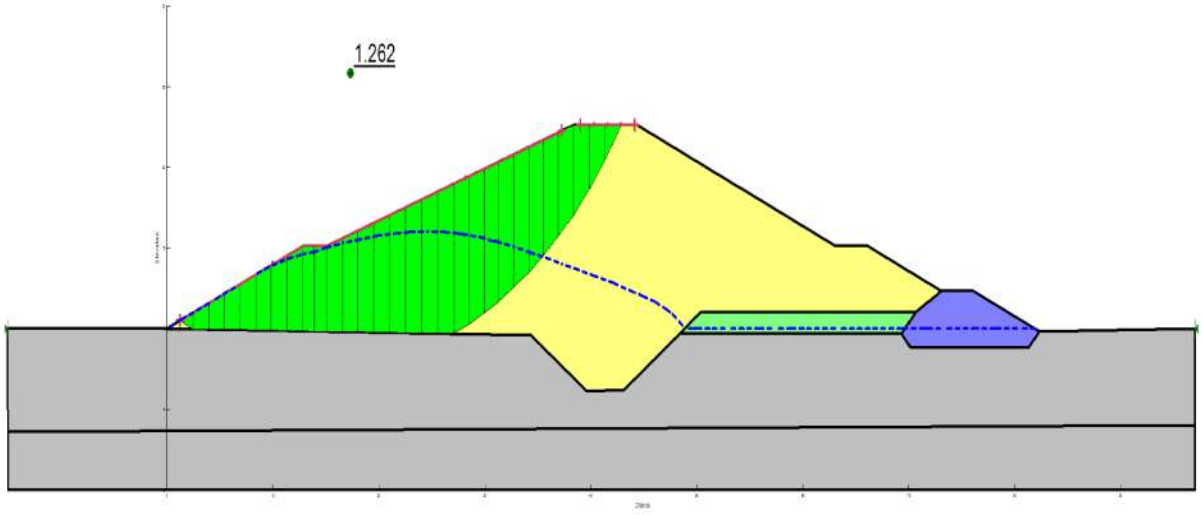


Figure IV.21 : Facteur de sécurité pour le septième jour de la vidange

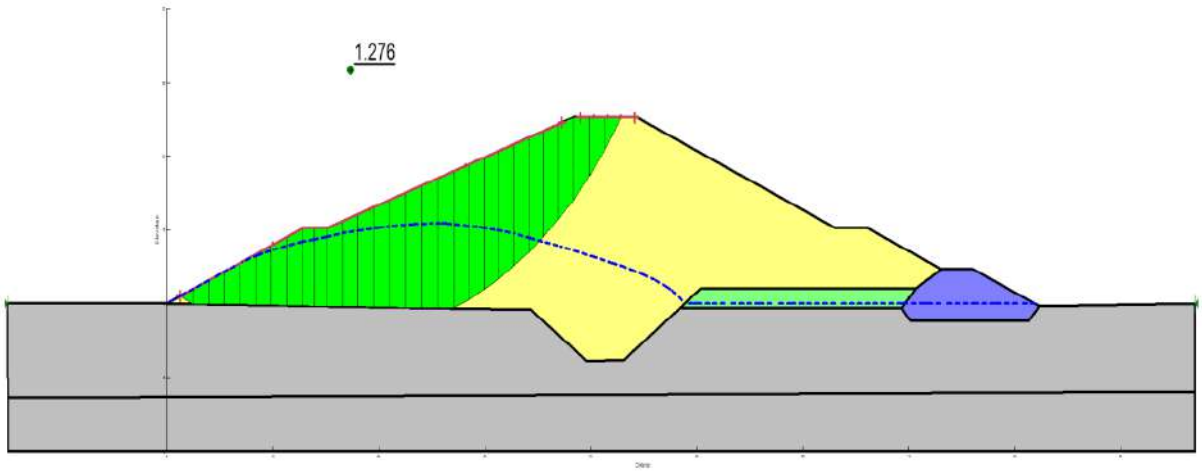


Figure IV.22: Facteur de sécurité pour le quinzième jour de la vidange

Tableau IV.6 : Facteur de sécurité critique calculé par les trois méthodes pour le premier et septième et quinzième jour de la vidange.

Méthodes	**Coefficients de sécurité Fs**		
	1	**7**	**15**
Fellenius	**1.255**	**1.294**	**1.323**
Bishop	**1.306**	**1.347**	**1.362**
Janbu	**1.227**	**1.262**	**1.276**

A partir de la figure Fs en fonction de temps de vidange on constate que le talus est toujours stable.

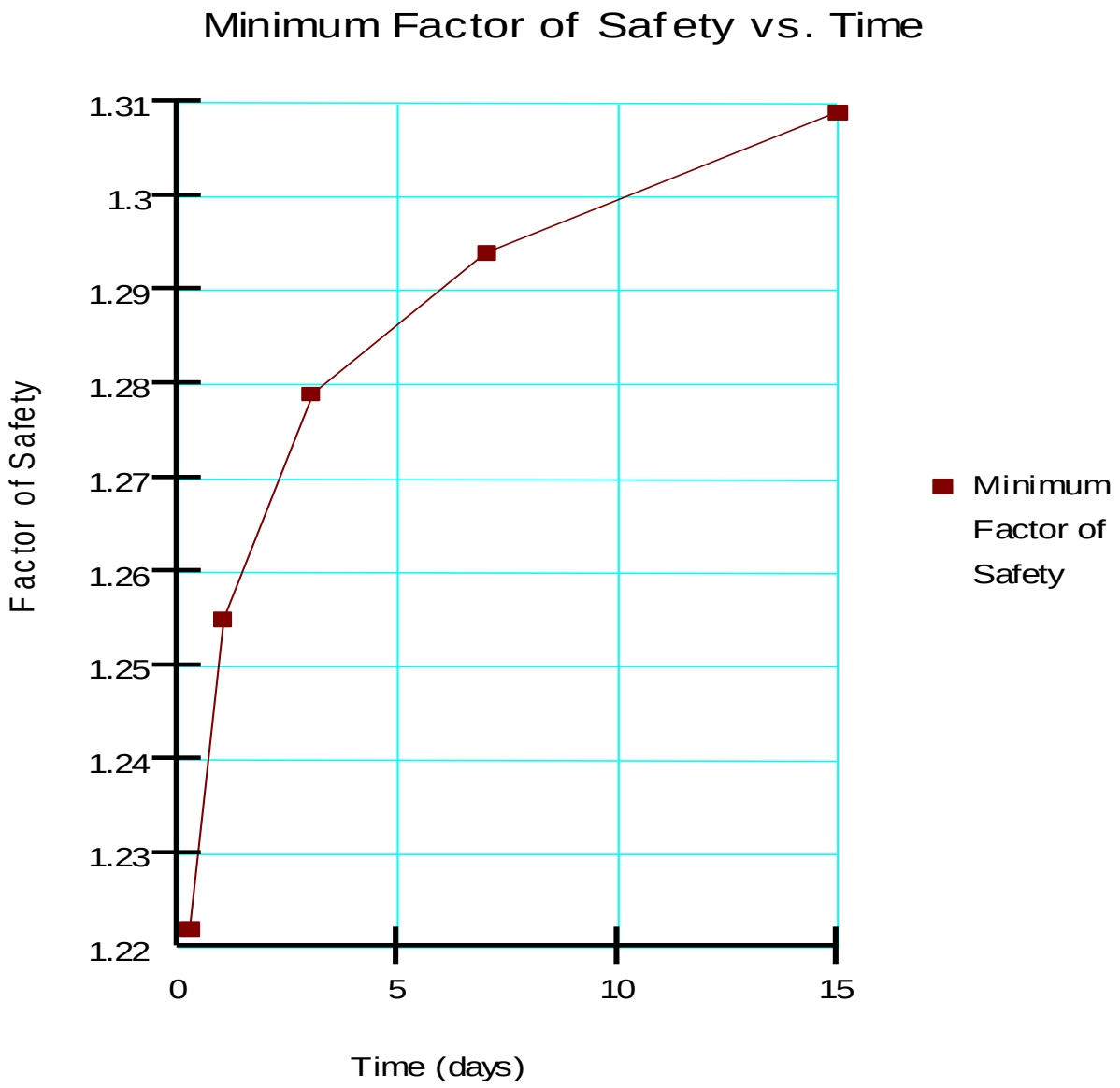


Figure IV.23 : Le facteur de sécurité minimum en fonction de temps de vidange

IV.5.3.2 Etape 2 : Nous conservons les propriétés de la première méthode et on a ajouté 5 jours supplémentaires pour avoir la variation du coefficient de sécurité et la ligne de saturation après la vidange totale (figure 4.22).

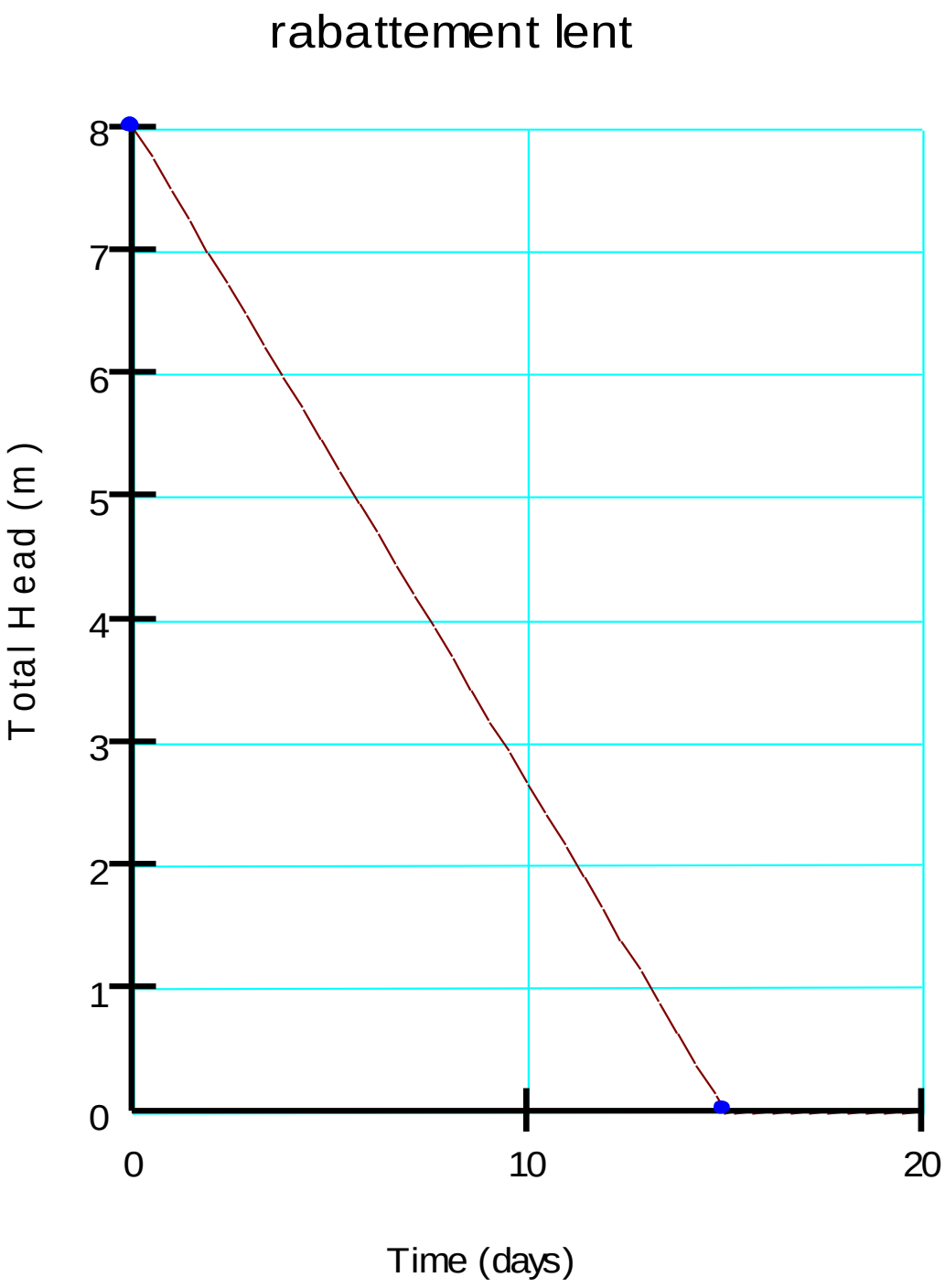


Figure IV.24 : Evolution du rabattement de niveau de la retenue

- Les figures suivantes montrent la répartition de la pression interstitielle pendant la vidange de la retenue.

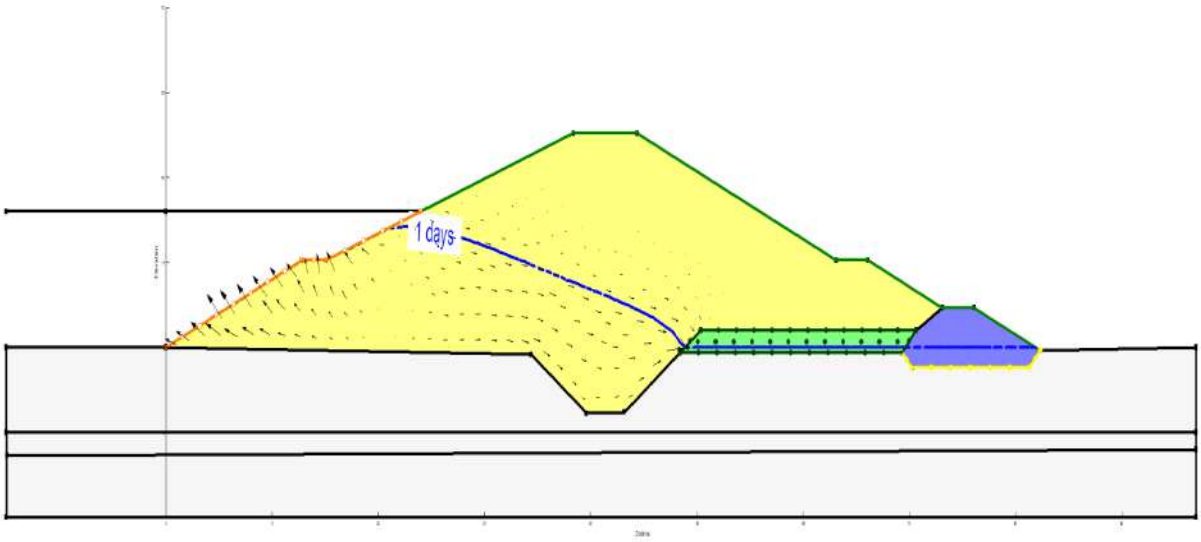


Figure IV.25 : Dissipation de la pression interstitielle après une journée de la vidange

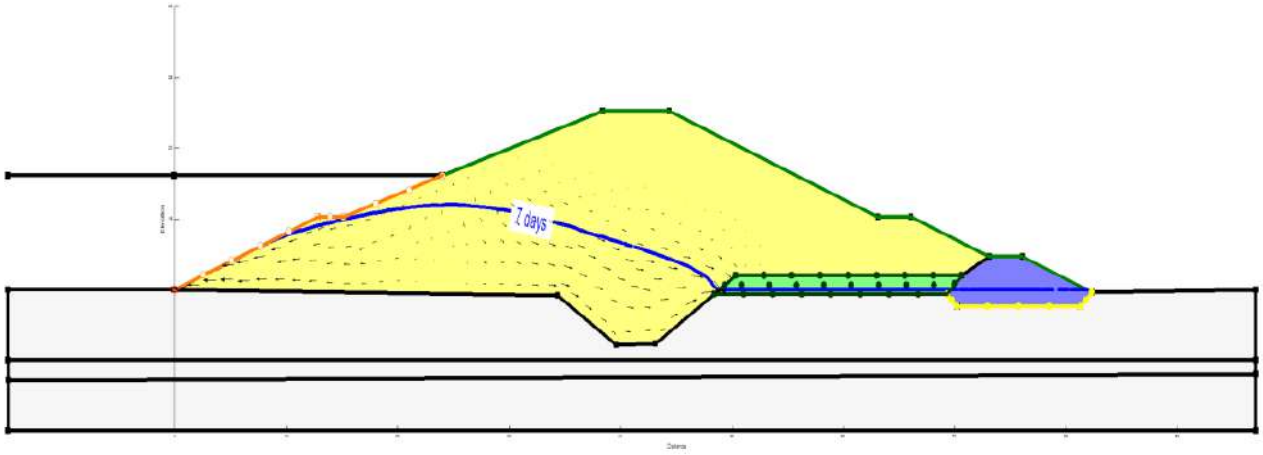


Figure IV.26 : Dissipation de la pression interstitielle après 7 jours de la vidange

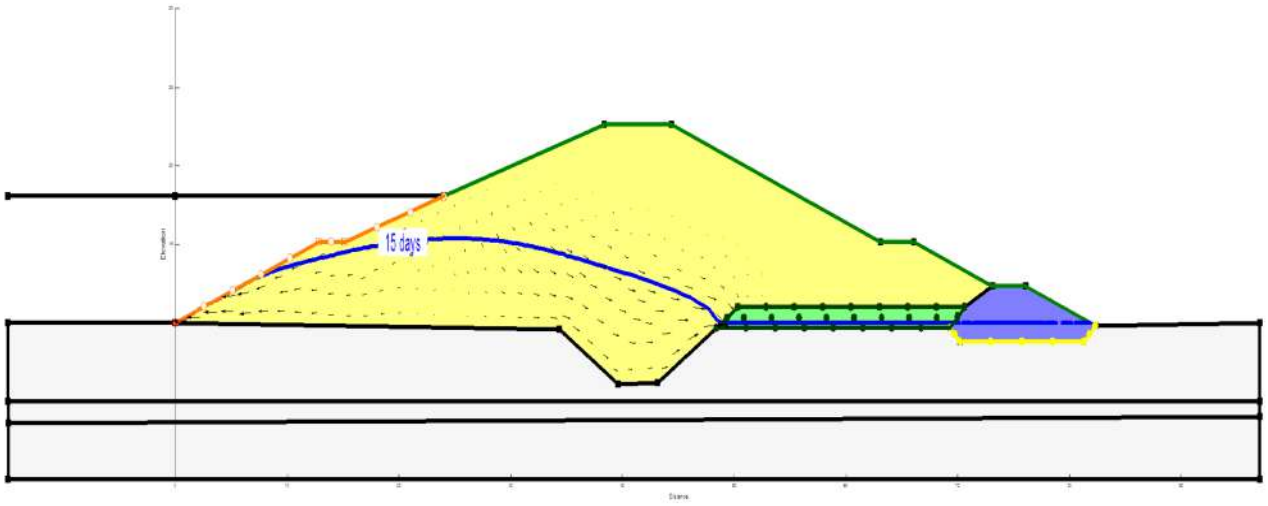


Figure IV.27 : Dissipation de la pression interstitielle après 15 jours de la vidange

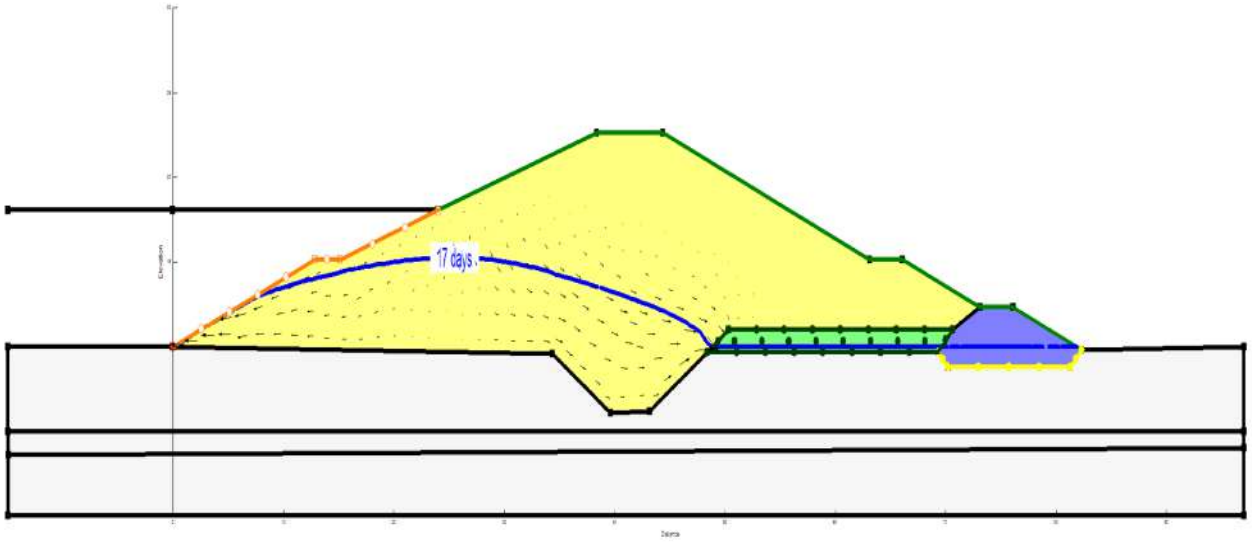


Figure IV.28 : Dissipation de la pression interstitielle après 17 jours de la vidange.

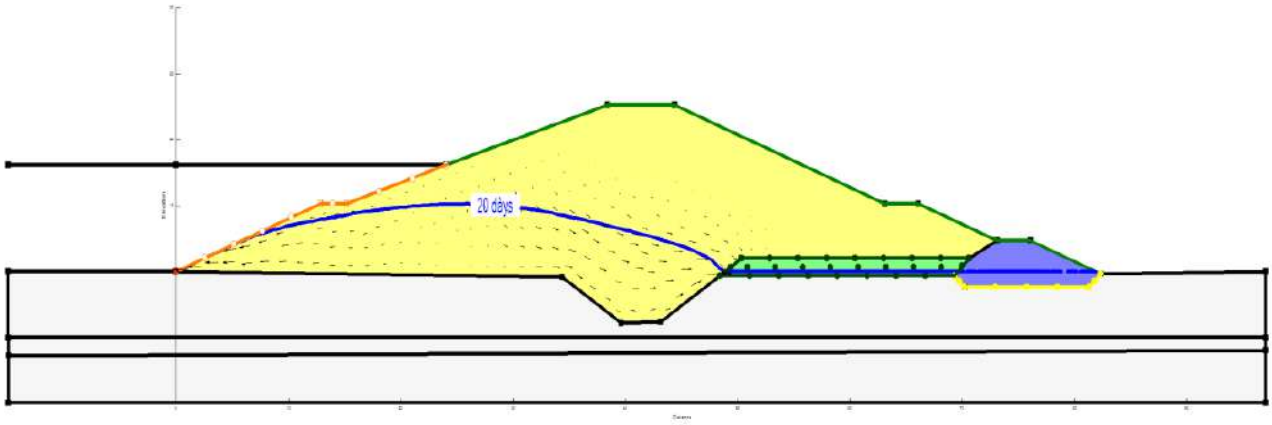


Figure IV.29 Dissipation de la pression interstitielle après 20 jours de la vidange

Les facteur de sécurité critique calculé par les trois méthodes pour le premier et 7 et 15, 17 et 20 jours de la vidange sont donnés dans les figures 4.28, 4.29, 4.30, 4.31 et 4.32 et le tableau 4.7.

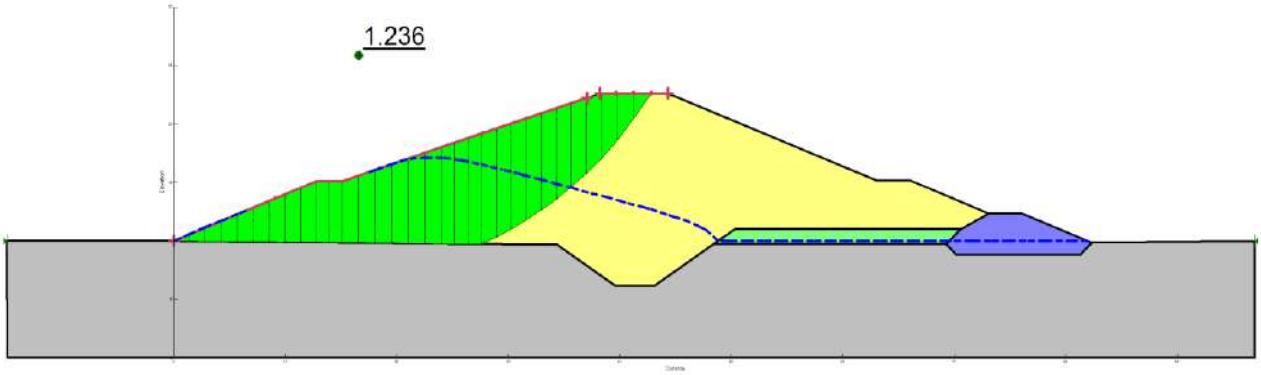


Figure IV.30 : Facteur de sécurité pour le 1 jour de la vidange

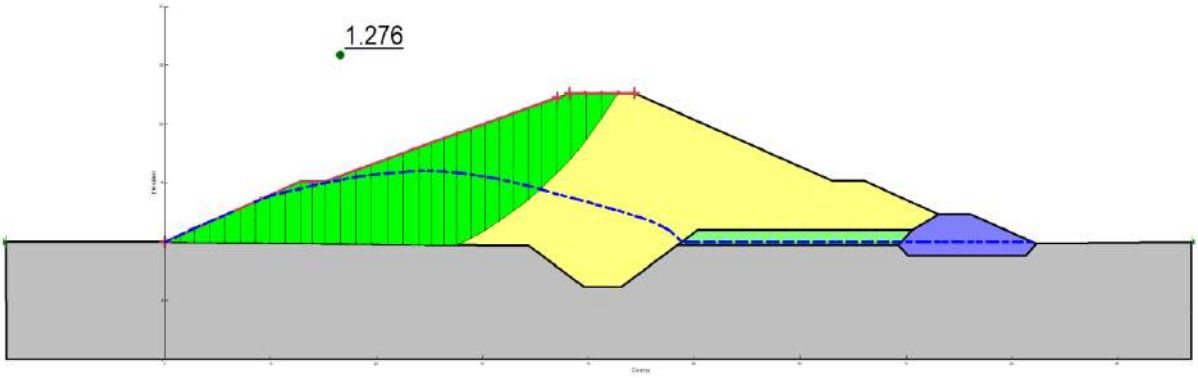
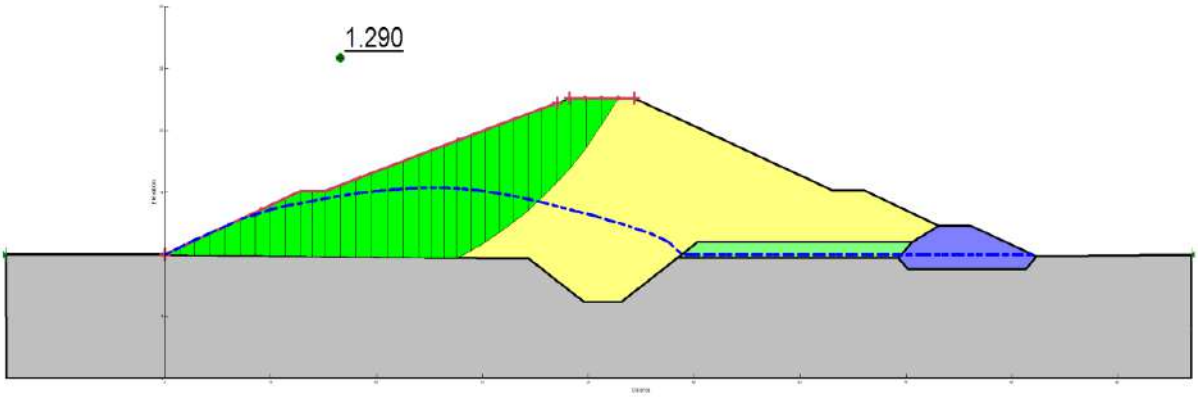


Figure IV.31 : Facteur de sécurité pour le 7 jour de la vidange



FigureIV.32 : Facteur de sécurité pour le 15 jour de la vidange

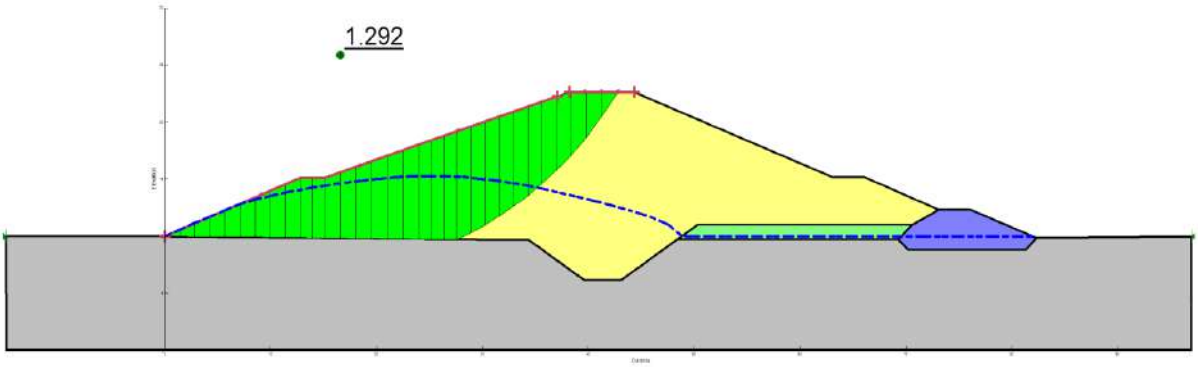


Figure IV.33 : Facteur de sécurité pour le 17 jour de la vidange

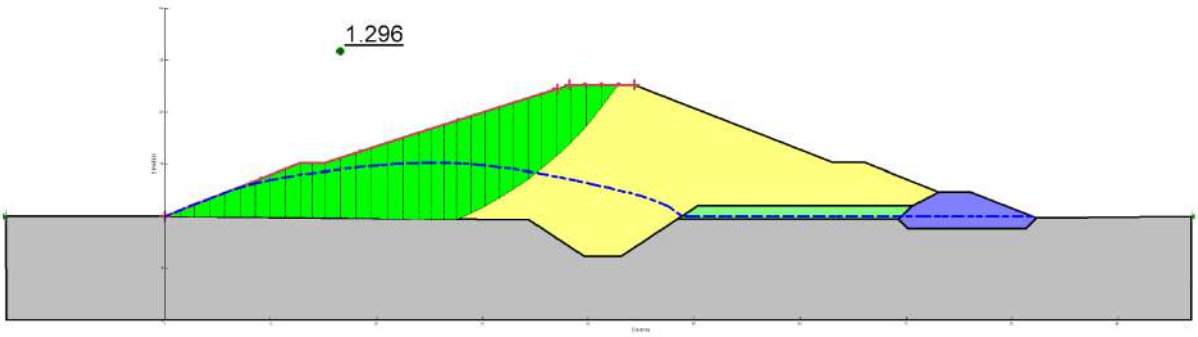


Figure IV.34 : Facteur de sécurité pour le 20 jour de la vidange

Tableau IV.7 : Facteur de sécurité critique calculé par les trois méthodes pour le premier et septième et quinzième et vingtième jour de la vidange.

Méthodes	**Coefficients de sécurité Fs**				
	1	**7**	**15**	**17**	**20**
Fellenius	1.262	1.308	1.323	1.326	1.330
Bishop	1.315	1.362	1.378	1.380	1.384
Janbu	1.236	1.276	1.290	1.292	1.296

A partir de la figure Fs en fonction de temps de vidange on constate que le talus est toujours stable.

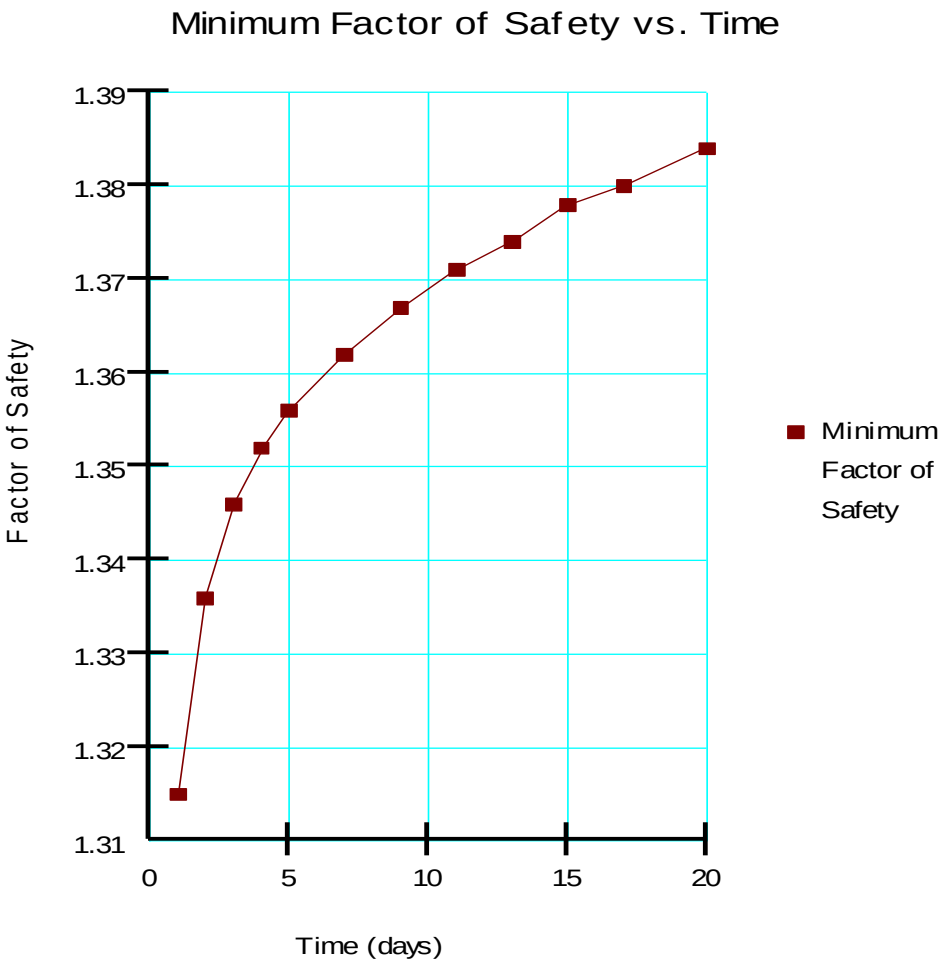


Figure IV.35 : Le facteur de sécurité minimum en fonction de temps de vidange

Pour assure la stabilité âpres la vidange on vérifier à long terme on utilise les caractéristiques mécaniques effective $\emptyset' etc'$

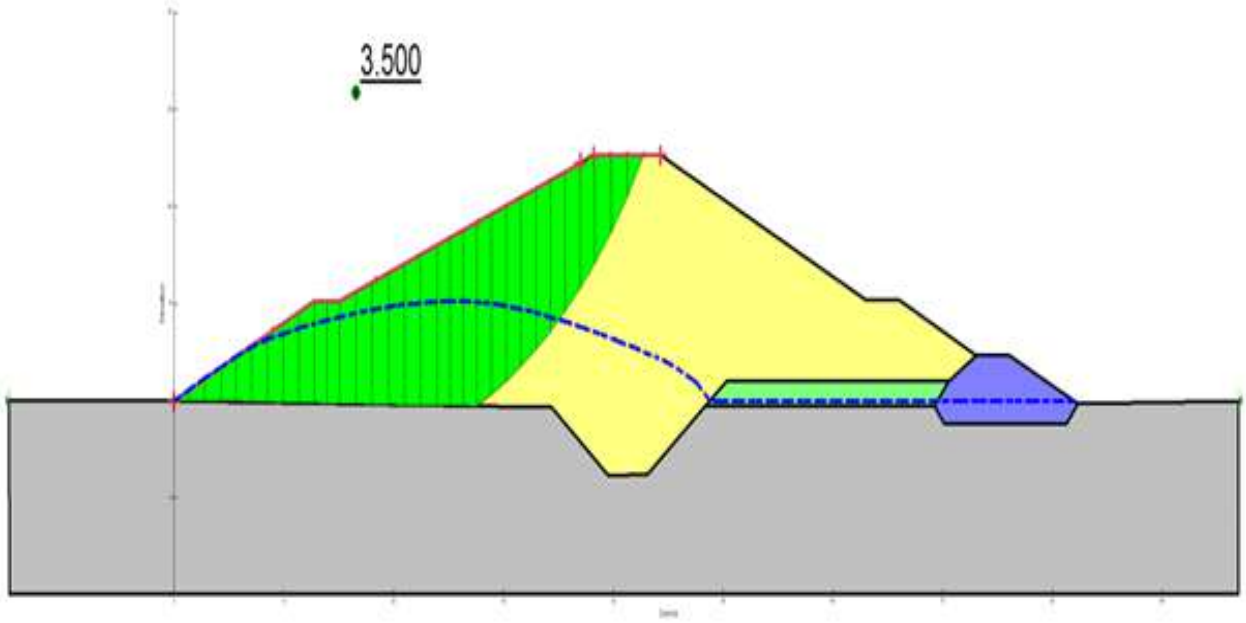


Figure IV.36 : Facteur de sécurité pour le 20 jour de la vidange

Tableau 4.8 : Facteur de sécurité pour Les contraintes effectives

Méthode	**ordnary**	**bishop**	**janbu**
Fs (20 j)	**3.546**	**3.710**	**3.50**

IV.6 Conclusion

La stabilité par les trois méthodes a été appliquée sur le barrage de Chaabat El Bey 2. Les résultats ont montré que le barrage est stable selon les trois méttodes.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion Générale

Au terme de ce travail d'initiation à la recherche, il faut dire que l'étude de la stabilité des talus d'un barrage et particulièrement en exploitation est d'une importance capitale.

Nous avons pu définir les caractéristiques du barrage de CHAABAT ELBEY2 en définissant sa fiche technique et en exposant son étude hydrologiques, géologiques et géotechniques. Mais aussi en abordant les caractéristiques géotechniques des sols utilisés pour la construction de sa digue.

Nous avons dû présenter tout un chapitre où nous avons donné une brève synthèse des mécanismes et de la dynamique des glissements des talus et l'écoulement de l'eau à travers les milieux poreux en général et le sol en particulier. Cette synthèse nous a servi de base pour le calcul de coefficient de sécurité au glissement des talus amont et aval du barrage pendant la fin de construction, l'exploitation et la vidange rapide du barrage.

En effet, l'étude de ce phénomène au sein la digue en terre du barrage **CHAABAT ELBEY2** en utilisant le logiciel « Geo-Sloope » a permis non seulement d'obtenir le coefficient de sécurité pour chaque cas mais aussi de tracer la ligne de saturation (la ligne phréatique) du barrage en question en n'y insérant les caractéristiques géotechniques du sol.

Ce travail est d'un impact assez considérable quant à l'exploitation et à l'entretient de l'ouvrage. Celui-ci constituera un outil d'aide de prise de décision aux opérateurs et aux responsables au sein du barrage durant l'exploitation ou en cas d'urgence ou la retenue doit être vidée.

Références Bibliographiques

Références Bibliographiques

[1] ANRH d'Alger: Partie géologique et Enregistrement pluviométrique.

[2] ONM d'Alger : Les données climatologiques.

[3] CARLIER. M, Hydraulique générale et appliquée, Edition Eyrolles, Paris**, 1972**.

[4] TOUIBIA. B, Manuel **P**ratique d'**H**ydrologie, Office des publications universitaires, **2004.**

[5] ANBT ALGER, Etude de stabilité de barrage en terre de Beni Slimane, Wilaya de Médéa.

[6] DRE Constantine, les données sur l'étude d'aménagement collinaire d'une retenue sur Chaabet El Bey 02.

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

[8] 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 »

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

[10] Eric bardou - Risque liés à la rupture de barrages naturels en altitude - université européenne d'été 2014, N: 02.

[11] B.Benlaoukli ; DIMENSIONNEMENT DES BARRAGES.

[12] Comité Français des Barrages et Réservoirs - L'histoire des barrages - Juin 2013 – révision B1

[13] Site web : http://dictionnaire.sensagent.leparisien.fr/

[14] Jean Albergel, Slah Nasri & Jean Marie Lamachère – « Les lacs et barrages collinaires : infrastructures hydrauliques d'aménagement et de conservation des terres agricoles en zone semi-aride méditerranéenne »

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

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

[17] Dictionnaire Lexique mots en B – Barrage – aquaportrail.

ANNEXES

Annexe 01 : *Présentation de l'outil de simulation GEO-SLOPE*

IV.2 PRESENTATION DE L'OUTIL DE SIMULATION GEO-SLOPE GEOSTUDIO 2007

Plusieurs modules sont intégrés dans la fenêtre générale du logiciel.

- SLOPE/W: Permet de calculer le coefficient de sécurité d'un talus naturel ou artificiel par les méthodes d'analyses classiques et aussi par la méthode des éléments finis mais à l'aide de la modélisation obtenue par le programme SIGMA/W.

- 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 géothermiques du sol (par la méthode des éléments finis).

Dans notre étude, on va se limiter aux deux modules SLOPE/W et SEEP/W utilisés dans l'analyse du comportement des digues en terre.

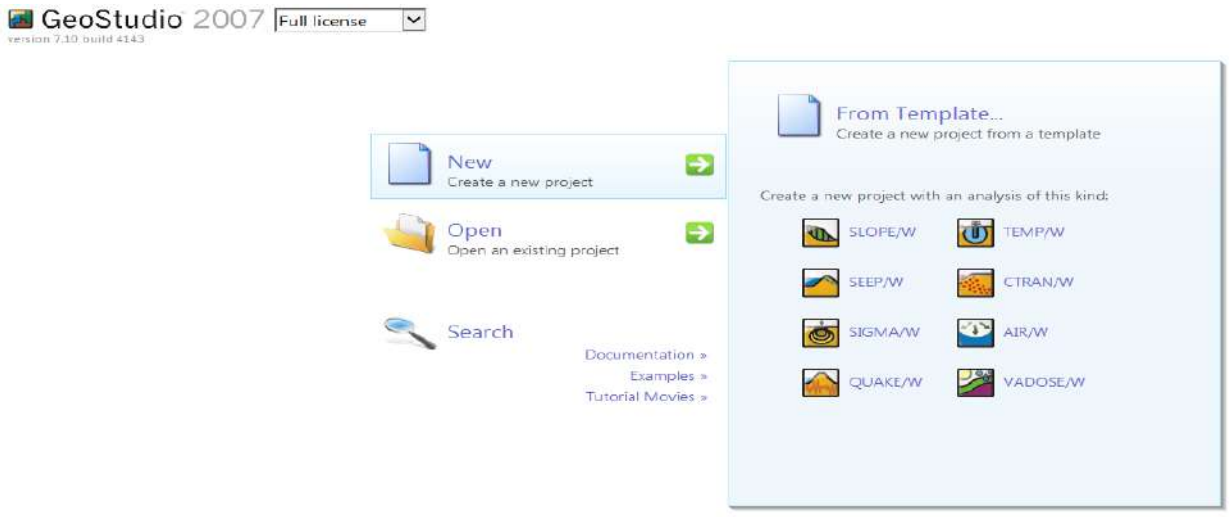


Figure IV.1 : Interface de Geo-Slope 2007

IV.2.1 SLOPE/W

IV.2.1.1 Présentation

SLOPE/W est un logiciel qui utilise la théorie d'équilibre limite pour calculer le facteur de sécurité des pentes. La formulation complète de SLOPE/W permet d'analyser facilement les problèmes de stabilité des pentes simple et complexe en utilisant différentes méthodes de calcul du facteur de sécurité.

SLOPE/W a des applications dans l'analyse et conception des projets géotechnique, civil, hydrogéologique et minier.

IV.2.1.2 L'interface du logiciel SLOPE/W:

Les menus disponibles et la fonction de chacun sont les suivants :

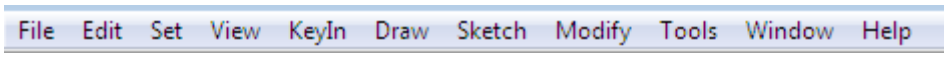


Figure IV.2 Les menus disponibles sur logiciel SLOPE/W

File : Ouvre et enregistre les fichiers, les importations des photos et imprime le dessin.

Edit: permet de copier le dessin dans la Presse-papiers du Windows.

Set: définir les paramètres de la grille, le zoom, les axes et de la page.

View (aperçu**):** Options d'affichage des contrôles, des informations des sols et des points, et d'affiche les forces inter-tranche sur un schéma corporel de chaque tranche et le polygone force.

Keyin (menu): Permet d'introduire automatiquement à l'aide des tableaux les paramètres géométriques de la pente (coordonnées et couches), les caractéristiques mécaniques des déférentes couches constituant le talus, des conditions complémentaires nécessaires pour le calcul, le niveau de la nappe, de sélectionner les déférentes méthodes de calcul, les surcharges, l'effort sismique et les confortements.

Draw (dessin): permet d'introduire manuellement les paramètres géométriques de la pente (coordonnées et couches), des conditions complémentaires nécessaires pour le calcul, le niveau de la nappe, les surcharges et les confortements.

Sketch (croquis): Définit les objets graphiques d'étiqueter, d'améliorer et de clarifier les résultats du problème

Modify (modifier): Permet de déplacés, modifier ou supprimés les objets graphiques, les textes et les photos.

Tools : à l'aide de cette icône on peut vérifier toutes les données de ce problème ainsi faciliter l'accès pour sa résolution

IV.2.1.3 Domaine d'application

SLOPE/W est un puissant programme d'analyse de stabilité des talus. Utilisant la méthode de l'équilibre limite, il est capable de modéliser les sols de types hétérogènes, de stratigraphie complexe avec différentes conditions de pression interstitielle. Des analyses peuvent être exécutées en utilisant des paramètres déterministes ou probabilistes d'entrée. En plus, les forces programmées en utilisant l'analyse des forces en éléments finis peuvent être utilisées dans la programmation en équilibre limite pour la plupart des analyses de stabilité des pentes. La combinaison de tous ces dispositifs signifie que SLOPE/W peut être employé pour analyser presque n'importe quel problème de stabilité de pente rencontré.

IV.2.1.4 Analyse de stabilité des pentes

- **Méthodes d'analyse**

La formulation complète de SLOPE/W permet d'analyser la stabilité en utilisant les méthodes suivantes: la méthode ordinaire (ou Fellenius), la méthode Bishop simplifiée, la méthode Janbu simplifiée, la méthode de Spencer, la méthode de Morgenstern-Price, méthode du Corps des ingénieurs, la méthode de Lowe-Karafiath, la méthode d'équilibre limite généralisée (GLE) et la méthode d'élément finis.

IV.2.2 SEEP/W

IV.2.2.1 Présentation

SEEP/W est un logiciel d'éléments finis qui peut être utilisé pour modéliser le mouvement et la distribution de pressions interstitielles dans un milieu poreux tel que le sol. Sa formulation complète permet d'analyser à la fois des problèmes d'infiltration simple et très complexe. SEEP/W est appliqué dans l'analyse et la conception des projets géotechnique, civil, hydrogéologique et minier.

IV.2.2.2 Domaine d'application

SEEP/W est un programme général d'analyse des infiltrations qui modélise l'écoulement saturé et non saturé. Sa capacité à modéliser l'écoulement non saturé permet de traiter un grand nombre de problèmes réels. L'introduction de l'écoulement non saturé dans la modélisation des eaux souterraines est importante pour obtenir des résultats réels. Dans les sols, la conductivité hydraulique et la teneur en eau, ou l'eau stockée, change en fonction de la pression interstitielle. SEEP/W modélise ces relations comme des fonctions continues. La plupart des autres logiciels d'analyse d'infiltration ne prennent pas ces relations en compte.

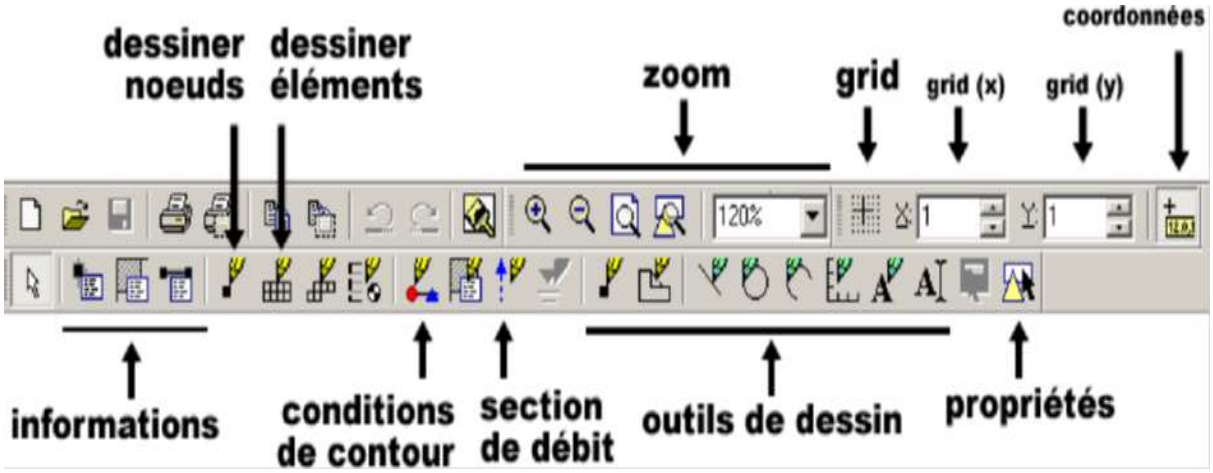


Figure IV : 3 Géométrie du barrage étudié.

RAPPORT DE FORAGE

Sondage : sc01

Projet : Etude D'aménagement Collinaire D'une Retenue Sur Chaabet El Bey 02 -Ain Abdessemed [illegible]

Endroit : el bay 02 — **Client : DRE Constantine**

Date début : 01/02/2015 Date fin : 02/02/2015 Profondeur forée (m) : 10,8 Niveau d'eau (m) : /	Coordonnées GPS: X : 312006.35 Y : 4008069 Z : 823	Boue de forage : Eau Type forage : Sondage Carotté Foreuse : APAFOR 450	Etat des échantillons : Intact / Remanié / Paraffiné / Roche

Echelle (m)	Elévation (m) / Profondeur (m)	Récupération (25 50 75 100)	SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
0	822,70										Terre végétale.	
1,0	0,30											
2,0											Sables Argileuses à graves et cailloux.	
3,0	820,00							3,00				
4,0	3,00							4,00				
5,0		100 %			108	TM					Argiles beige limoneuses.	
6,0								6,20				
7,0								7,00				
8,0												
9,0												
10,0								10,00				
11,0	812,20 10,80							10,80			Fin du forage à une profondeur de 10,8 m.	
12,0												
13,0												
14,0												
15,0												
16,0												
17,0												

REMARQUES :

TYPE CAROTTIER :

CF : Carottier fendu
TM : Tube à paroi mince
PS : Tube à position fixe
CR : Tube carottier

ABREVIATIONS :

AG : Analyse granulométrique
S : Sédimentométrie
L : Limites d'Atterberg(WL,IP)
W : Teneur en eau
PV : Poids volumique(Gd, Gh)
AC : Analyse chimique
CIS : Cisaillement rectiligne
TR : Cisaillement Triaxial
Rc : Résistance à la compression
OED : Essai oedométrique
GL : Gonflement libre
R : Refus à l'enfoncement

Préparé par :	Vérifié par :	18/04/2016	Page : 1 de 1

© SolTests 2013

Photos de Sondage SC 01



Sondage N°1 ; Caisse N° 1 (0 - 3



Sondage N°1; Caisse N° 2 (6 - 6



Sondage N°1 ; Caisse N° 3 (6 - 10

Annexe 02 :

Log de sondage

Limite d'Atterberg

Courbes granulométriques

Courbe de cisaillement

Courbe œdométrique

RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC 02

Projet : Etude D'aménagement Collinaire D'une Retenue Sur Chaabet El Bey 02 -Ain Abid- wilaya de Constantine

Endroit : EL BAY 02 **Client :** DRE Constantine

Date début : 02/02/2015
Date fin : 03/02/2015
Profondeur forée (m) : 10
Niveau d'eau (m) : /

Coordonnées GPS:
X : 311976.77 311976.77
Y : 4007929.1
Z : 812

Boue de forage : Eau
Type forage : sondage carotté
Foreuse : APAFOR 450

Etat des échantillons :
Intact | Remanié | Paraffiné | Roche

Échelle (m)	Élévation (m) / Profondeur (m)	Récupération (25 50 75 100)	SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
1,0	811,10 / 0,90										Terre végétale.	
2,0								2,00			Argiles brune à noires à débris de coquillier.	
3,0								3,00				
4,0												
5,0		100 %			108	CF						
6,0								5,50 / 6,00				
7,0	804,50 / 7,50											
8,0											Alluvions à matrice sableuses.	
9,0	803,00 / 9,00							9,00				
10,0	802,00 / 10,00							10,00			Argiles beige limoneuses.	
11,0											Fin du forage à une profondeur de 10 m.	
12,0												
13,0												
14,0												
15,0												
16,0												
17,0												

REMARQUES :

TYPE CAROTTIER :
CF : Carottier fendu
TM : Tube à paroi mince
PS : Tube à position fixe
CR : Tube carottier

ABREVIATIONS :
AG : Analyse granulométrique
S : Sédimentométrie
L : Limites d'Atterberg(WL,IP)
W : Teneur en eau
PV : Poids volumique(Gd, Gh)
AC : Analyse chimique
CIS : Cisaillement rectiligne
TR : Cisaillement Triaxial
Rc : Résistance à la compression
OED : Essai oedométrique
GL : Gonflement libre
R : Refus à l'enfoncement

Préparé par : | Vérifié par : | 18/04/2016 | Page : 1 de 1

© SolTests 2013

Photos de Sondage SC 02


Caisse N°1
Sondage N°2 ; Caisse N° 1 (0 - 3
22/10/2015 13:45


Caisse N°2
Sondage N°2 ; Caisse N° 2 (3 - 6
22/10/2015 13:48


Caisse N°3
Sondage N°2 ; Caisse N° 3 (6 - 10
22/10/2015 13:52

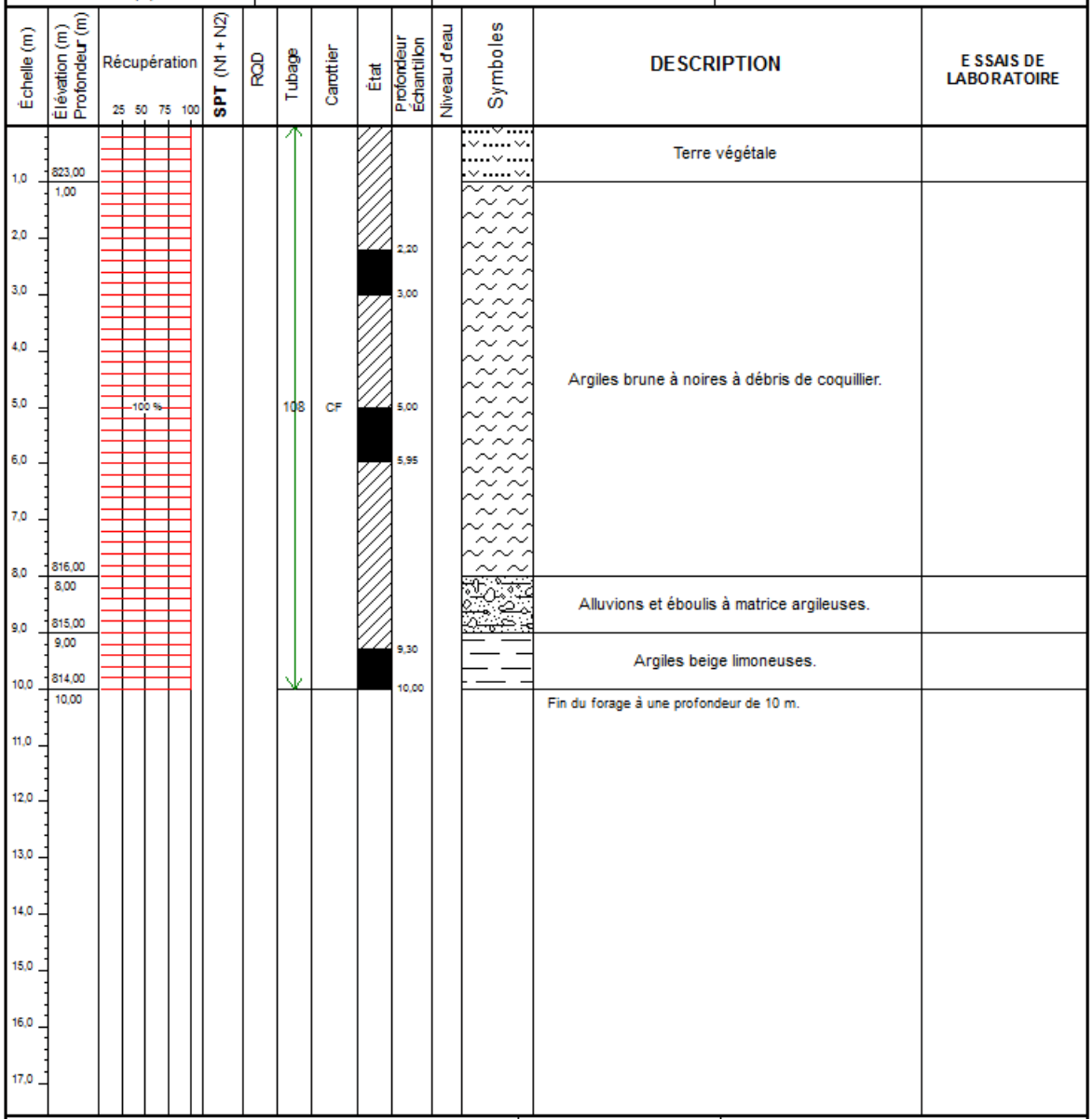
RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC 03

Projet : Etude D'aménagement Collinaire D'une Retenue Sur Chaabet El Bey 02 -Ain Abd [illegible] Dossier N° de [illegible]

Endroit : EL BAY 02 — **Client : DRE Constantine**

Date début : 03/02/2015 Date fin : 03/02/2015 Profondeur forée (m) : 10 Niveau d'eau (m) : /	Coordonnées GPS: X : 311940.81 Y : 4007733.37 Z : 824	Boue de forage : Eau Type forage : Sondage carotté Foreuse :	Etat des échantillons : Intact / Remanié / Paraffiné / Roche



REMARQUES :

TYPE CAROTTIER :
- CF : Carottier fendu
- TM : Tube à paroi mince
- PS : Tube à position fixe
- CR : Tube carottier

ABREVIATIONS :

AG : Analyse granulométrique	CIS : Cisaillement rectiligne
S : Sédimentométrie	TR : Cisaillement Triaxial
L : Limites d'Atterberg(WL,IP)	Rc : Résistance à la compression
W : Teneur en eau	OED : Essai oedométrique
PV : Poids volumique(Gd, Gh)	GL : Gonflement libre
AC : Analyse chimique	R : Refus à l'enfoncement

Préparé par :	Vérifié par :	18/04/2016	Page : 1 de 1

© SolTests 2013

Photos de Sondage SC 03



Sondage N°3 ; Caisse N° 1 (0 - 3



Sondage N°3 ; Caisse N° 2 (3 - 6

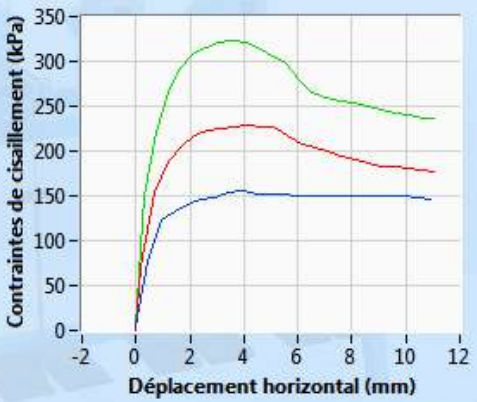


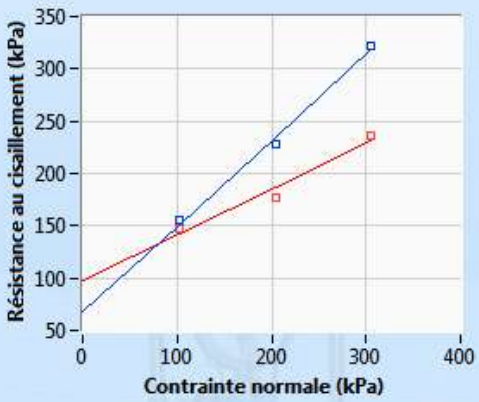
Sondage N°3 ; Caisse N° 2 (6 - 10

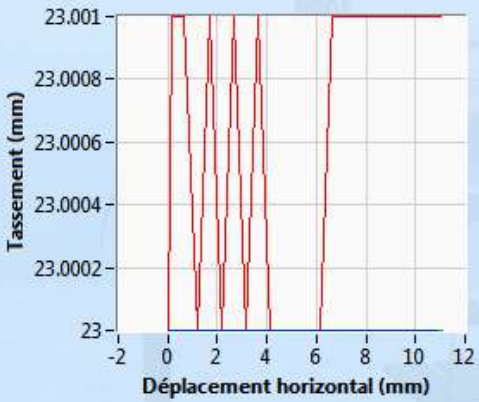
Projet de cisaillement : NF P94-071-1, P94-071-2

Projet : RC EL BEY S1 3 4 prj

Courbes de cisaillement et de tassement







Identification des éprouvettes et résultats

Eprouvettes avant essai :

N°	H (mm)	m (g)	ρ (kg/m³)	ρd (kg/m³)	w (%)	e	Sr (%)	Vit. cisaill. (µm/min)
1	23.00	93.50	2070	1641	26.15	0.645	109.4	1500.0
2	23.00	97.00	2148	1808	18.79	0.493	102.8	1500.0
3	23.00	98.00	2170	1816	19.51	0.487	108.2	1500.0

Eprouvettes après essai :

N°	T100 (min)	ρd (kg/m³)	w (%)	σ' (kPa)	τ f,p (kPa)	δl f,p (mm)	τ f,f (kPa)	δl f,f (mm)
1	500.0	1641	26.86	101.9	154.8	3.920	146.7	10.91
2	500.0	1808	21.23	203.7	228.2	4.132	177.7	11.05
3	500.0	1816	21.95	305.6	322.4	3.556	235.8	11.07

Résultats :

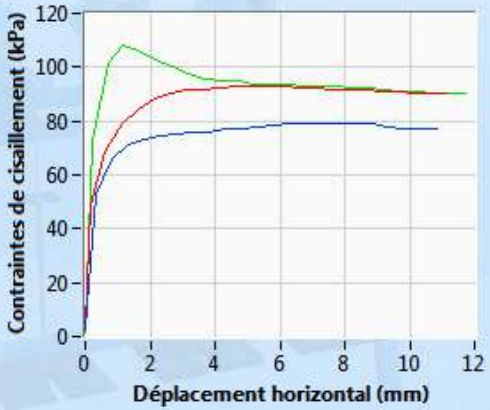
C'p (kPa)	C'f (kPa)	φ'p (°)	φ'f (°)
67.57	97.62	39.44	23.63

Commentaires :

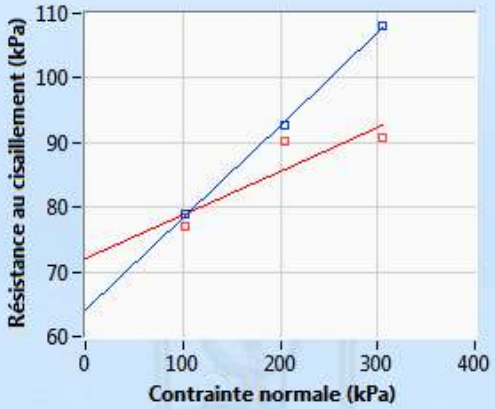
Projet de cisaillement : NF P94-071-1, P94-071-2

Projet : RC EL BEY S1 6.2.....7.00 prj

Courbes de cisaillement et de tassement

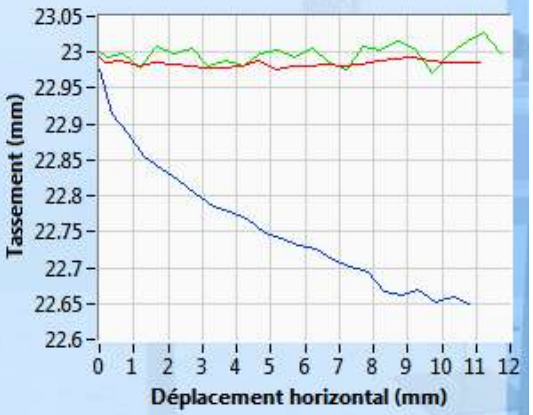


1bar
2bar
3bar



Critère de rupture : pic
Critère de rupture : état final

Contraindre C'p, C'f, C'r > 0



1bar
2bar
3bar

Identification des éprouvettes et résultats

Eprouvettes avant essai :

N°	H (mm)	m (g)	ρ (kg/m³)	ρd (kg/m³)	w (%)	e	Sr (%)	Vit. cisaill. (µm/min)
1	23.00	99.00	2192	1810	21.13	0.492	116.0	1500.0
2	23.00	96.00	2126	1745	21.83	0.547	107.7	1500.0
3	23.00	96.08	2128	1696	25.43	0.592	116.0	1500.0

Eprouvettes après essai :

N°	T100 (min)	ρd (kg/m³)	w (%)	σ' (kPa)	τ f,p (kPa)	δl f,p (mm)	τ f,f (kPa)	δl f,f (mm)
1	500.0	1838	24.80	101.9	78.94	6.325	76.90	10.83
2	500.0	1746	24.11	203.7	92.69	4.635	90.15	11.13
3	500.0	1696	26.71	305.6	108.0	1.175	90.65	11.73

Résultats :

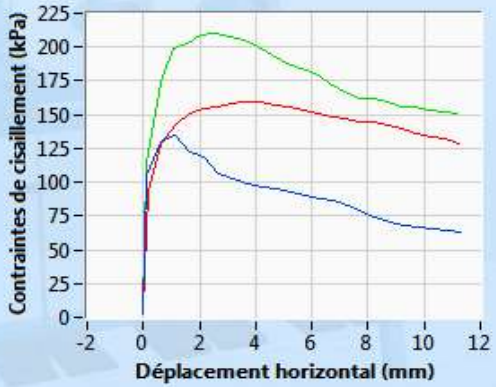
C'p (kPa)	C'f (kPa)	φ'p (°)	φ'f (°)
64.17	72.15	8.110	3.862

Commentaires :

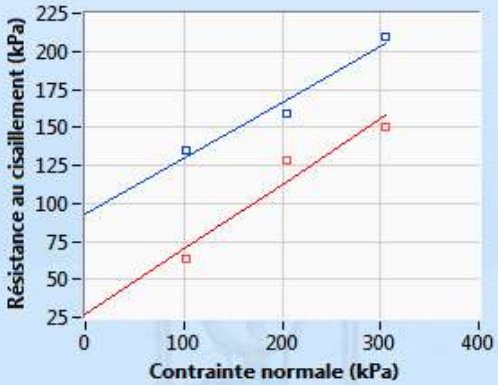
Projet de cisaillement : NF P94-071-1, P94-071-2

Projet : RC EL BEY S2 9.....10. prj

Courbes de cisaillement et de tassement

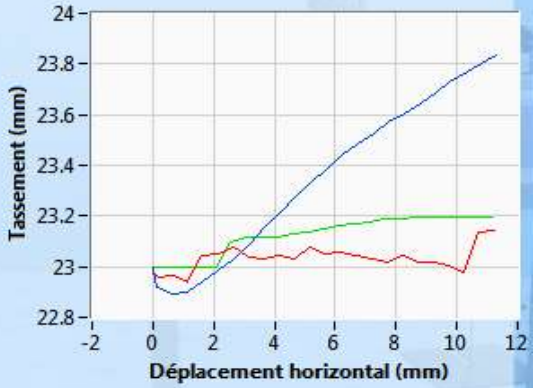


1bar
2bar
3bar



Critère de rupture : pic
Critère de rupture : état final

Contraindre C'p, C'f, C'r > 0



1bar
2bar
3bar

Identification des éprouvettes et résultats

Eprouvettes avant essai :

N°	H (mm)	m (g)	ρ (kg/m³)	ρd (kg/m³)	w (%)	e	Sr (%)	Vit. cisaill. (µm/min)
1	23.00	100.2	2218	1884	17.75	0.433	110.6	1500.0
2	23.00	101.0	2236	1906	17.36	0.417	112.4	1500.0
3	23.00	100.2	2220	1871	18.63	0.443	113.5	1500.0

Eprouvettes après essai :

N°	T100 (min)	ρd (kg/m³)	w (%)	σ' (kPa)	τ f,p (kPa)	δl f,p (mm)	τ f,f (kPa)	δl f,f (mm)
1	500.0	1818	24.65	101.9	135.0	1.112	63.66	11.29
2	500.0	1894	23.17	203.7	158.9	3.643	128.3	11.21
3	500.0	1855	22.43	305.6	209.8	2.550	150.8	11.17

Résultats :

C'p (kPa)	C'f (kPa)	φ'p (°)	φ'f (°)
93.03	27.16	20.18	23.15

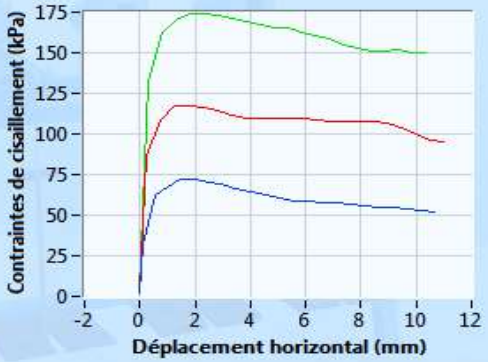
Commentaires :

Projet de cisaillement : NF P94-071-1, P94-071-2

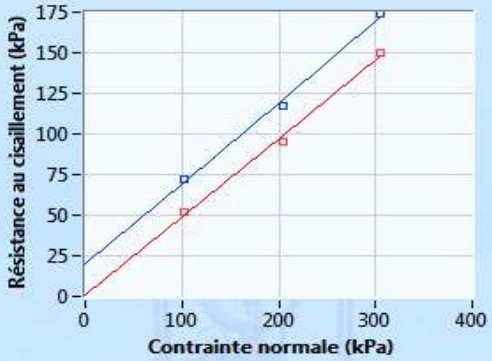
Enregistrer le projet sous...

Projet : RC EL BEY S2 5.5.....6.00 prj

Courbes de cisaillement et de tassement

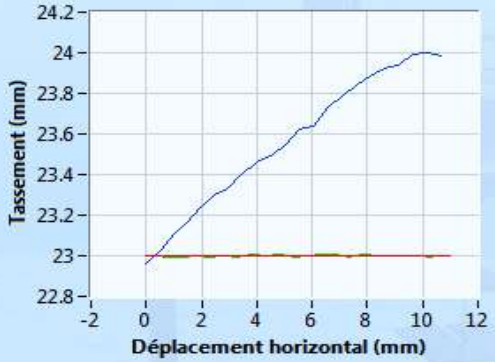


1bar
2bar
3bar



Critère de rupture : pic
Critère de rupture : état final

Contraindre C'p, C'f, C'r > 0



1bar
2bar
3bar

Identification des éprouvettes et résultats

Eprouvettes avant essai :

N°	H (mm)	m (g)	ρ (kg/m³)	ρd (kg/m³)	w (%)	e	Sr (%)	Vit. cisaill. (µm/min)
1	23.00	90.00	1993	1543	29.12	0.749	104.9	1500.0
2	23.00	87.00	1926	1467	31.36	0.841	100.7	1500.0
3	23.00	87.04	1927	1488	29.52	0.814	97.87	1500.0

Eprouvettes après essai :

N°	T100 (min)	ρd (kg/m³)	w (%)	σ' (kPa)	τ f,p (kPa)	δl f,p (mm)	τ f,f (kPa)	δl f,f (mm)
1	500.0	1480	34.33	101.9	72.32	1.467	51.95	10.65
2	500.0	1467	35.41	203.7	117.6	1.757	94.73	10.97
3	500.0	1489	35.30	305.6	173.7	1.815	149.7	10.34

Résultats :

C'p (kPa)	C'f (kPa)	φ'p (°)	φ'f (°)
19.86	1.019	26.45	25.64

Commentaires :