

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIUER ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE MOHAMED EI-BACHIR EI-IBRAHIMI

BORDJ BOU-ARRERIDJ



## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

REALISE EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME DE MASTER

DOMAINE : SCIENCES ET TECHNOLOGIE

FILIERE : GENIE CIVIL

SPECIALITE : GEOTECHNIQUE

### *Thème*

**MODELISATION NUMERIQUE DE L'EFFET DES INFILTRATIONS SUR LA  
STABILITE D'UN BARRAGE EN TERRE SITUE A MAGRA**

**Présenté par :**

HABITOUCHE Abderrazak

**Dirigé par :**

Mr. SEDDIKI Ahmed, M.C.B., Encadreur

Soutenu publiquement devant le jury composé de :

Mr.

**Président**

Mr.

**Examineur**

Mr.

**Examineur**

**Année universitaire : 2019-2020**

*Dieu merci avant et après*

## *Remerciements*

**Mes remerciements à et aux :**

- L'encadreur responsable de ce travail Mr. SEDDIKI Ahmed pour le tout
- Membres de jury pour l'accepte d'examiner, évaluer et enrichir ce travail
- Responsables et enseignants du département génie civil université el Bachir el Ibrahimi Bordj Bou Arreridj
- Personnes qui ont contribuées de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail –En fin, mes sincères reconnaissances et gratitude a ma conjointe initiatrice de me faire reprendre les études à 50 ans

## *Dédicace*

A toutes personnes ayant contribuées a ma formation et mon  
éducation durant tout mon curriculum vitae

## ملخص

العمل المقدم في هذه البحث يهدف إلى النمذجة الرقمية لتأثير التسربات الهيدروليكية على استقرار سد ترابي.

قدمنا في بداية معلومات عامة عن السدود، وطرق تحديد ابعادها، وتأثير المشاكل الخطيرة التي تهدد استقرار السد بفعل التسربات الهيدروليكية

ثم عرضنا الطرق المختلفة لتصميم وتحليل استقرار السدود الترابية، ومنشأتها الملحقه من حماية المنحدر اكان المصب او عند المصرف وطرق التصريف الذي غالبا ما تكون سبب الكوارث.

بعد عرض البرنامج "GEOSTUDIO"، تطرقنا الى دراسة التوازن الهيدروليكي ثم التوازن الميكانيكي تحت تأثير التسربات الهيدروليكية وحسب مختلف حالات لحمولات.

وفي النهاية دراسة تطبيقية للاستقرار الهيدروليكي ثم التوازن الميكانيكي للسد الترابي "سوبلة" الواقع في بلدية مقررة ولاية مسيلة.

**كلمات البحث:** التسربات - استقرار - السد - النمذجة الرقمية - سد - مصب - مصرف.

## Résumé

Le travail présenté dans ce mémoire a pour but de modéliser numériquement l'effet des infiltrations sur la stabilité d'un barrage en terre.

En premier temps on a présenté des généralités sur les différents types de barrages en terre, leur dimensionnement et les effets des infiltrations sur leur stabilité.

Ensuite on a exposé les méthodes d'analyse de la stabilité hydraulique et mécanique des barrages en terre, la protection des talus amont et aval et le processus de drainage par filtres et ouvrages annexes.

Après l'exposition de l'outil numérique utilisé qui est le logiciel GEOSTUDIO, on a analysé la stabilité hydraulique en déterminant de la ligne de saturation, le débit de fuite au sein du massif et le dimensionnement du drain horizontal par l'application du module SEEP/W, et avec le module SLOPE/W on a vérifié la stabilité mécanique des talus amont et aval de la digue sous différents cas de chargement.

L'application du logiciel pour vérifier la stabilité hydraulique et mécanique était sur la digue du barrage en terre de Soubella situé dans la commune de Magra (wilaya de M'sila).

**Mots clés :** infiltrations - stabilité – barrage – drain – modélisation – digue– amont –aval.

## ABSTRACT

The study presented in this thesis aims to numerically model the effect of infiltrations on the stability of an earth dam.

Firstly, we presented generalities on the different types of earth dams, their dimensioning and the effects of infiltration on their stability.

Then the methods of analysis of the hydraulic and mechanical stability of the earth dams, the protection of the upstream and downstream slopes and the process of drainage by filters and ancillary works were exposed.

After presenting the digital tool used, which is the GEOSTUDIO software, using the SEEP/W module, the hydraulic stability was analyzed by determining the saturation line, the leakage rate within the massif and the dimensioning of the horizontal drain and using the SLOPE /W module, the mechanical stability of the upstream and downstream slopes of the dike was checked under different loading cases.

The software application to check the hydraulic and mechanical stability was on the dike of the Soubella earthen dam located in the municipality of Magra (wilaya of M'sila).

**Key words:** seepage - stability - dam - drain - dike - numerical modeling- upstream - downstream.

**LISTE DES FIGURES**

Figure 1.1 :Barrage de Soubella en cours de construction.....	06
Figure 1.2 :Barrage en terre homogène.....	07
Figure 1.3 : Barrage en terre à noyau.....	08
Figure 1. 3.a : Barrage en terre à noyau avec Tapis d'étanchéité amont.....	09
Figure 1. 3.b : Barrage en terre à noyau prolongé dans le sol.....	09
Figure 1. 4 : Barrage à masque .....	10
Figure 1 .5 : Barrage en terre avec tapis drainant horizontal.....	13
Figure 2.1 : les quatre mécanismes de rupture des ouvrages en remblai (Lepetit, 2002).....	21
Figure 2.2: Rupture d'ensemble à partir du parement aval(Mériaux et al., 2001).....	24
Figure 2.3 : Rupture d'ensemble à partir du parement amont. (Mériaux et Al, 2001).....	24
Figure 2.4: Rupture par renard hydraulique. ( Mériaux et al, 2001).....	25
figure 2.5 rrupture par affouillement ( Mériaux et al, 2001 ) .....	26
Figure 2.6 : Rupture par submersion. (Mériaux et al, 2001). ).....	27
Figure 2.7 Barrage Fergoug en 1907 avant la rupture en etat de déversement).....	27
Figure 2.8 Barrage après sa rupture en 1928 ; et après sa reconstruction en 1986.....	28
Figure 2.9 : Rupture par liquéfaction.....	28
Figure 2.10 : Ecoulement de l'eau à travers les vides dans le sol.....	31
Figure 2.11 : solution graphique pour l'écoulement à travers un barrage avec tapis filtrant horizontal.....	34
Figure 2.12 Trace de la ligne de saturation dans le cas d'un barrage homogène.....	35
Figure 2.13 Trace de la ligne de saturation dans le cas d'un barrage homogène a drain.....	36
Figure 2.14 : Trace des lignes de courant et des lignes équipotentiellles.....	38
Figure 2.15 Détermination de la pression interstitielle.....	38
Figure 2.16 : Retenue pleine.....	40
Figure 2.17 : Tassement des fondations.....	42
Figure 3.1 : Les modules du logiciel Geostudio.....	46
Figure 3.2 : Fenêtre d'analyse du module SLOPE/W.....	47
Figure 3.3: Dessin des régions et le niveau de la nappe phréatique).....	48
Figure 3.4: Introduction des propriétés des matériaux).....	48
Figure 3.5 : Fenêtre du gestionnaire des solutions).....	49
Figure 3.6 : Tracé des équipotentiellles.....	50
Figure 3.7 : Distribution de la pression interstitielle après les drains. ....	51

Figure 3.8 : Choix de la méthode d'analyse).....	51
Figure 3.9 : Visualisation des résultats de calcul de la stabilité.....	52
Figure 4. 1 : Localisation géographique du barrage de Soubella.....	56
Figure 4.2: Carte géologique du site de la digue de Soubella.....	58
Figure 4.3 : Profil de la digue homogène étudiée.....	60
Figure 4.4 : Conductivité hydraulique des alluvions en fonction de la succion.....	61
Figure 4.5 : Résultats des calculs sous effets des infiltrations, pour la digue homogène pleine...	63
Figure 4.6 : Conductivité hydraulique de l'argile en fonction de la succion).....	64
Figure 4.7 : Profil géométrique de la digue à noyau et drain horizontal. ....	64
Figure 4.8 : Stabilité hydraulique de la digue à noyau, cas de la retenue pleine.....	65
Figure 4.9 : Position des lignes de saturation pour la digue à noyau en vidange instantanée ...	66
Figure 4.10: Contours des pressions interstitielles pour la digue à noyau, vidange instantanée..	67
Figure 4.11 : Variation de la charge hydraulique en f(t), pour la digue à noyau. ....	67
Figure 4.12 : Contours des pressions interstitielles pour la digue à noyau, vidange f(5jrs).....	68
Figure 4.13 : Débit de fuite pour la digue à noyau, vidange f(t). ....	68
Figure 4.14 : Facteur de sécurité du talus aval en fin de construction. ....	69
Figure 4.15 : Facteur de sécurité du talus aval en utilisation normale sans séisme. ....	69
4.16 : Facteur de sécurité du talus aval en utilisation normale sous séisme de base.....	70
Figure 4.17 : Facteur de sécurité du talus aval en utilisation normale sous séisme maxima....	70
Figure 4.18 : Facteur de sécurité du talus amont en vidange rapide instantanée.....	71
Figure 4.19 : Facteur de sécurité du talus amont en vidange lente f(t). ....	72
Figure 4.20 : Facteur de sécurité du talus amont avec banquettes, lors d'une vidange rapide...	73

#### LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1 : valeurs de la revanche en fonction de la hauteur totale du barrage.....	15
Tableau 1.2 : Pentes des talus des barrages en terre selon Terzaghi.....	16
Tableau 1.3 : Pentes des talus des barrages en terre (norme ex URSS) .....	17
Tableau 2.1 Les accidents les plus graves de rupture des barrages.....	29
Tableau 2.2 : Les phénomènes analogues.....	32
Tableau 4.1 : Les valeurs de coefficient d'accélération et le coefficient sismique horizontal....	58
Tableau 4.2 Caractéristiques de la fondation.....	59
Tableau 4.3 : Caractéristiques des matériaux du barrage.....	59
Tableau 4.4 : Valeurs du FS selon SPENCER pour toutes les configurations de charge.....	73



## LISTE DES NOTATIONS

- I: Gradient hydraulique ;  
K : Coefficient de proportionnalité ou conductivité hydraulique ;  
Q : Débit qui traverse la colonne du sol ;  
v : La vitesse apparente d'infiltration ;  
 $k_h$ : Coefficient d'accélération sismique horizontale ;  
c : Cohésion ;  
 $c'$ : Cohésion effective ;  
 $c_u$  : Cohésion non drainée ;  
E : Module d'élasticité (module d'Young) ;  
 $F_s$ : Coefficient de sécurité ;  
G: Module de cisaillement du sol (module de Coulomb) ;  
h : Hauteur du talus ;  
 $\sigma'_p$ : Pression de préconsolidation ;  
 $\sigma'_{vo}$ : Pression effective des terres ;  
u: Pression interstitielle ;  
 $\beta$  : Angle du talus ;  
 $\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau ;  
 $\phi$ : Angle de frottement interne ;  
 $\nu$  : Coefficient de Poisson ;  
 $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ : Contraintes principales majeure, intermédiaire et mineure ;  
 $\sigma'$  : Contrainte effective ;  
 $\alpha$  : Inclinaison de la surface de rupture ;  
 $\tau_{max}$  : Résistance au cisaillement ;  
 $\tau$  : Contrainte de cisaillement mobilisée ;  
 $\Sigma Msf$  : Coefficient total de sécurité (facteur de sécurité) ;  
H : Hauteur totale du barrage ;  
 $H_1$  : Hauteur du niveau normal de la retenue ;  
R : Revanche ;  
V : Vitesse de vague ;  
g : Accélération de la pesanteur ;  
b : Largeur en crête ;  
q : Débit de percolation à travers le barrage ;  
y : Ordonnée à la ligne de saturation (phréatique) ;  
h : La charge hydraulique ;  
 $\Delta H$  : Tassement ;  
 $H_0$  : épaisseur initiale de la couche compressible ;  
 $C_c$  : Indice de compression ;  
 $e_0$  : Indice des vides initial ;  
 $\Delta\sigma'_p$  : Pression de pré – consolidation ;  
 $\Delta\sigma'_z$  : Contraintes dues aux surcharges ;  
 $\Delta\sigma'_{v0}$  : Contrainte effective verticale naturelle ;  
A : Valeur du coefficient d'accélération de zone ;  
 $h_v$  : Hauteur des vagues en (m) ;  
 $V_v$  : Vitesse des vagues en (m/s) ;  
 $l_d$  : Longueur totale en base de la digue ;  
SBE : Séisme de basse d'exploitation ;  
SMD : Séisme maximum de dimensionnement ;  
Mw : Accélération horizontale recommandée.

## SOMMAIRE

---

Remerciements

Dedicace

ملخص

Résumé

Abstract

Sommaire

Liste des Figures

Liste des Tableaux

Liste des notations

Introduction générale

### CHAPITRE PREMIER

Définitions et classifications des barrages en terre

1. Les barrages en terre.....	05
1.1 Préambule .....	05
1.2 Les barrages en Algérie.....	05
1.3 Les différents Types de barrage en terre.....	06
1.3.1 Barrage en terre homogène.....	07
1.3.2 Les barrages en terre à noyau étanches .....	08
1.3.3 Les barrages en terre à masque .....	10
1.4 Procédé général de dimensionnement d'un barrage en terre .....	11
1.4.1 Etude préliminaire ou de faisabilité.....	11
1.4.2 Etude détaillé du projet.....	11
1.4.3 Respect des conditions géotechniques .....	12
1.4.4 Impact Granulométrique .....	12
1.4.5 Sélection du type de barrage.....	13
1.5 Définition du profil général des barrages en terre .....	13
1.5.1 Hauteur du barrage .....	13
1.5.2.Revanche.....	15
1.5.3 Largeur de la crête .....	16
1.5.4 Pente et revêtement des talus du barrage.....	16
1.5.5 Types des drains et filtres dans un barrage en terre.....	18

### CHAPITRE2

Etude des infiltrations dans un barrage en terre

2.1 Relations proportionnelle infiltrations - pathologie dans les barrages.....	21
2.2 Pathologie et causes de rupture.....	21
2.2.1 Problèmes techniques.....	22
2.2.2 Pathologies naturelles.....	22
2.2.3 Causes humaines.....	22

2.2.4 Types et modes de ruptures des barrages en terre.....	23
2.2.4.1 Ruptures par instabilité externe (rupture d'ensemble).....	23
2.2.4.2 Ruptures par érosion interne (renards hydraulique).....	24
2.2.4.3 Rupture par érosion externe .....	25
2.2.4.4 Rupture PAR Liquéfactions de la digue ou des terrains de fondation.....	28
2.2.4.5 Les accidents les plus graves de rupture des barrages.....	29
2.3 Analyse de la stabilité de la digue en terre .....	30
2.3.1 La stabilité hydraulique .....	30
2.3.1.2 Circulation de l'eau dans le sol.....	30
2.3.1.3 Méthodes de détermination de la ligne de saturation.....	32
2.3.1.4 Détermination des pressions interstitielles .....	37
2.3.2- Etude de stabilité mécanique d'un barrage en terre.....	39
2.3.2.1 approches de calculs.....	39
2.3.2.2. Coefficient de sécurité.....	41
2.3.2.3 Tassements.....	42

### CHAPITRE3

#### Simulation numérique de la stabilité par le logiciel GEOSTUDIO

3.1. Introduction .....	44
3.2. Présentation du logiciel .....	44
3.3. Le fonctionnement du logiciel.....	46
3.3.1- le module d'analyse d'infiltration des eaux souterraines seep/w .....	49
3.3.2- le module d'analyse de stabilité de pente slope/w.....	51
3.3 .3 caractéristiques du programme.....	52
3.4 .Dépendance entre les deux modules seep /w et slop /w.....	54

### CHAPITRE 4

#### Application numérique au cas du barrage soubella situe a magra wilaya de msila.

4.1. Localisation du barrage Soubella .....	56
4.2. Les objectifs à atteindre par ce barrage.....	56
4.3. Topographie et hydrologie .....	57
4.4. Géologie.....	57
4.4.1. Renseignements sur la connaissance géologique de la région .....	57
4.4.2. Structure géologique et Sismicité du site du projet.....	58
4.4.3. Caractéristique géologique de l'emprise.....	58
4.4.4. Caractéristiques hydrogéologiques.....	58
4.5. Caractéristiques géotechnique des matériaux.....	58
4.6- Dimensionnement géométrique de la digue .....	59
4.7- Stabilité hydraulique de la digue.....	60

4.7.1- Stabilité hydraulique de la digue homogène pleine .....	60
4.7.2- Stabilité hydraulique de la digue à noyau .....	63
4.7.2.1- Stabilité hydraulique à l'Etat normal en service .....	64
4.7.2.2- Stabilité hydraulique à l'état de Vidange rapide .....	65
4.8- Stabilité mécanique de la digue à noyau et drain horizontal .....	68
4.8.1- Stabilité mécanique du talus aval en fin de construction .....	68
4.8.2- Stabilité mécanique du talus aval en utilisation normale sans séisme .....	68
4.8.2.1- Stabilité mécanique du talus aval en utilisation normale pendant un séisme SBE .....	69
4.8.2.2- Stabilité mécanique du talus aval en utilisation normale pendant un séisme SMD .....	69
4.8.3- Stabilité mécanique du talus amont après vidange rapide .....	70
4.8.3.1- Stabilité mécanique du talus amont après vidange rapide instantanée .....	70
4.8.3.2- Stabilité mécanique du talus amont après vidange rapide fonction du temps dite lente .....	71
4.8.3.3 Correction de la Stabilisation du talus amont en cas d'une vidange rapide non vérifiée .....	73
4.9- Synthèse .....	74
Conclusion	
Générale bibliographie	

## *INTRODUCTION GÉNÉRALE*

*<Nous avons fait de l'eau la source de vie >*

*Verset coranique*

L'accroissement des besoins en eau potable AEP pour les agglomérations suite au développement démographique et économique ainsi les besoins en eau pour les culture BEC fait appel à combler le déficit avec la réalisation des barrages utilisés comme réservoirs de stockage afin de satisfaire avec régularité constante ces besoins en eau en quantités et en qualités.

Présentement, comme par le passé les barrages en terre sont les plus nombreux dans la liste des ouvrages de retenue réalisés dans le monde

Pendant longtemps la construction de ces ouvrages se fit de façon tout à fait empirique avec des nombreuses échecs et destructions, cependant la théorie et la pratique de construction de ces types de barrages, furent très faibles jusqu'au 1930 que les améliorations deviennent très rapides à partir de l'élaboration des principes de la mécanique des sols et suivent le même développement que celui de cette nouvelle science.

Actuellement, les progrès de l'outil informatique permet la modélisation numérique des méthodes de calcul, de dimensionnement et analyse et prennent mieux en compte

le comportement observé des problèmes graves qui menacent la stabilité des barrages que se soit mécanique ou hydraulique.

Toutes les études accumulées effectuées sur la pathologie des barrages interne ou de surface doivent faire l'objet d'un support et repère lors des nouvelles études tout en répondant dans la mise des solutions, calculs et dimensionnement aux problèmes et contraintes suivant:

- Infiltration le long de conduites de prises, formation de renards et pressions de filtrations
- Dimensionnement des ouvrages évacuateurs, diversement sur la crête, poussées des vagues et glaces.
- Glissements des talus et tassement
- Revêtement de réservoir et les mouvements de la fondation

Dans ce mémoire le travail consistera à la modélisation numérique de l'effet des infiltrations sur la stabilité du barrage en terre situé à Magra W de Msila dite Seboulla

En utilisant les différents modèles de comportement des sols employés qui sont intégrés dans le logiciel Geostudio version 2012 module SEEP/W et avec plusieurs configurations que se soit en fin de construction, en régime normal et lors d'une vidange, sous les sollicitations sismiques afin

d'avoir l'effet du comportement de sol avec ses paramètres hydrauliques et géométriques sur les résultats de calcul tout en confirmant la fiabilité de ce travail avec la comparaison des résultats

Afin d'atteindre l'objectif visé le travail a été reparti en quatre chapitres a savoir:

Chapitre 1 : généralités et classifications des barrages en terre ;

Chapitre 2 : effet des infiltrations sur la stabilité hydraulique et mécanique d'un barrage en terre

Chapitre 3 : simulation numérique de la stabilité par le logiciel geostudio

Outils numérique utilisé : présentation des outils numériques utilisés : les modules SEEP/W et SLOPE/w du logiciel GEOSTUDIO.

Chapitre 4 : Etude d'un cas : elle comporte une application numérique au calcul des effets des infiltrations sur la stabilité hydraulique et mécanique sous l'effet du séisme, d'une digue en terre d'un barrage situé dans la commune de Magra (wilaya de M'sila).

# **PREMIERE PARTIE**

# **SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE**

*Chapitre Premier*

***GENERALITES ET CLASSIFICATIONS DES  
BARRAGES EN TERRE***



## *Chapitre Premier*

### **GENERALITES ET CLASSIFICATIONS DES BARRAGES EN TERRE**

#### **1. Les barrages en terre :**

Dans notre pays la proportion des barrages en terre est plus élevée ; cette proportion deviendra encore plus importante à l'avenir notamment lors d'achèvement du programme 2030.

Les barrages et digues en terre sont des barrière de retenue d'eau suffisamment étanches construit avec des matériaux local du site lui-même servant d'assiette pour l'ouvrage avec des compositions bien définies selon les recommandations des études effectuées et le nombreuses essais approfondies de laboratoire sans lesquelles on ne peut garantir correctement la sécurité .

Actuellement en construit des centaines des barrages présentant par fois des hauteurs plus de 150m de hauteur avec toutes les garanties de sécurité nécessaires suite à la modélisation de tous types de phénomènes qui se présentent comme problèmes graves sur la stabilité de l'ouvrage avec une très grande maitrise qui s'associe aux progrès et l'amélioration des matériels utilisés lors de la réalisation notamment les engins de terrassement et de compactage

#### **1.2 Les barrages en Algérie**

Selon le ministère de ressources en eau, déclaration du 27 septembre 2018 (APS) :

L'Algérie a réalisé 36 grands barrages depuis l'an 2000 faisant augmenter le nombre des barrages réalisés à réceptionner d'ici 2020 à 85 barrages, a indiqué jeudi le ministre des Ressources en eau, Hocine Necib parmi ces barrages le barrage Soubella dans la commune de Magra (M'sila) qui fait objet de notre étude , il a été mis en service, en 2017, qui a permis une nette amélioration dans l'alimentation en eau potable (AEP) dans les communes situées à l'Est du chef lieu de wilaya, à l'image d'Ouled Derradj , Ouled Addi Guebala, Berhoum, Magra et Belaiba ,cette nouvelle infrastructure hydraulique contribuera à alléger la facture de l'entretien des forages, source essentielle d'approvisionnement en eau potable dans cette wilaya.

D'autres barrages en exploitation en Algérie, nous citons El Hamiz à Alger ; Béni Haroun à Mila, Timgad, Taqsebt, Tichy-haf, Tilesdit , Koudiat Acerdoun, ... etc.

Parmi les barrages cités ,Le barrage de Béni Haroun est considéré comme le plus grand barrage en Algérie avec une capacité de stockage de 960 millions de mètres cube. équipé d'une grande station de pompage d'eau brute, dont sa puissance est de 180 MW.

Le barrage alimente en eau potable plusieurs régions limitrophes de la wilaya de Mila, notamment les wilayas de Jijel, Constantine, Oum el Bouaghi, Batna et Khenchela. Le barrage fournie

également une quantité importante d'eau d'irrigation pour quelques centaines d'hectares d'exploitations agricoles dans les régions voisines.

Néanmoins, dans un contexte de croissance, les autorités poursuivent leurs projets de développement des infrastructures hydrauliques du pays, 80 sites supplémentaires ont été recensés pour la réalisation de nouveaux barrages, et 30 d'entre eux ont fait l'objet d'études de faisabilité.

L'Algérie entend faire passer à 139 le nombre total de barrages d'ici 2030, et, ce faisant, atteindre une capacité de stockage de près de 12 milliards de mètres cubes sur l'ensemble du pays.



Figure 1.1 barrage de Soubella en cours de construction

### 1.3 Les différents Types de barrage en terre

Les barrages en terre classifiés et divisés en trois principaux types :

- le barrage homogène ;
- le barrage à noyau étanche (zoné)
- le barrage à masque amont (écran étanche)

### 1.3.1 Barrage en terre homogène

Ce type de barrage est le plus anciens, le plus simple et plus le grand en quantité des matériaux de recharge utilisés.

Hormis le matériau de protection des talus il est composé d'une seule qualité de matériau qui doit être suffisamment imperméable pour faire barrière à l'eau.

En effet pour ce profil homogène de suintements apparaissent sur les talus avals, si le réservoir reste plein pendant une long période, la cote d'apparition des ces suintements est relatif à la pente du talus aval ainsi la perméabilité du matériau utilisé.

Si aucune précautions particulières n'est prise (ex: drainage), approximativement les infiltrations apparaissent au dessous de l' 1/3 de la hauteur normale du réservoir sur le talus aval.

Pour cela le profil totalement homogène a été abandonné pour des profils homogènes mais dans lesquels en disposent en plus des quantités faibles des matériaux filtrant très perméables à l'aval afin de contrôler les infiltrations à travers le barrage.

La disposition de ces matériaux perméables soit au pied du talus soit comme un tapis filtrant.

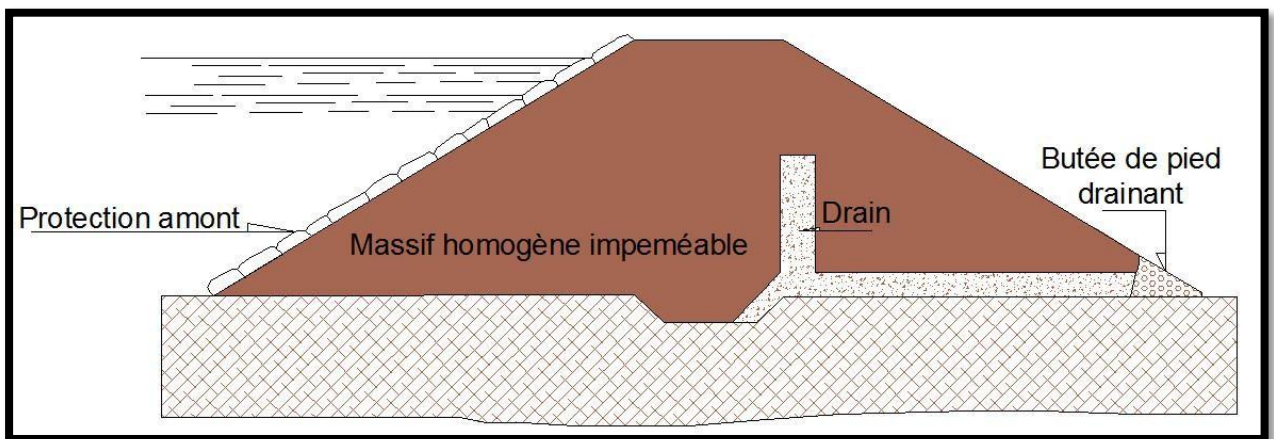


Figure I. 2 Barrage en terre homogène

Ou les matériaux disponibles, présentent des perméabilités peut différentes suffisamment imperméables.

Lors de conception des barrages en terre homogènes, il faut savoir que les talus en générales ont des pentes faibles afin de garantir la stabilité à savoir:

- Pour les talus amont à cause des glissements qui se produisent lors d'une vidange rapide surtout s'il succède une long période de remplissage au niveau normal.

- Pour les talus avals en raison également des risques de glissement lorsque le niveau normal du réservoir est maintenu élevé que la saturation dans le corps de la digue à une cote importante.

Hormis cette spécifié des talus des barrages homogènes, le reste des conditions de sécurité doivent être prise come toute d'autres types des barrages.

Souvent la disponibilité d'un seul matériau sur site est difficile à querir de cela en fait appel aux d'autres types des barrages qui sont décrits sous dessous.

### 1.3.2 Les barrages en terre à noyau étanches :

Se sont des barrages dont le profil se compose d'un noyau central imperméable encadré par des zones de matériaux considérablement moins d'imperméabilités.

Ces zones perméables soutenant le noyau et le protège ; elles jouent le rôle de stabilité du barrage et la zone imperméable constitué en général d'argile compacté assure l'étanchéité.

La zone amont garantit la stabilité en cas de vidange rapide, quant à la zone aval elle agit comme un drain pour un contrôle plus de l'infiltration et le rabattement de la ligne de saturation suite aux types matériaux grossier de recharge.

D'ailleurs, pour un contrôle plus sur de l'infiltration, la zone aval doit présenter une perméabilité croissante du centre de barrage vers l'extérieur.

Ce type de matériaux constituant l'aval permet d'avoir des talus plus raides donc moins de matériaux de recharge du corps du barrage.

Toute fois cette noyau étanche peut avoir une disposition vertical ou inclinéet des fois il est remplacé par des diaphragmes de béton de ciment ou bitumineux.

les figures ci-dessous schématisent les divers rangement de rechargement des matériaux de différentes classes en fonction des sols de fondations.

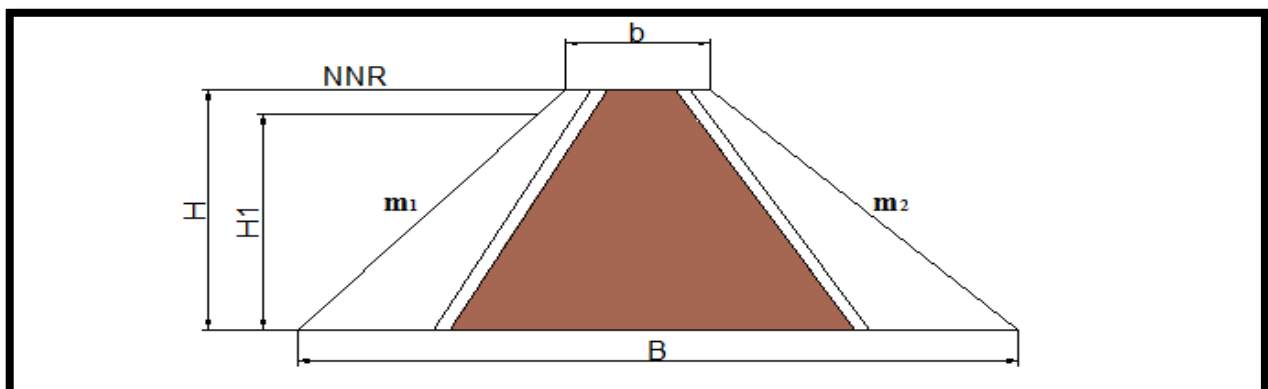


Figure I. 3 Barrage en terre à noyau

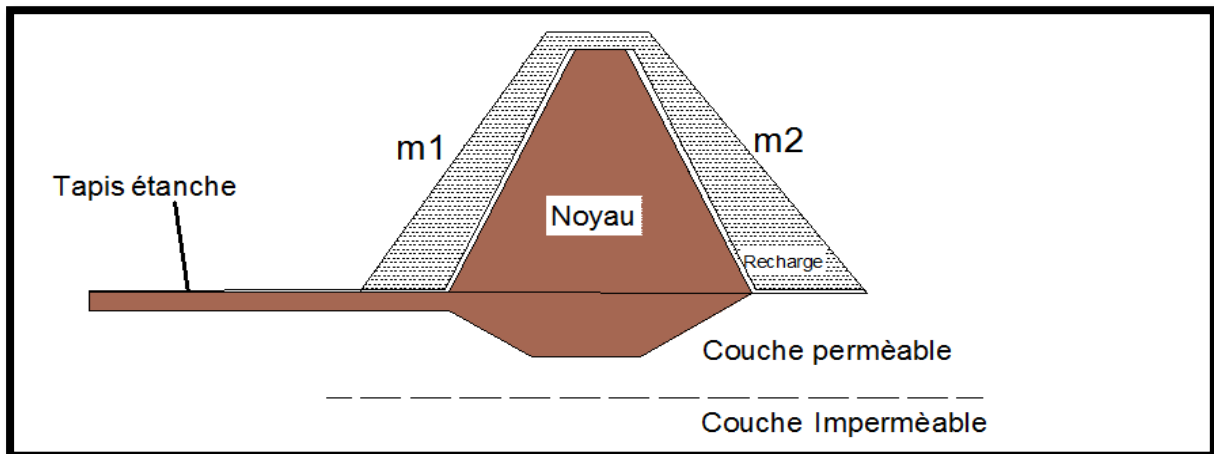


Figure I. 3. a Barrage en terre à noyau avec tapis étanche

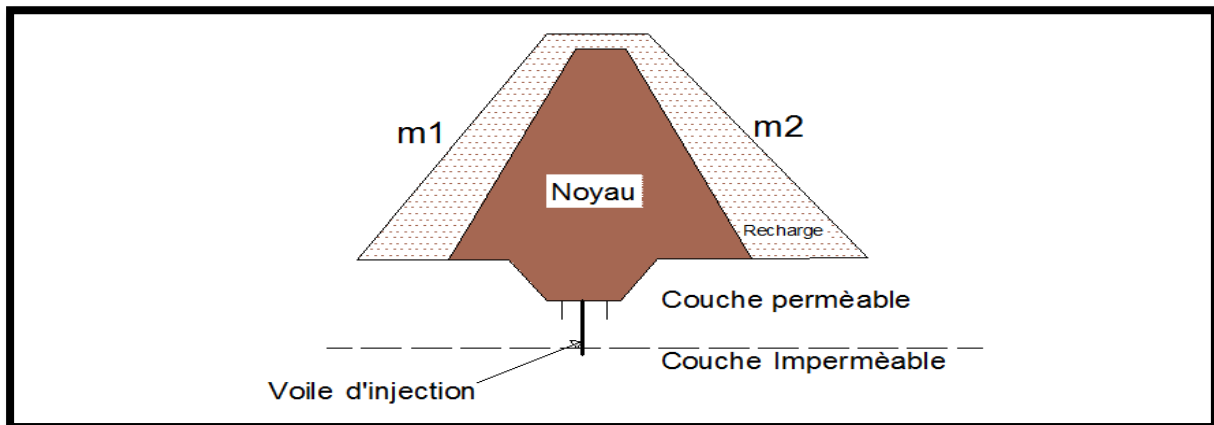


Figure I. 3.b Barrage en terre à noyau prolongé dans le sol

A noter que lorsque le barrage repose sur une fondation perméable, soit en prolonge vers l'amont le noyau tapis imperméable figure 13.a soit en prolonge le noyau centrale jusqu'au sol imperméables figure 13.b

Le barrage zoné est plus économique que le barrage homogène suite au talus plus raide donc moins de matériaux de recharge, par ailleurs présente une plus grande sécurité à l'infiltration.

### 1.3.3 Les barrages en terre à masque :

Les barrages en terre à masque comprend un corps de digue constitué de matériaux de recharge perméable (sables, graviers; enrochement) plus un écran mince imperméable dite masque formant barrière aux infiltrations.

Cette écran étanche, il peut être constitué du béton en ciment; béton bitumineux ou autre matériaux étanches.

La présence de ce masque sur le parement amont présente un double avantage de pouvoir faire assurer l'étanchéité de l'ouvrage et permettre à de faire des vidanges rapides sans risques de glissement

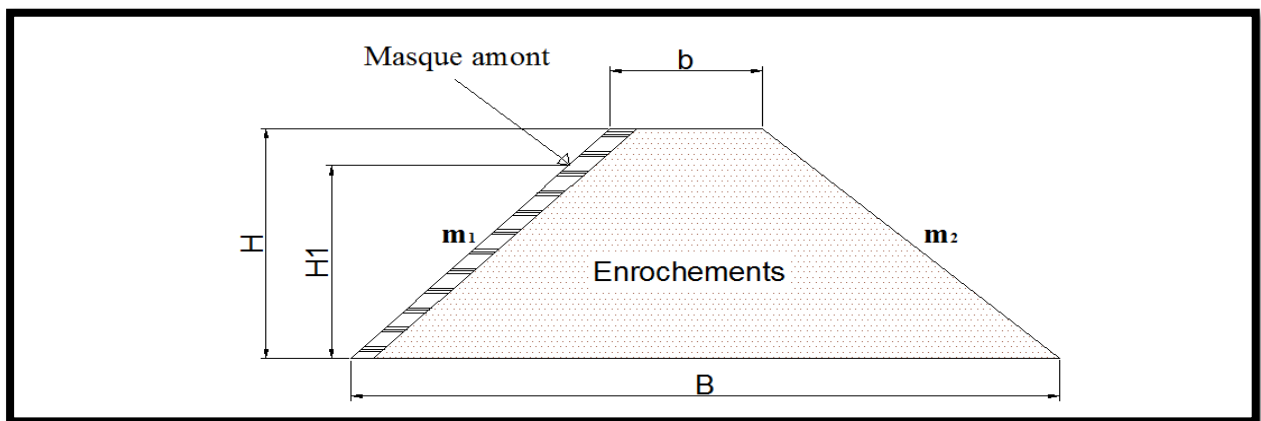


Figure I. 4 Barrage à masque

.Sélection des matériaux et types de barrages

Conditions générales

Le choix de type de barrage dépend de la nature et de la quantité des matériaux disponibles sur site et à proximité ou sa construction est envisagé.

Les zones éventuelles servant d'emprunt des matériaux de recharge limitrophes au site ne devraient pas avoir une distance supérieure à quelques centaines de mètres au delà, le transport et la mise en œuvres sera un facteur important et rendait le cout du barrage prohibitif.

Les sondages, les prélèvements d'échantillons et les essais de sol à faire doivent permettre sélectionner le type de barrage en terre à réaliser et les matériaux utilisables dans la construction.

Ces matériaux de construction à utiliser doivent avoir les qualités suivantes:

- avoir une forte résistance au cisaillement
- avoir une imperméabilité suffisante
- être insolubles dans l'eau ne contient pas ni gypse ni les sels
- avoir une faible teneur en matière organique
- ne pas se fissurer sous l'effet des tassements ou dessiccation qui risquent de créer de cheminement d'eau privilégiés
- être économique, exploitable et facile ç mise en place

#### **1.4 Procédé général de dimensionnement d'un barrage en terre :**

##### **1.4.1 Etude préliminaire ou de faisabilité.**

L'étude de faisabilité doit tenir compte de :

- L'effet de L'emplacement du barrage sur ses alentours :cas d'inondations ou d'une rupture
- But de l'ouvrage de son exploitation au maximum :fourniture d'énergie électrique, approvisionnement d'eau potable, combler les besoins d'irrigation, voies d'accès et autres aspects d'intérêt.
- difficultés de transfert de l'eau depuis l'emplacement choisi jusqu'au point de distribution d'eau.
- Cette étape peut être associée à la réalisation des schémas directeurs de développement hydraulique relatif au lieu favorable pour l'aménagement du barrage
- Disponibilité des matériaux de recharge

##### **1.4.2 Etude détaillé du projet**

Dé que l'emplacement du barrage proposé, on passe à la deuxième phase qui consiste à l'élaboration de l'avant-projet détaillé succéder par le projet d'exécution dont les caractéristiques du site ont une influence importante sur la conception de l'ouvrage.

Ensuite on analysera les facteurs qui influencent la conception et la réalisation de barrages en terre, qui sont:

- Hydrologie et climatologie.
- Géologie et hydrogéologie
- Séismicité et caractéristiques de la fondation.
- Ouvrage annexe (dérivation provisoire de l'oued pendant la réalisation).
- Stabilité hydraulique et mécanique

- Les facteurs d'Hydrologie, climatologie, Géologie et hydrogéologie sont traités dans d'autres procédures méthodologiques qui ont été conçu spécialement à ce propos.

### **1.4.3 Respect des conditions géotechniques**

Avant tout, Un barrage en terre doit être sur et stable durant toutes les phases de la construction jusqu'au fonctionnement du réservoir.

Lors de l'élaboration du projet, les conditions suivantes doivent être respectées et nécessitent la plus grande attention de la part du projeteur :

- le massif doit absolument être garanti contre la submersion ;
- Le massif doit être garanti contre le débordement du aux vagues.
- le massif doit être calculé de façon à ne pas imposer des contraintes excessives sur les fondations y compris les terrains des rives
- les pentes des talus amont et aval doivent assurer la stabilité ;
- la ligne de saturation doit se trouver ultérieurement à l'intérieur du massif ;
- le terrain d'assise ne doit avoir aucun passage préférentiel, permettent aux eaux de cheminer de l'amont à l'aval ;
- la face amont doit être protégée contre l'action des vagues et des corps flottants ;
- Le talus aval doit être protégé contre l'érosion due au vent et la pluie
- le massif doit être garanti contre le débordement dû aux vagues ;
- le talus du massif doit être stable pendant la construction et pour toutes les conditions du fonctionnement du barrage(en particulier les cas de vidanges brusques, rapides que se soit total ou partielle).

### **1.4.4 Impact Granulométrique**

L'étude granulométrique permet de faire en premier lieu, le choix des ballastières à utiliser et avoir une idée préliminaire sur l'imperméabilité et la densité des terres une fois mise en place.

Dans un sol en peut dire les gros éléments assurent la stabilité du barrage et les éléments fins lui donnent l'imperméabilité nécessaires.

Toutes fois les sols à éliminer lors de sélection sont:

- les sols ayant un coefficient d'uniformité  $D_{10}/D_{60} > 1/50$
- les sols qui présentent trop de gros éléments qui diminuent la cohésion
- les sols qui présentent trop d'éléments fins qui réduisent l'angle de frottement interne



Généralement les terres à granulométrie continue de coefficient d'uniformité  $cu < 1/50$  classé parfaite matériaux à conditions de ne pas tenir trop d'argile.

#### 1.4.5 Sélection du type de barrage

Afin d'estimer la probabilité d'utilisation d'une terre donnée, et donc de choisir le type du barrage, il faut d'abord déterminer ses caractéristiques fondamentales à savoir:

- la courbe granulométrique
- le poids spécifiques des grains
- la teneur en eau naturelle

Ces données nous permettent de faire l'inventaire et la sélection des matériaux en fonction des matériaux disponibles et en déduire le type de barrage:

- le massif sera homogène si les matériaux ont une granulométrie assez étendue.
- le massif sera à zones lorsque le matériau trouvé en grande quantité ne peut constituer un massif imperméable.

### 1.5 Définition du profil général des barrages en terre

#### 1.5.1 Hauteur du barrage

Pour les besoins de calculs, certaines grandeurs du barrage sont choisies suivant les différentes pratiques de construction de barrages (figure 1.5.).

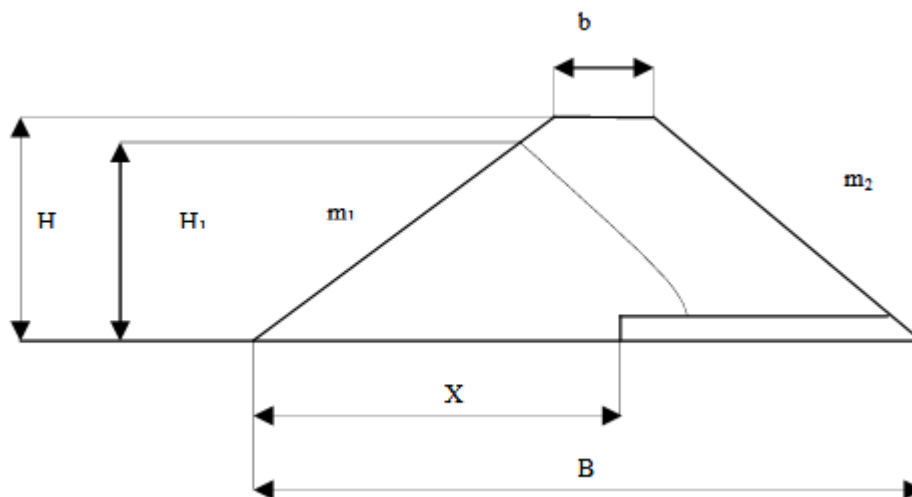


Figure 1.5 : Barrage en terre avec tapis drainant horizontal

La hauteur totale de la digue est la différence entre la cote du lit de cours d'eau et la cote de la Crête du barrage. On propose de faire varier cette hauteur d'un minimum jusqu'à une hauteur

maximale qui serait égale à la hauteur record de barrage existant et qui avoisine actuellement les 320 mètres, avec un pas de variation qui serait fixé à la demande.

Pour la détermination du niveau de la crête de la digue, on peut utiliser la relation suivante:

$$H_{\text{crête}} = PHE + Rv + T + \alpha \quad \text{ou:}$$

- PHE : niveau de plus hautes eaux pour la probabilité de conception.
- R : hauteur de montée des vagues (maximum entre le cas des vents et le cas séismique) dite revanche.
- T : tassement affectant les sols de fondations et du corps de remblai.
- $\alpha$  : hauteur libres de sécurité (réserve constructive) selon la hauteur du barrage

### **Hauteur du niveau normal de la retenue (H1)**

C'est la hauteur totale d'eau dans conception de la retenue, à compter à partir du lit de cours d'eau jusqu'au niveau normal de la retenue. Cette hauteur est habituellement déterminée par le calcul du volume d'envasement et du volume utile après régularisation.

### **Détermination de la hauteur de déversement**

$$H_d = PHE \text{ (m)} - NNR \text{ (m)}$$

NNR : niveau normal de la retenue

$H_d$  : hauteur de déversement

C'est une hauteur d'eau au-dessus de la crête de diversion limite du niveau normal de retenue lors du passage de la crue maximale choisie pour le dimensionnement de l'évacuateur de crues. En générale sa détermination est fonction de la forme et des dimensions du déversoir mais elle dépend également du débit max. de la crue donc l'étude approfondie d'hydrologie du bassin versant qui s'associe à la topographie de l'assiette.

Cette élévation qu'on additionne au niveau normal de retenue afin d'avoir le niveau des plus hautes eaux.

Cette hauteur n'a aucune influence sur la longueur du drain tapis interne.

### 1.5.2 Revanche

On appelle revanche la hauteur comprise entre le niveau des plus hautes eaux et la crête du barrage. Celle-ci est fonction de la hauteur des vagues et de la hauteur de leur déferlement sur le parement amont.

De nombreuses formules sont proposées pour le calcul de la revanche en fonction de la hauteur et de la vitesse des vagues.

En pratique il existe des abaques et des formules empiriques qui permettent d'estimer la hauteur des vagues. Parmi ces formules on peut citer les plus utilisées.

- formule de Stevenson.

- formule de Molitor.

. Nous déterminons la revanche d'après la formule empirique de Davis suivante :

$$R = 0.75H + \frac{v^2}{2g} \quad (1)$$

R : revanche

H : hauteur des vagues

v: vitesse des vagues

g : accélération de la pesanteur

Il s'agit de déterminer H, hauteur des vagues et v vitesse des vagues

a- Hauteur des vagues : plusieurs formules empiriques sont proposées parmi eux

Formule de Mallet et Pacquant :

$$H(m) = 0.5 + 0.33\sqrt{L} \text{ ou } L \text{ est la longueur de la retenue en km}$$

- v: vitesse des vagues :

La vitesse des vagues étant calculée par la formule de Gaillard

$$v \text{ (m/s)} = 1.5 + 2H \text{ ou } H \text{ en mètre}$$

Une analyse de plusieurs barrages fonctionnels à travers le monde a guidé aux valeurs mentionnées ci-dessous (tableau 2.1).

**Tableau 1.1 : valeurs de la revanche en fonction de la hauteur totale du barrage**

Hauteur du barrage (H)	Revanche (m)
Inférieure ou égale à 100m	2.50
Supérieure à 100m	5.50

### 1.5.3 Largeur de la crête

La largeur en crête doit être suffisante pour contribuer à la stabilité du barrage aussi bien du point de vue hydraulique que mécanique. Cette épaisseur est souvent adaptée au type de route qui passe au-dessus du barrage. Elle est toujours supérieure à 3.00 m, sauf pour les petites retenues où elle est réduite pour des raisons économiques.

Les formules empiriques les plus utilisées pour le calcul de la largeur en crête (b) sont :

-Formule de T.T. Knappen.

$$b = 1.65\sqrt{H} \quad (2)$$

-Formule d'E.F. Preece.

$$b = 1.1\sqrt{H} + 1 \quad (3)$$

H : hauteur totale du barrage

Pour les digues dont les hauteurs sont inférieures à 10 m, la largeur de la crête ne doit pas être inférieure à 3 m. Pour les digues de hauteur supérieure à 10 m, la largeur de la crête sera égale à 1/3 de la hauteur de la digue, mais en général il est recommandable que la largeur soit de 4 à 6m. ANBT

### 1.5.4Pente et revêtement des talus du barrage

Les pentes des talus du barrage sont choisies suivant la nature des matériaux qui le constituent et de sorte à garantir la stabilité statique du massif.

Toutefois K. Terzaghi recommande d'adopter les pentes d'après le tableau 2.2. Le tableau 2.2 présente d'autres valeurs selon une norme de l'ex URSS

**Tableau 1.2 : Pentes des talus des barrages en terre selon Terzaghi**

Constituant du barrage	pen- te amont	pen- te aval
Massifs Homogène		
-Matériau à granulométrie continue	$\frac{2}{5}$	$\frac{1}{2}$
-Limon grossier	$\frac{1}{3}$	$\frac{2}{5}$
-Argile limoneuse ou argile	$\frac{2}{5}$ à $\frac{1}{3}$	$\frac{1}{2}$ à $\frac{2}{5}$
Barrages à noyau		
-sable ou sable et gravier avec noyau en argile	$\frac{1}{3}$	$\frac{5}{2}$
-sable ou sable et gravier avec noyau artificiel	$\frac{2}{5}$	$\frac{1}{2}$

**Tableau 1.3 : Pentés des talus des barrages en terre (norme ex URSS)**

Hauteur du Barrage	Pentes des talus	
	Amont	Aval
$H \leq 5$	$\frac{1}{2}$ à $\frac{2}{5}$	$\frac{2}{3}$ à $\frac{4}{7}$
$5 < H \leq 10$	$\frac{2}{5}$ à $\frac{2}{5.5}$	$\frac{4}{7}$ à $\frac{4}{9}$
$10 < H \leq 15$	$\frac{2}{5.5}$ à $\frac{1}{3}$	$\frac{4}{9}$ à $\frac{2}{5}$
$15 < H \leq 50$	$\frac{1}{3}$ à $\frac{1}{4}$	$\frac{2}{5}$ à $\frac{1}{4}$
$H > 50$	$\frac{1}{4}$ à $\frac{1}{5}$	$\frac{1}{4}$ à $\frac{2}{9}$

### Revêtements des talus

La protection des talus dans les barrages en terre a le rôle d'éviter l'érosion par l'action des vagues et l'érosion due aux pluies d'une autre part, les éléments qui influencent sur le choix du type de revêtement sont:

- Importance de l'ouvrage.
- Type de barrage
- Hauteur et l'énergie déployé par la montée brusque des vagues .
- Conditions climatiques de la zone d'emplacement.

Le type sélectionné de revêtement doit être défini selon l'évaluation technico-économique, en tenant compte des matériaux locaux existants et leurs compositions de l'utilisation maximale des engins, de l'agressivité de l'eau et de la durabilité du revêtement selon les conditions d'exploitation.

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

### 1.5.5 Types des drains et filtres dans un barrage en terre

#### Epaisseur du filtre

Le filtre est un organe destiné à bloquer l'exode des particules fines éventuellement entraînées par la circulation de l'eau dans un massif, constitués des couches successives des matériaux perméables, de granulométries de plus en plus fines assurant la transition entre le drain et les éléments fins des terres drainées. Dans un filtre, chaque couche doit jouer le rôle de filtre vis-à-vis de la précédente dans le sens de l'écoulement de l'eau

Son épaisseur ne doit pas être inférieure à 25 cm pour tenir compte des tassements qui se produisent dans tout le remblai. Cette épaisseur doit être toujours supérieure ou égale à  $50\phi_{15}$  ( $\phi_{15}$  dimensions des grains du filtre).

Conditions de La conception des filtres,:

1. leurs perméabilités plus élevée que le matériau à protéger, afin de servir de drain. dans la pratique Il est autorisé que le matériau du filtre ait une perméabilité 100 fois plus élevé que celle du matériau à protéger.
2. être suffisamment fins pour éviter le phénomène de renard.
3. ne doit pas être colmaté ni dégradé

Les critères de conception des filtres les plus communément utilisés sont ceux qui sont établis par BERTRAM (Université de Harvard), basés sur les conditions de TERZHAGHI, perfectionnés en suite par les travaux du Corps d'Ingénieurs de l'Armée et le Bureau de Réclamations des Etats-Unis et enfin enrichis par les travaux de SHERARD(1984).

#### Les drains

Le drain est un organe fortement perméable incorporé dans le barrage en terre, pour évacuer les eaux issues d'une infiltration à travers le massif , contrôler ces évacuation et réduire les pressions interstitielles dans le barrage, donc la présence de drainage dans les barrages en terre est indispensable pour leur stabilité

Les exigences de drainage:

Avoir une capacité suffisante d'évacuation des eaux d'filtrations et les évacuer à l'aval du barrage sans colmatage.

- Faire face aux effets de renards.
- Facilité de contrôler son bon fonctionnement.

- Apte à baisser la ligne de saturation afin de garder une grande partie du remblai non saturé, non soumis aux pressions interstitielles afin de conserver les caractéristiques géotechniques du matériau utilisé
- Il est généralement constitué de graviers et d'embrochements avec des caractéristiques de non altération au contact de l'eau et résistant aux grandes compressions.

On utilise également de plus en plus des géotextiles pour assurer le drainage des petits barrages.

### **Position du drain tapis interne dans un barrage en terre homogène**

Généralement la zone fiable de la position du drain tapis interne dans un barrage en terre homogène, est celle où la longueur du tapis comptée à partir du pied aval du barrage jusqu'à l'axe de l'emprise du barrage

Cette zone de positions est celle qui donne un barrage stable hydrauliquement.

Indépendamment des critères précédents, la solution définitive sera adoptée en fonction du calcul de stabilité des talus.

### **Dimensionnement des tapis drainants**

- L'épaisseur du drain tapis interne est choisie pour pouvoir évacuer le débit d'infiltration à travers le massif et sa fondation sans débordement.
- La longueur du drain tapis interne est habituellement comprise entre le un quart et le un tiers de l'emprise du barrage.
- Pour son dimensionnement on recommande d'utiliser des épaisseurs minimales de  $e = 0.80$  m; par rapport aux matériaux à employer et du remblai on peut le construire avec une ou plusieurs couche ANBT

### **Le drain vertical**

A la présence des risques d'anisotropie, la solution est la projection d'un drainage vertical sous forme de bande d'embrochements ou de graviers protégée de part et d'autre par des filtres de transition.

L'eau d'infiltration est acheminée vers l'aval du barrage par un réseau de tuyaux parallèles ou par un drain tapis filtrant s'il faut drainer la fondation.

La largeur minimale d'un tel drainage est de 1.00 mètres et sa position idéale est à l'aval de l'axe du barrage.

*Chapitre Deuxième*

***EFFET DES INFILTRATIONS SUR LA STABILITE  
HYDRAULIQUE ET MECANIQUE D'UN BARRAGE  
EN TERRE***



*Chapitre Deuxième*  
**EFFET DES INFILTRATIONS SUR LA STABILITE HYDRAULIQUE ET  
MECANIQUE D'UN BARRAGE EN TERRE**

**2.1 Relations proportionnelle infiltrations - pathologie dans les barrages**

L'écoulement de l'eau que se soit superficielle ou souterraine à une grande influence sur l'équilibre des matériaux de recharge

Toutes les incidents qui s'est produisis à travers le temps sont du majoritairement aux infiltrations à travers la digue et fondation et au ruissèlement des eaux sur la surface du barrage.

Nous allons d'abord présenter les différentes types de mode rupture notamment la relation directe et indirect avec les infiltrations, ces investigations seront prise en compte ultérieurement lors de dimensionnement et vérification les moyens de prévenir les dangers de ces infiltrations et leurs réductions à des valeurs admissibles

**2.2 Pathologie et Causes de rupture**

La pathologie des barrages définit come les problèmes graves engendrant des ruptures des barrages en les déstabilisants, que se soit l'instabilité hydraulique ou mécanique

Ces différentes causes de rupture des barrages peuvent être techniques, naturelles ou humaines

Toute fois la proportion majeure des accidents de destruction des barrages est du au rupture par érosion que se soit interne (infiltrations) ou externe (submersion).

Selon Guidoux Les principaux modes de rupture constatés sur les digues en remblai, c'est à dire la surverse, l'érosion du pied de digue du côté du fleuve (affouillement), l'érosion interne, et le glissement de talus d'un côté ou de l'autre de l'ouvrage GUIDOUX en 2007

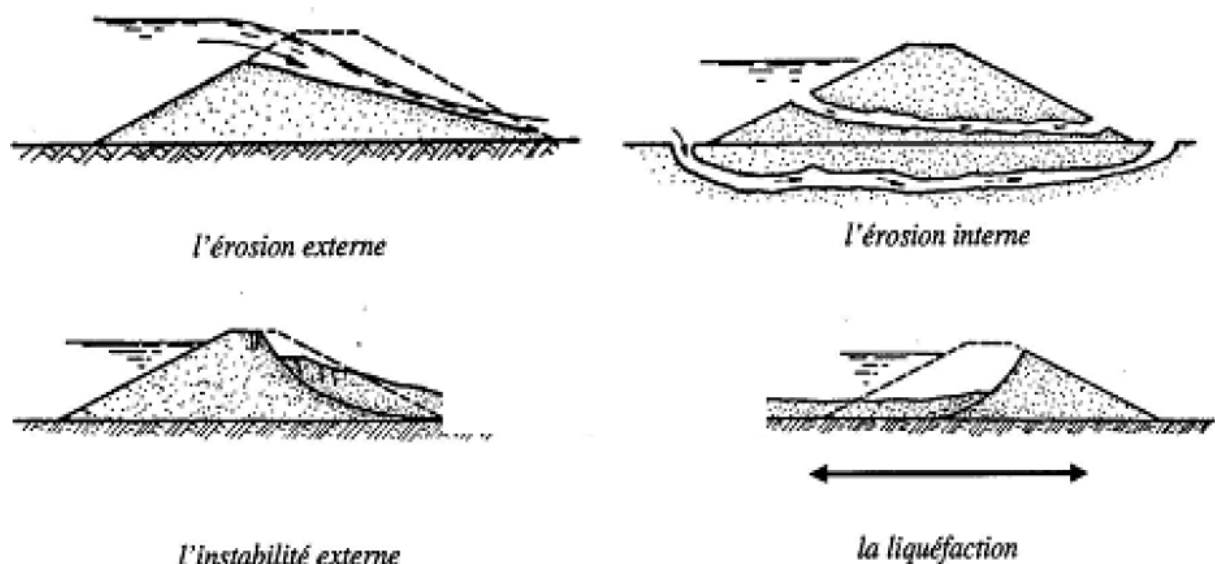


Figure 2.1 : les mécanismes de rupture des ouvrages

### **2.2.1 Problèmes techniques**

Actuellement avec l'évolution des techniques de construction rend les barrages modernes beaucoup plus sécurisés.

Mais la prise en considération de ces problèmes techniques qui peuvent entrainer le rupture d'un barrage est obligatoire que se soit:

- Des défauts de conception de l'ouvrage telle que le sous dimensionnement des évacuateurs des crues
- Insuffisance de drainage
- Mauvaise choix des matériaux
- Défaut fonctionnement des vannes
- La nature des fondations ou encore l'âge de l'ouvrage.

Tous ces pathologies seront prise suintement en considération lors des conceptions et dimensionnement.

### **2.2.2 Pathologies naturelles**

Les causes naturelles peuvent être à l'origine de rupture de barrage:

- les crues exceptionnelles d'intensité supérieure à celle arrêtée pour le dimensionnement des évacuateurs de crues ; qui sont actuellement prise en compte lors d'ajout d'hauteurs supplémentaires au dessus du niveau d'évacuation projeté d'une crue à la hauteur totale du barrage(crête).
- Les séismes peuvent causer des dommages non négligeables sur les barrages et le risque sismique est systématiquement pris en compte lors de la conception des ouvrages, même s'il est peu élevé (proportion de cause de rupture moins de 2% dans les anciens barrages).
- La présence des nids et refuges d'animaux qui fragilisent le talus aval
- Les glissements de terrains, qui peuvent toucher l'ouvrage lui-même.

### **2.2.3 Causes humaines**

Les accidents dont l'origine sont humaines peuvent se résumer:

- Etudes préalables non approfondies
- Contrôle d'exécution insuffisant non rugueux
- Erreurs d'exploitation (surcharge sur la crête , la non ouverture des vannes au moment opportune)
- Défaut de surveillance et d'entretien
- Les actes de sabotage.

## 2.2.4 Types et modes de ruptures des barrages en terre

Hormis la rupture par submersion, la probabilité d'avoir une rupture brusque et inopinée d'un barrage est très rare, car elle est liée à une évolution d'une dégradation de l'ouvrage ce dernier susceptible d'être contrôlé et détectée par le programme de surveillance et d'auscultation permanent de détection des pathologies d'un barrage.

Toutes fois les barrages en terres peuvent être touchés par des ruptures causées par les phénomènes d'érosion interne, externe, ou encore la liquéfaction des sols.

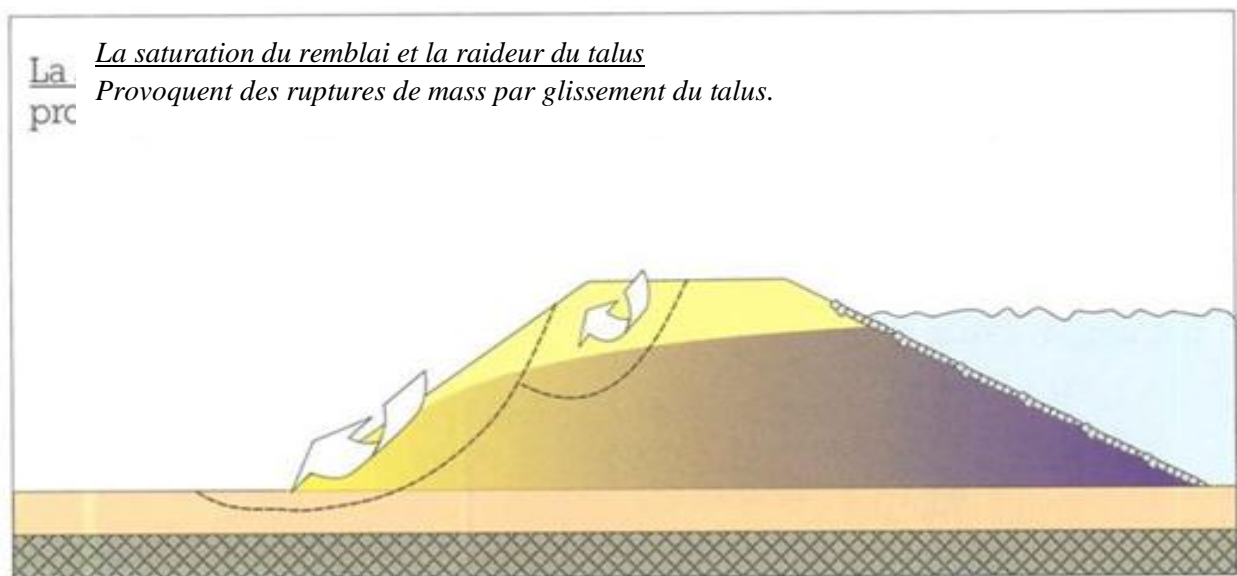
Quatre types de ruptures peuvent affecter les barrages, qu'ils soient naturels ou artificiels. Si ces mécanismes sont a priori faciles à individualiser, une rupture réelle est en principe le résultat d'une conjonction de divers d'entre eux.

### 2.2.4.1 Rupture par instabilité externe (rupture d'ensemble)

Cette rupture peut être initiée soit à partir du parement amont, soit depuis le parement aval, comme schématisé ci-dessous sur la figure 2.1.

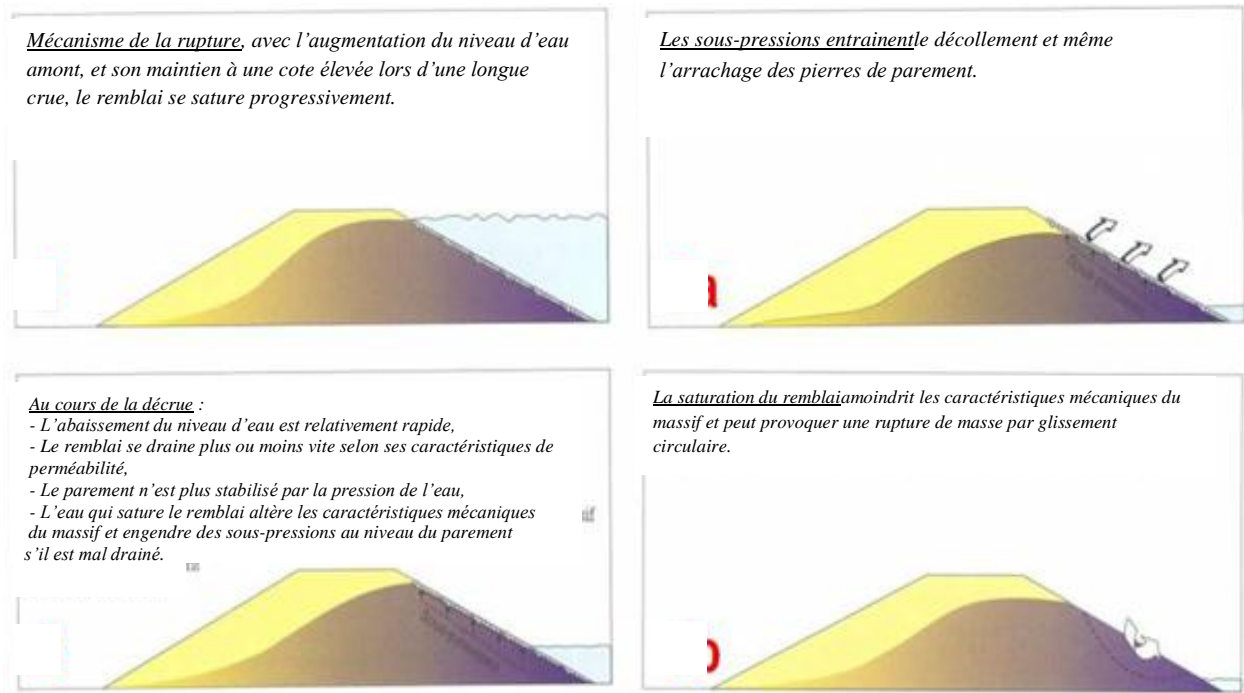
Les cas de rupture d'ensemble à partir du parement aval sont liés à la charge hydraulique à l'intérieure de la digue. Ils sont favorisés par les facteurs suivants :

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



**Figure 2.2: Rupture d'ensemble à partir du parement aval (Mériaux et al., 2001).**

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



**Figure 2.3 : Rupture d'ensemble à partir du parement amont.(Mériaux et Al, 2001)**

#### 2.2.4.2 Rupture par érosion interne (renards hydraulique)

L'absence des ouvrages de base ou complémentaire de sécurité tels que le drainage adéquat, la non-dispatching convenablement des matériaux selon leurs perméabilités de l'amont vers l'aval. La non-conformité du compactage et l'hétérogénéité des matériaux tout ça peut être la cause préférentielle de l'eau à s'infiltrer que se soit à travers le corps de la digue ou travers ces fondations. Le gradient hydraulique provoqué dépend comme déjà cité de la disposition des matériaux selon leurs perméabilités et la charge hydraulique cas niveau normal de retenue conduire à une érosion interne du barrage en terre.

Cette érosion génère des cheminements perpendiculaires au long du barrage, les vitesses des eaux d'infiltrations augmentent en proportion avec le gradient hydraulique qui s'accroît de l'amont vers l'aval, ou il arrache et transporte en même temps les particules fins de matériaux de recharge. Des véritables galeries peuvent être ainsi créées par l'évolution des renards qui peuvent former des brèches dans le barrage.

Sans précautions prise tous types d'infiltrations et renards apparaissent dans le barrage en terre engendrent une érosion interne nocive.

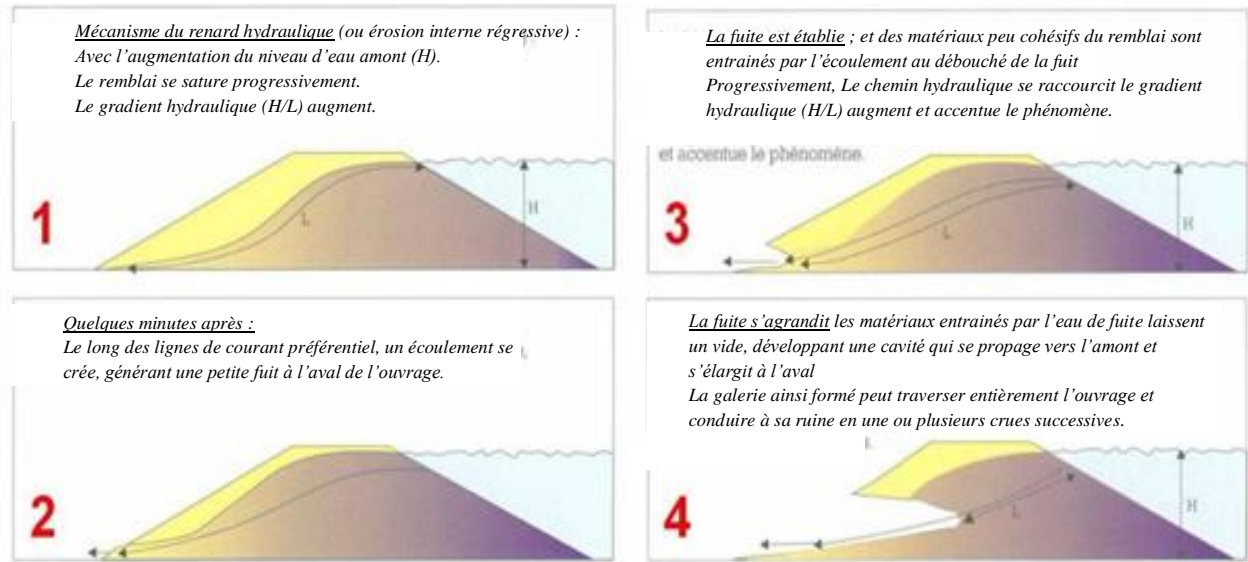


Figure 2.4: Rupture par renard hydraulique

### 2.2.4.3 Rupture par érosion externe

Généralement il correspond à l'écoulement superficiel de l'eau avec l'arrachement des particules affleures du corps de la digue notamment à la crête et au talus aval par le ruissèlement des eaux suite au forte et long pluie ,ce type de rupture externe générale se produise lors d'absence ou manque des matériaux de protection des parements de talus ou de butés des talus que se soit à l'amont ou à l'aval qui s'ajoute a la non prise des précautions d'étanchéités de la crête .

mais ce type de rupture il s'est produit lors de la réalisation des premiers barrages dans le monde, actuellement les types d'érosion externes peuvent classé en deux :

- Affouillement
- Submersion

#### Par affouillement

Le parement amont des barrages peut subir sous les effets des courants la dégradation progressive du pied, diminuant les caractéristiques mécaniques de la digue (principalement du fait de la saturation en eau des matériaux).

Toutes fois la vitesse d'écoulement de l'eau et la vulnérabilité des berges sont la source d'érosion du pied, les glissements de masse qui se produisent dans les matériaux saturés qui en résultent provoquent localement la formation de concavités, qui favorisent à leur tour les tourbillons et les érosions, les crues successives aggravent le phénomène et accélèrent la dégradation et déstabilisent le pied du barrage se qui affirme la rupture .

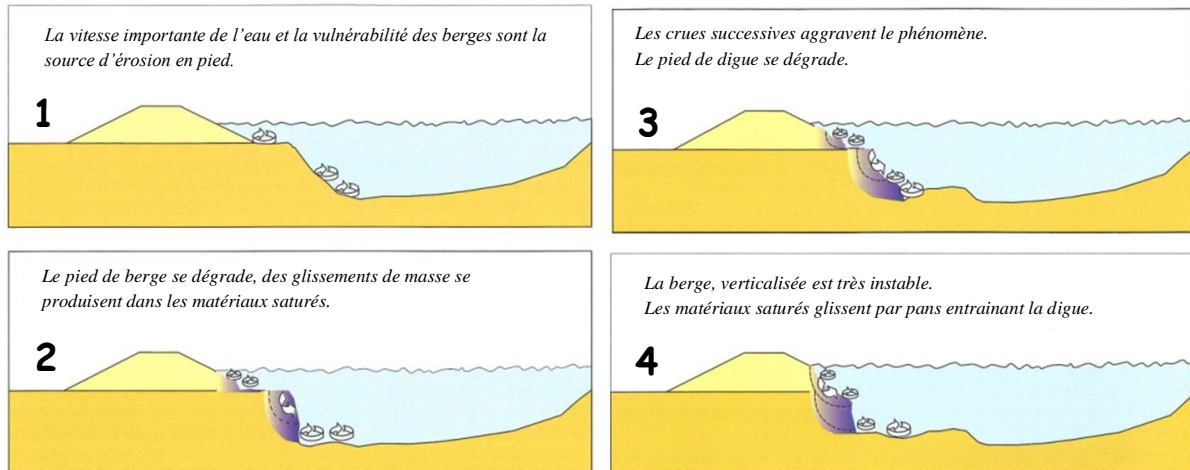


Figure 2.5 : Rupture par affouillement

Plusieurs facteurs peuvent favoriser la rupture par affouillement :

- La vitesse importante de l'eau. Et les successions des crues
- Emplacement du barrage dans un rétrécissement du cours d'eau ou à l'extérieur d'un virage formé par celui-ci sera d'avantage exposé
- La présence d'éléments susceptibles de créer des tourbillons locaux, des gros blocs.
- es types de protection du parement amont du barrage.

#### **Par submersion**

- Nous avons vu que parmi la pathologie graves qui menace la stabilité d'un barrage en terre est l'effet de submersion,
- l'eau déborde au dessus et sur le long de la crête du barrage, il inonde le parement aval qui commencera à s'éroder, les matériaux s'arrachent des fouilles se sont figurées au pied de barrage immergé de l'eau, le glissement se produise et les matériaux sont rapidement emportés en entraînant la ruine totale.

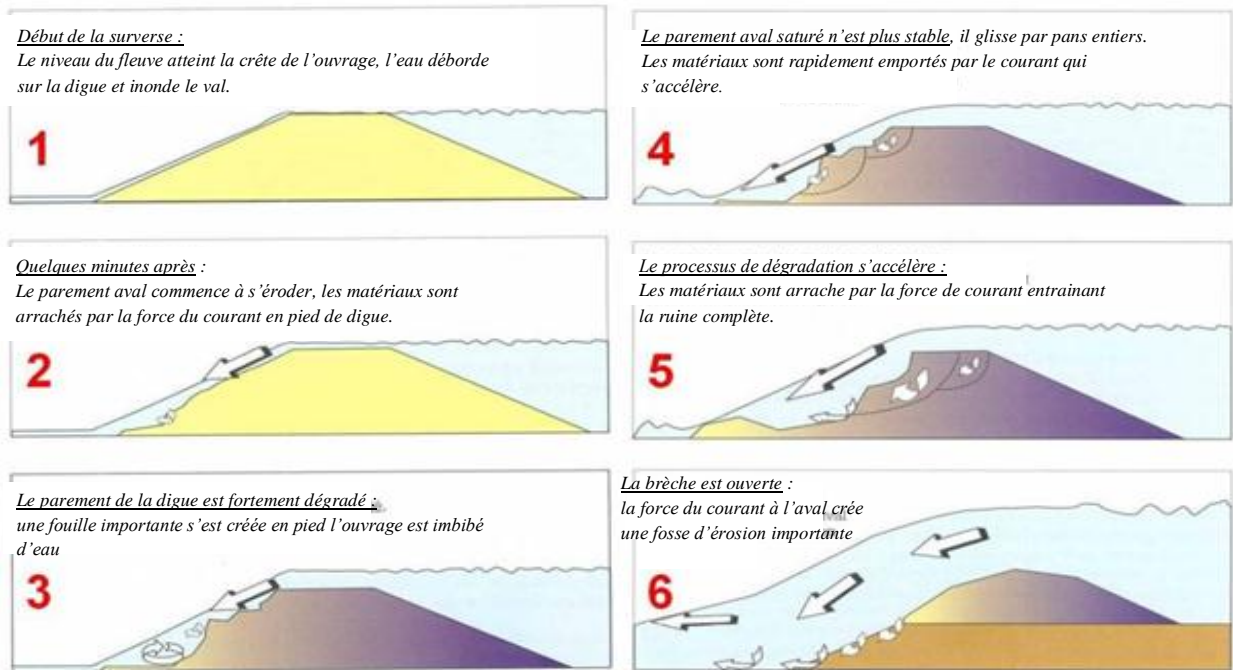


Figure 2.6 : Rupture par submersion.(Mériaux et al, 2001).

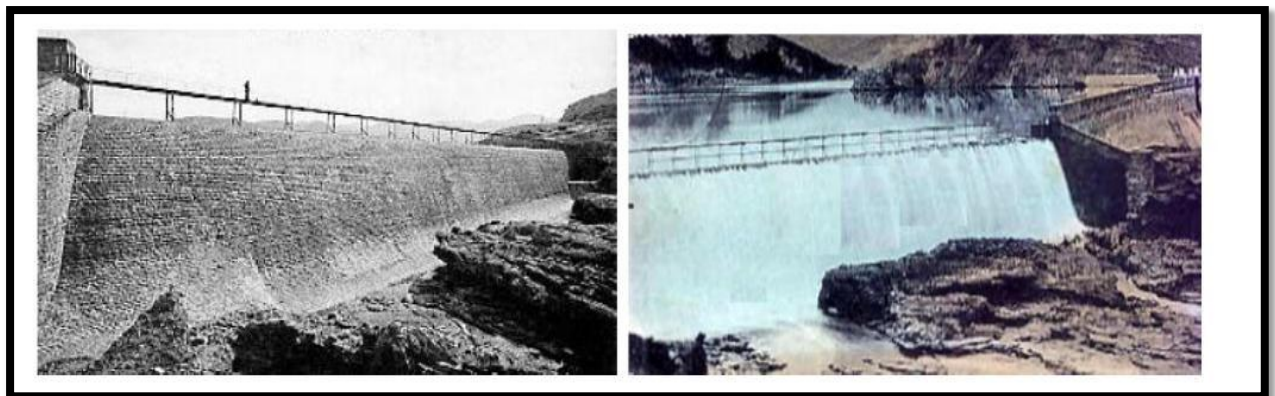


Figure 2.7 Barrage Fergoug en 1907 avant la rupture en état de déversement.

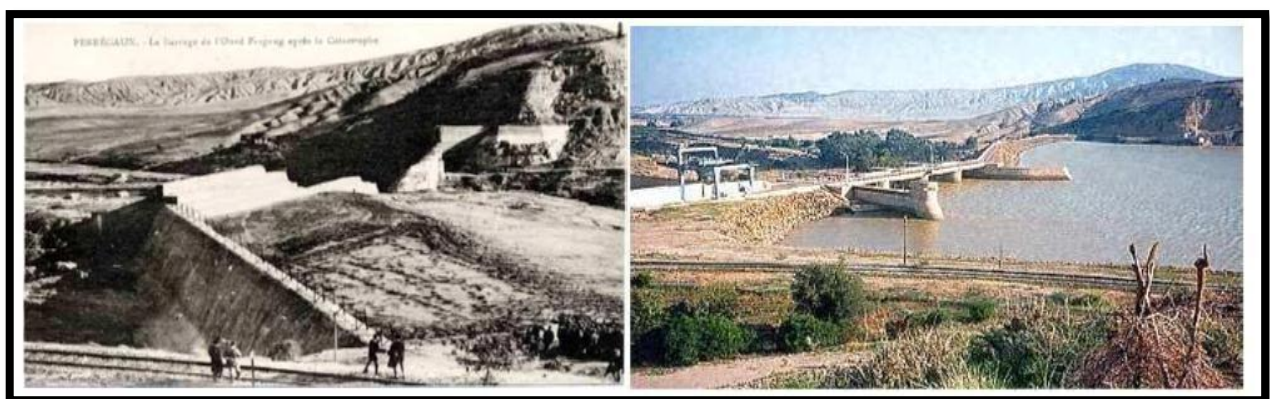


Figure 2.8 Barrage Fergoug

A- après sa rupture en 1928 ; B- après sa reconstruction en 1986

#### 2.2.4.4 Rupture par liquéfaction de la digue ou des terrains de fondation

Les barrages contenant une portion importante de matériaux à faible granulométrie sont susceptibles de rupture par liquéfaction.

Lors de ce phénomène, la conjonction de la saturation du sol en eau et d'une contrainte cisailante causée par un séisme peut provoquer une perte de cohésion du sol, et se transforme au comportement liquide.

La figure 2.9 montre un exemple de rupture par liquéfaction lors du tremblement de terre de Kushiro-Oki en 1983.

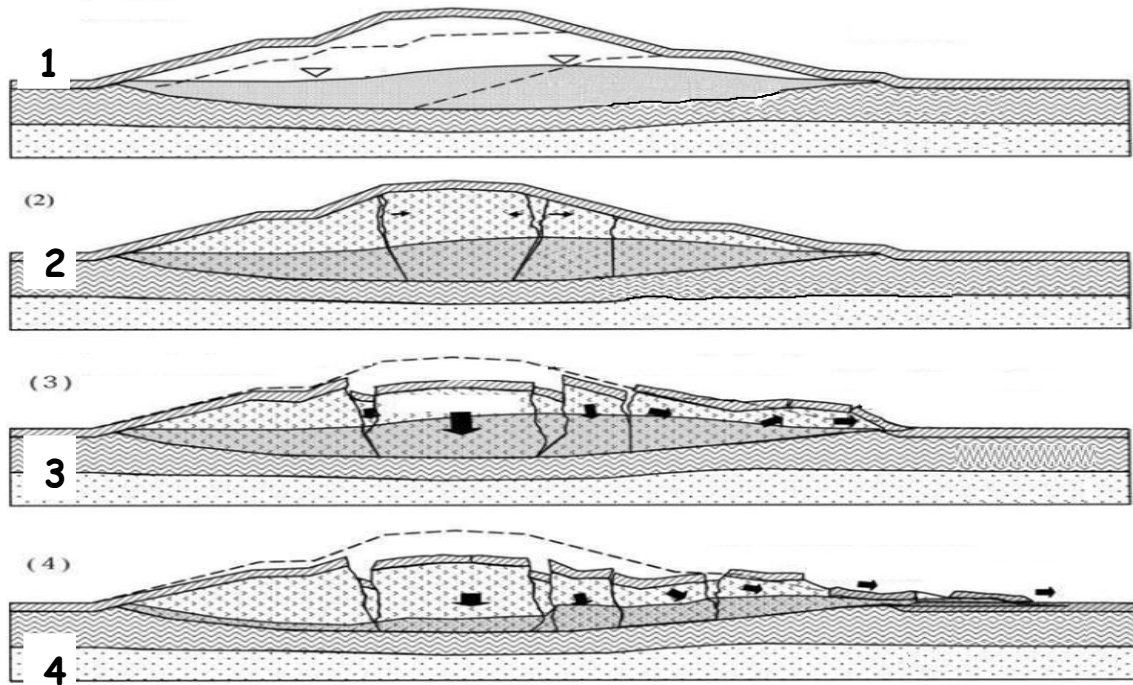


Figure 2.9 : Rupture par liquéfaction



### 2.2.4.5 Les accidents les plus graves de rupture des barrages

Tableau 2.1 Les accidents les plus graves de rupture des barrages

Barrage	Pays	Date de rupture	Hauteur du barrage (m)	Volume de la retenue (hm <sup>3</sup> )	Nombre de victimes
Barrage en remblai, rupture durant la construction					
Panshet	Inde	1961	49	214	1000
Sempor	Indonésie	1967	60	56	200
Barrage en remblai, rupture lors de la première mise en eau					
Dale Dyke	Grande-Bretagne	1864	29	3,2	230
Barrage en remblai, rupture en service					
Iruhaike	Japon	1868	28	18	1200
Mill River	États-Unis	1874	13	<i>Inconnu</i>	140
South Fork	États-Unis	1889	21	18	2200
Walnut Grove	États-Unis	1890	33	11	129
Hyogiri	Corée du Sud	1961	15	0,2	139
Nanak Sagar	Inde	1967	16	210	100
Machu	Inde	1979	26	101	2000
Gotvan	Iran	1980	22	<i>Inconnu</i>	200
Kantale	Sri Lanka	1986	27	135	127
Barrage poids, rupture lors de la première mise en eau					
Puentes	Espagne	1802	69	13	600
Saint Francis	États-Unis	1928	62	47	450
Barrage poids, rupture en service					
Fergoug I	Algérie	1881	33	30	200
Tigra	Inde	1917	25	124	1000
Malpasset	France	1959	60	49	423
Khadakwasla	Inde	1961	33	137	1000
Barrage à contreforts et voûtes multiples					
Gleno	Italie	1923	35	5	600
Vega de Terra	Espagne	1959	33	7,3	140

### 2.3 Analyse de la stabilité de la digue en terre :!

La stabilité d'un barrage en terre est définie par les valeurs et paramètres géotechniques de sécurité inspectée en certifiant un statut d'équilibre d'ensemble hydraulique et mécanique qui garantie le bon fonctionnement de l'ouvrage.

La stabilité des barrages en terre est abordée sous ses deux formes hydrauliques et mécaniques en tenant compte de la relation directe entre eux, tout en précisant les méthodes de détermination de stabilité.

#### 2.3.1 La stabilité hydraulique :

Sur le plan hydraulique, un barrage en terre ne doit pas subir une érosion interne sous l'effet des infiltrations de l'eau à travers son massif, pour cela il faut que le gradient hydraulique soit toujours admissible pour éviter le déclenchement du phénomène de renard.

La stabilité hydraulique précède la stabilité mécanique et elle consiste à :

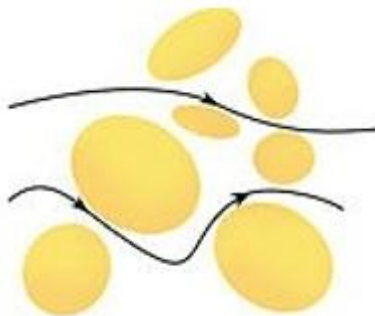
- La détermination de la ligne de saturation ;
- La Construction du réseau d'écoulement ;
- L'évaluation du débit de percolation ;
- La vérification au renard.

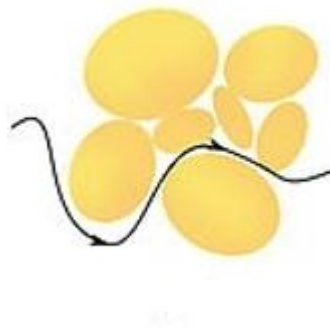
#### 2.3.1.2 Circulation de l'eau dans le sol

Le sol est un système complexe qui se constitue de particules dont la taille, la forme et l'arrangement.

L'écoulement de l'eau dans le sol se présente sous différentes formes et on peut distinguer deux catégories soit souterraine soit superficielle.

le phénomène d'écoulement à une intensité très variable d'un sol à un autre en fonction de proportion des vides entre les particules du sol et les frottements entre ces particules.





**Figure 2.10 : Ecoulement de l'eau à travers les vides dans le sol**

L'écoulement en milieu saturé avec un mouvement d'écoulement très lent de sorte à ce qu'il reste laminaire et en régime permanent a été étudié par Darcy par le biais d'une expérience où une colonne de sol représentant un échantillon de sol est traversée par un écoulement d'eau permanent. Les résultats de cette expérience font ressortir que le débit  $Q$  à travers la colonne du sol est proportionnel à la surface  $S$  et à la perte de la charge hydraulique  $I$ , et inversement proportionnel à la longueur de la colonne  $L$ .

$$Q = K \cdot I \cdot S \quad (4)$$

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

$I$ : Gradient hydraulique (perte de charge par mètre de longueur)

$S$ : Section de la colonne.

$K$ : Coefficient de proportionnalité appelé coefficient de perméabilité ou conductivité hydraulique cette constante est fonction du milieu poreux

La vitesse apparente d'infiltration, s'écrit :

$$v = \frac{Q}{S}$$

On aura:

$$v = K \cdot I$$

La loi de Darcy est exprimée pour un régime laminaire il est donc clair que cette loi ne peut être valable que dans les limites d'un certain domaine. Ainsi dans l'expérience de Darcy si l'on augmente le gradient des pertes de charge progressivement on constate que la linéarité de la courbe du gradient de charge en fonction de la vitesse apparente n'est plus vérifiée. D'après des études expérimentales effectuées sur ce problème il apparaît que la loi de Darcy reste valable pour des valeurs du nombre de Reynolds équivalente au régime laminaire

### 2.3.1.3 Méthodes de détermination de la ligne de saturation

L'estimation des infiltrations peut se faire par calcul numérique, par analogie électrique, ou graphiquement basée sur des approximations et des propriétés graphiques du réseau d'écoulement

La ligne de saturation peut être déterminée par les méthodes suivantes :

#### a- Le calcul numérique

Le calcul numérique est réalisé sur l'ordinateur, il peut résoudre le problème des infiltrations par le biais des programmes mis au point, afin de déterminer la position de la ligne de saturation, le potentiel hydraulique et, le débit de fuite, l'outil mathématique peut s'adapter avec les cas complexes.

#### b- Le modèle électrique

L'analogie électrique est basée sur le fait que le potentiel électrique est régi par la même loi que le potentiel hydraulique, utilisés pour des cas simples.

le tableau 2.2 résume les phénomènes analogues

**Tableau 2.2 : Les phénomènes analogues**

<b>Écoulement souterrain</b>	<b>Conduction électrique</b>	<b>Conduction thermique</b>
Le vecteur de vitesse $\vec{v} = k \cdot \overrightarrow{\text{grad}} H$	le vecteur de courant $\vec{i} = -\gamma \cdot \overrightarrow{\text{grad}} U$	le vecteur de température $\vec{q} = -\lambda \cdot \overrightarrow{\text{grad}} T$
lois de darcy	loi d'ohm	loi de fourrier
$H$ : la charge hydraulique	$U$ : volage (tension électrique)	$T$ : Température
$k$ : la perméabilité	$\gamma$ : conductivité spécifique	$\partial H / \partial_n =$ limite thermique
$H = C^{te}$ : surface équipotentielle	$\gamma = C^{te}$ : surface équipotentielle	$T = C^{te}$ : surface isotherme
$\partial H / \partial_n = 0$ limite imperméable	$\partial U / \partial_n = 0$ limite isolant	$\partial T / \partial_n = 0$ limite isolant

### **c- Le modèle graphique**

La méthode graphique utilise des approximations et des propriétés graphiques du réseau d'écoulement, elle est simplifiée par Kozeny, qui est plus souvent utilisée.

Elle donne des résultats approchés, mais en général suffisants. L'écoulement des eaux d'infiltrations dans le barrage est régi par la loi de DARCY,  $V = K * i$  (K: coefficient de perméabilité en (m/s) et  $i$  : le gradient hydraulique).

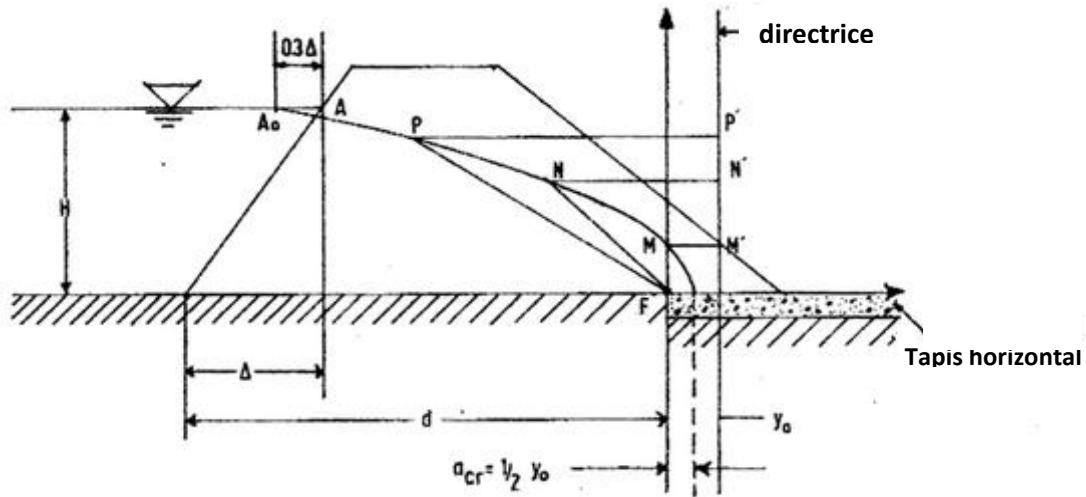
#### **Tracé de ligne de saturation**

La méthode de traçage de cette ligne a été proposée par Kozeny qui a montré que pour un barrage en terre homogène, la ligne de saturation est assimilable à une parabole dans sa partie médiane.

Le gros avantage de la méthode de Kozeny, c'est qu'elle permet de trouver les paramètres, sans être réellement obligé de connaître la répartition de toutes les lignes de courant. Il est juste important de respecter quelques règles de distribution des lignes à savoir :

- Le parement amont est une équipotentielle.
- La ligne de saturation est une ligne de courant.
- La fondation est une ligne de courant (cas fondation imperméable)
- La pression hydraulique étant nulle sur la courbe de saturation, le potentiel en un point de cette ligne est due uniquement à la cote de ce point.
- Les équipotentielles sont perpendiculaires aux lignes de courant

Dans le cas d'une digue homogène drainée, reposant sur une assise imperméable, KOZENY a montré que la ligne de saturation (ligne phréatique) est une parabole d'axe horizontal, dont le foyer est l'extrémité amont du drain, auquel se raccorde la ligne phréatique.



Cette ligne de saturation doit être corrigée au droit du parement amont et aval du barrage.

**Figure 2.11 : solution graphique pour l'écoulement à travers un barrage avec tapis filtrant horizontal.**

### Infiltration a travers un barrage homogene et debit de fuites

Dans un écoulement à deux dimensions la surface libre au sein du massif (ligne de saturation ou phréatique) doit avoir dans sa partie centrale l'allure d'une parabole d'équation différentielle :

$$q = k \frac{dy}{dx} y \quad (5)$$

$q$  : débit de percolation à travers le barrage ;

$\frac{dy}{dx}$  : Gradient hydraulique ;

$y$  : ordonnée à la ligne de saturation (phréatique).

L'intégration de cette équation différentielle, conduit à l'équation d'une parabole :

$$y^2 - y_0^2 - 2 \frac{k}{q} x = 0$$

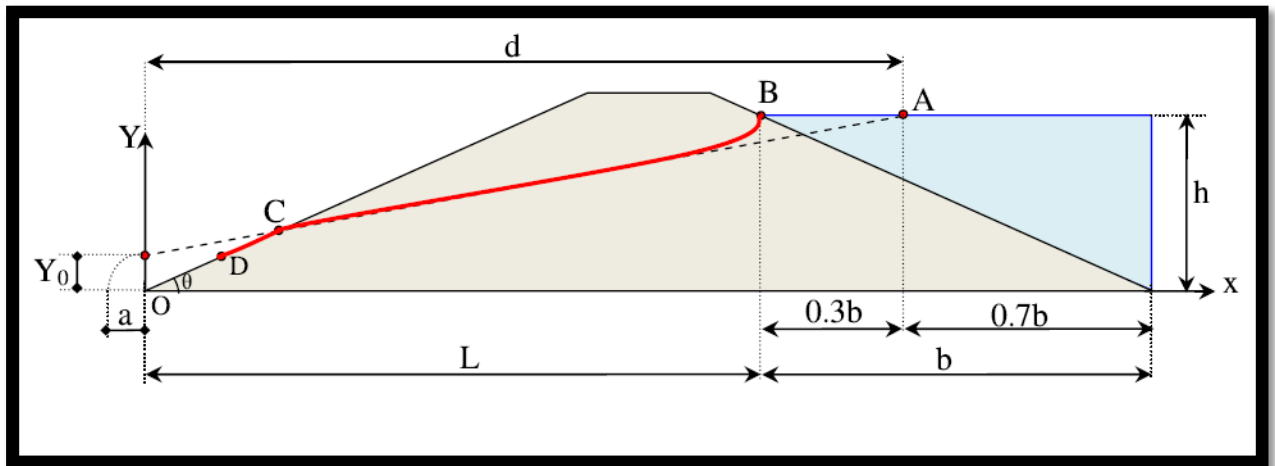


Figure 2.12 Trace de la ligne de saturation dans le cas d'un barrage homogène

**NB :** « a » représente la distance entre l'origine de la parábole et son foyer.

Kozeny a montré que, dans un barrage en terre **homogène et isotrope** non drainé, la ligne de saturation peut être assimilée dans sa partie médiane à une parábole d'axe horizontal dont le foyer

« O » est situé au pied du parement aval du barrage. L'équation de cette parábole s'écrit

$$\text{Avec:} \quad y^2 - y_0^2 - 2\frac{k}{q}x = 0 \quad y_0 = \sqrt{h^2 + d^2 - d}$$

Avec **d** : étant la largeur en base du barrage diminuée  $0.7b$  et **b** étant la projection horizontale de la partie mouillée du parement amont.

La parábole coupe le plan d'eau amont en un point **A** situé à une distance horizontale de ce parement **AB** =  $0,3b$

Pour obtenir la ligne de saturation à partir de la parábole 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 parábole. Le débit de fuite est estimé à partir de la loi de DARCY par la formule suivante :

$$q = KI S \quad (4)$$

Avec :

q : Débit de fuite en (m<sup>3</sup> /s/ml).

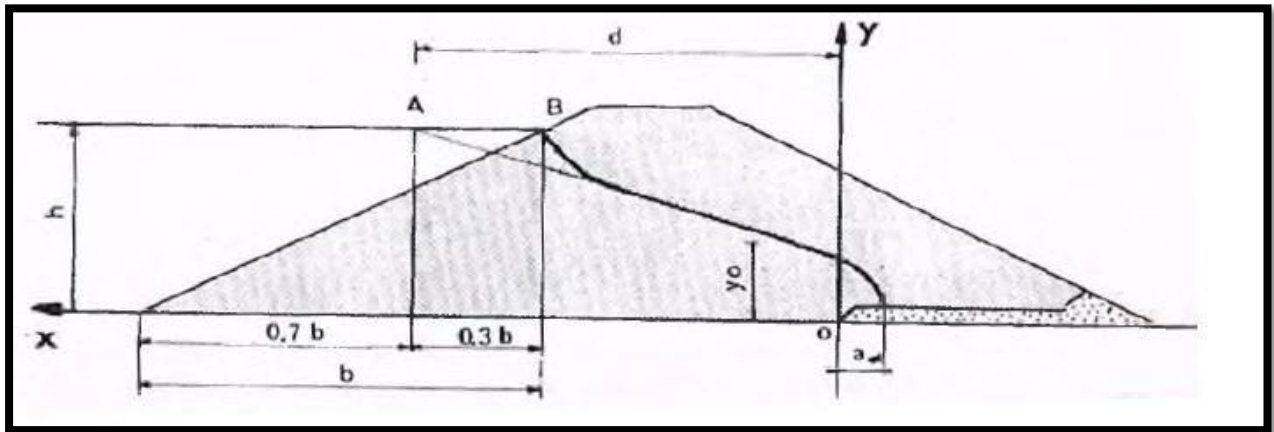
I : Gradient hydraulique adimensionnel.

S : Section mouillée sur le parement aval du  
barrage (m). K : Coefficient de perméabilité

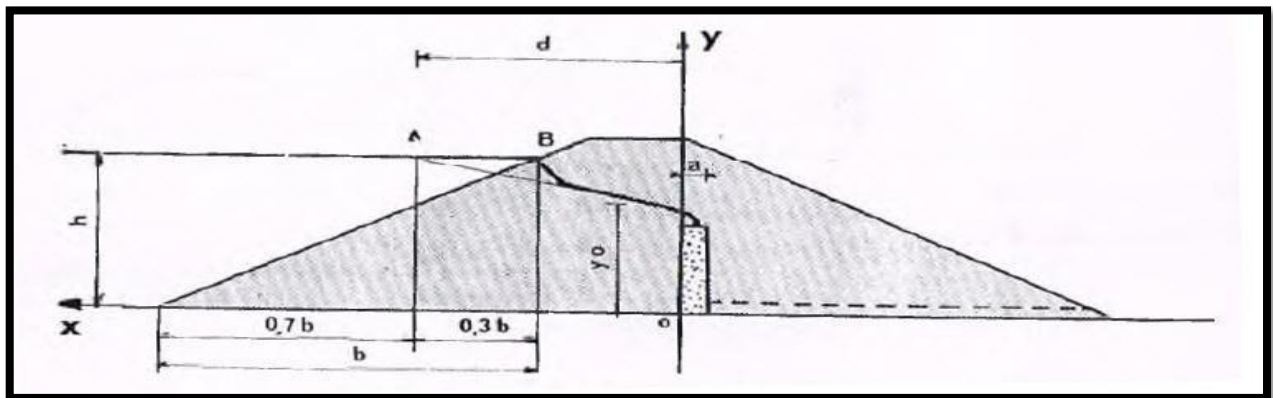
Les éléments de base pour tracer cette ligne d'infiltration et la déterminer le débit de fuite pour une unité de longueur de la digue sont déterminés selon différents auteurs.

Exemple :

KOZENY	$ao = \frac{y_0}{2} = \frac{1}{2} (\sqrt{d^2 + h^2} - d)$ et $q = 2 k ao = k y_0$
A. CASAGRANDE	Détermine $a + \Delta a$ par l'intersection de la parabole et le talus aval, et on déduit $(a + \Delta a)/a$ du diagramme : $q = k a \sin^2(\alpha)$ ou $q = k y_0 = k (\sqrt{d^2 + h^2} - d)$



Cas d'un drain horizontal



Cas d'un drain vertical

Figure 2.13 Tracé de la ligne desaturation d'un barrage à drain



### 2.3.1.4 Détermination des pressions interstitielles :

Dans un sol homogène et isotrope soumis à un écoulement d'eau permanent et sans variation de volume du sol (l'arrangement du squelette du solide ne se modifie pas), les deux équations qui régissent l'écoulement sont :

-La condition de continuité de la phase liquide

$$\text{div } \vec{V} = 0$$

-La loi de Darcy.

$$V = -k \overrightarrow{\text{grad} h}$$

De ces deux équations nous pourrions avoir le système suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial V_x}{\partial x} + \frac{\partial V_z}{\partial z} = 0 \\ V_x = -k \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \\ V_z = -k \cdot \frac{\partial h}{\partial z} \end{array} \right.$$

La condition de continuité s'écrit alors :

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \Delta h = 0$$

En général l'écoulement a lieu entre des limites où sont imposées des conditions d'écoulement ou de charge hydraulique. Habituellement on a à définir une fonction qui satisfait à l'équation de Laplace avec ses conditions aux limites.

En pratique, comme les écoulements dans les barrages en terre, la résolution de l'équation de Laplace consiste à rechercher (Fig.2.3) :

-les lignes équipotentielles

-les lignes de courant.

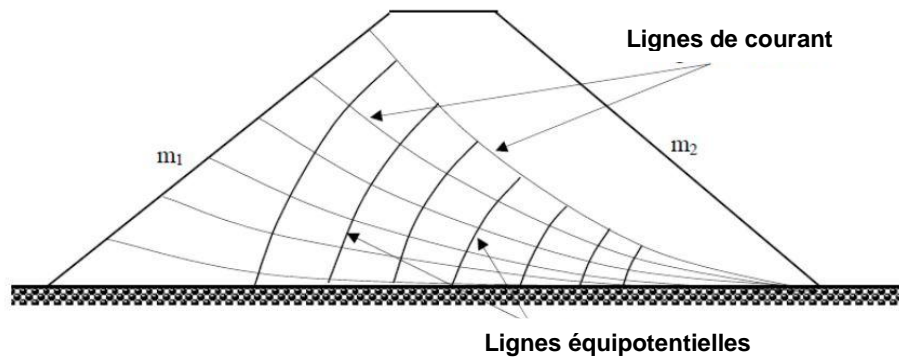
En général l'équation de Laplace n'est pas intégrable et on a recours aux méthodes suivantes pour la détermination des réseaux d'écoulement :

-recherche de solution analytique à partir du potentiel complexe dans les cas géométriquement simples.

-méthodes numériques.

-méthodes analogiques

-manuellement par approximations successives.



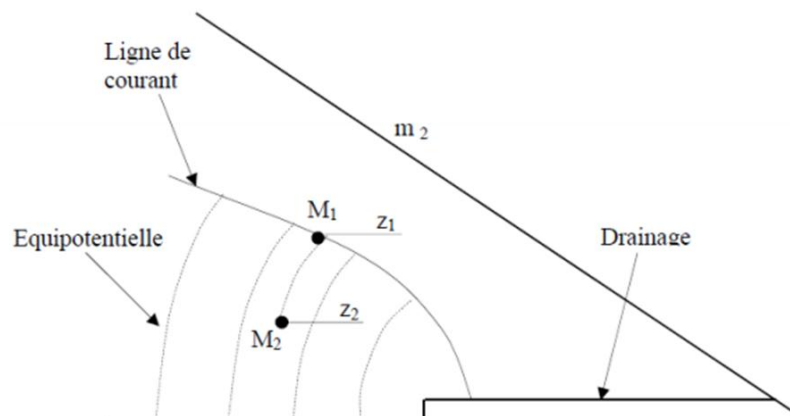
**Figure 2.14 : Trace des lignes de courant et des lignes équipotentielles.**

### Utilisation des réseaux d'écoulement

Dans la construction des barrages en terre, les réseaux d'écoulement nous permettent de résoudre deux problèmes essentiels :

- le calcul du débit d'infiltration.
- le calcul de la pression interstitielle.

Les lignes de courants et les lignes équipotentielles forment un réseau orthogonal où deux lignes de courants forment un tube de courant dans lequel le débit reste constant. Le calcul du débit est fait



pour chaque tube de courant et la somme des débits donnent le débit total circulant à l'intérieur de ces limites géométriques.

**Figure 2.15 Détermination de la pression interstitielle**

La détermination de la pression interstitielle se fait d'après l'expression suivante :

$$u_{M_2} = (z_1 - z_2) \cdot \gamma_w$$

### 2.3.2- Etude de stabilité mécanique d'un barrage en terre

Le calcul de stabilité des talus est effectué dans le but de déterminer le coefficient de sécurité minimal qui garantit le bon fonctionnement de l'ouvrage et qui reste le plus économique.

Les formules générales plus courantes utilisées pour le calcul sont celles de Fellenius, Bishop, Spencer, Janbu, la méthode dite des coins.

#### 2.3.2.1 Approches de calculs

La stabilité des barrages en terre est étudiée au moyen des méthodes utilisées plus généralement pour l'étude des pentes en mécanique des sols ; Toutes sont des méthodes d'équilibre de forces, dans lesquelles les forces déstabilisatrices (poids, pressions interstitielles) doivent être compensées par des forces résistantes, avec des marges de sécurité conventionnellement choisies. Un facteur qui influe très fortement sur la stabilité est la pression interstitielle qui peut s'installer de façon durable dans le remblai :

- en raison des écoulements permanents à travers le remblai ;
- en conséquence des variations de contraintes, résultant de la construction, d'une vidange rapide, ou bien de séismes.

Lorsque le remblai est construit sur une fondation meuble, celle-ci doit être incluse dans l'analyse de stabilité.

L'analyse est faite sous différents cas de chargement :

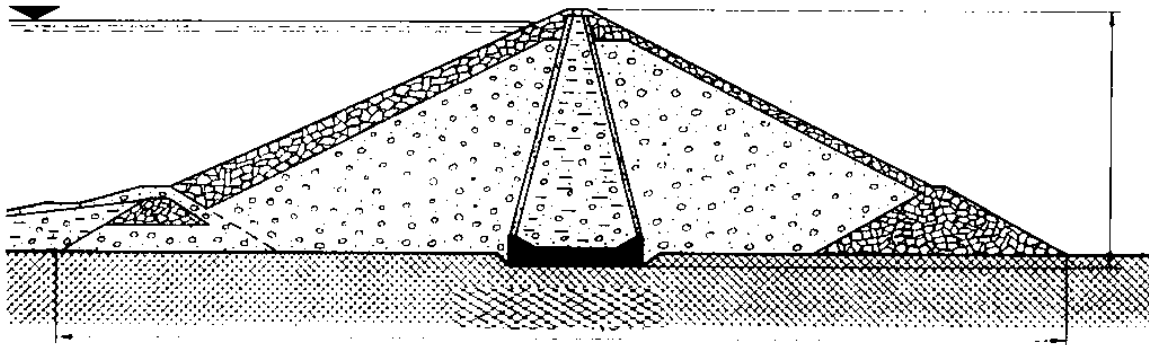
**Fin de construction** : se produit dans la digue et dans sa fondation suite au remblaiement rapide de la digue donc sans action de la retenue, d'où les pressions interstitielles sont élevées suite à la non dissipation des surpressions dues à la construction.

Dans ce cas, il peut se produire un glissement du talus à cause de la diminution de la résistance au cisaillement, cas souvent prise en compte lors de dimensionnement des talus aval

**- Etat normal en service, retenue pleine** : de l'achèvement de construction du barrage en terre, en passe en temps d'exploitation avec un remplissage au niveau normal, ce qui résulte par suite une dissipation des pressions de pores de consolidation apparues pendant la construction.

A ce moment le poids du remblai et la poussée de la retenue sont considérables, le réseau d'écoulement est formé à travers le barrage et sa fondation, en tenant compte des diverses perméabilités, le calcul de stabilité se fait, le talus plus défavorable à étudier est en aval

figure 2.16.



**Figure 2.16 : Retenue pleine**

**Etat normal en service pendant un séisme :** s'ajoutent aux effets précédents les forces d'inertie horizontales du remblai et la surpression dynamique de la retenue, pour une accélération égale à 50 % de l'accélération prévue à l'échèle Richter.

Les analyses les plus fiables sont effectuées en contraintes effectives, c'est-à-dire en prenant comme caractéristiques de résistance des sols les propriétés intrinsèques obtenues avec des essais drainés. Elles nécessitent de faire des hypothèses sur les pressions interstitielles, à partir des essais de laboratoire et de l'analyse des précédents ; c'est la raison pour laquelle les remblais sont équipés de cellules piézométriques, grâce auxquelles la pression interstitielle est mesurée pendant la construction et l'exploitation du

En complément des analyses de stabilité fondées sur l'équilibre des forces, les méthodes d'analyse numérique par éléments finis permettent de calculer les déformations des remblais sous diverses sollicitations, en tenant compte directement de la rhéologie des sols, de l'effet des pressions interstitielles, de la saturation partielle, de la consolidation après construction, etc. Plus complexes de mise en œuvre et plus exigeantes en matière d'essais sur les matériaux, elles peuvent prédire les variations de pression interstitielle, permettent de détecter les risques de fracturation hydraulique du noyau, risque survenant lorsque la pression interstitielle excède la contrainte totale mineure.

- **fin de vidange rapide** :se produit dans le barrage et la fondation suite à la diminution brusque de niveau de l'eau du barrage au-dessous du niveau normal de la retenue, Le mécanisme se résulte une fois le réseau d'écoulement établi suite au remplissage du barrage à son niveau normal, une

diminution du niveau de l'eau brusque se produit, les pressions interstitielles induites par la retenue ne se sont pas encore dissipées ce qui déstabilisent le remblai vers l'amont ; la diminution interne est négligeable en comparaison avec la diminution externe de l'eau. cas souvent prise en compte lors de dimensionnement des talus amont ;

### 2.3.2.2. Coefficient de sécurité

Pour juger si un talus naturel ou artificiel est stable ou non il est nécessaire d'introduire la notion du coefficient de sécurité qui est une grandeur adimensionnelle.

Le coefficient de sécurité (FS) est par définition donné par l'expression suivante :

$$F_s = \frac{\sum \text{Moments résistants}}{\sum \text{Moments moteurs}}$$

À titre d'exemple, les coefficients de sécurité couramment admis avec la méthode de Fellenius sont respectivement :

- 1,35 pour les conditions normales de service ;
- 1,25 pour la fin de construction et la vidange rapide ;
- 1,10 pour le séisme maximal probable (récurrence 10000ans) avec la méthode pseudo statique.

La stabilité des barrages en terre est abordée sous ses deux formes tout en précisant les méthodes de détermination du réseau d'écoulement. Sur le plan hydraulique, un barrage en terre ne doit pas subir une érosion interne sous l'effet des infiltrations de l'eau à travers son massif, pour cela il faut que le gradient hydraulique soit toujours admissible pour éviter le déclenchement du phénomène de renard.

Il faut aussi s'assurer que les talus du barrage en terre ne soient l'objet de glissements et donc il est indispensable de vérifier la stabilité au non glissement par une méthode appropriée.

### 2.3.2.3 Tassements

Dans les barrages en terre on a deux types du tassement, tassement du corps de la digue et tassement de la fondation, on peut négliger le premier pour les petits barrages où la hauteur oins de 20 à 30 m et où la digue est bien compactée, le deuxième varie en fonction de la nature de terrain (les couches au-dessous de la digue voir la figure 2.6) et ses caractéristiques qu'on peut les déterminer à l'aide de la courbe de l'essai œnométrique et de cette formule :

$$\Delta H = H_0 \frac{\Delta e}{1+e_0} = H_0 \frac{C_c}{1+e_0} \log\left(\frac{\Delta\sigma'_{v_0} + \Delta\sigma'_z}{\sigma'_p}\right) \quad (7)$$

Où :

$\Delta H$  : tassement.

$H_0$  : épaisseur initiale de la couche compressible.

$C_c$  : indice de compression.

$e_0$  : indice des vides initial.

$\Delta\sigma'_p$  : pression de pré – consolidation.

$\Delta\sigma'_z$  : contraintes dues aux surcharges.

$\Delta\sigma'_{v_0}$  : contrainte effective verticale naturelle.

Pour les petits barrages qui ne dépassent pas la hauteur de 20 m, on peut prendre le tassement entre 0,5-1,5 % de la hauteur totale du barrage, ou bien par cette formule :

$$T = 0.01 H$$

Avec :

$H$  : La hauteur du barrage

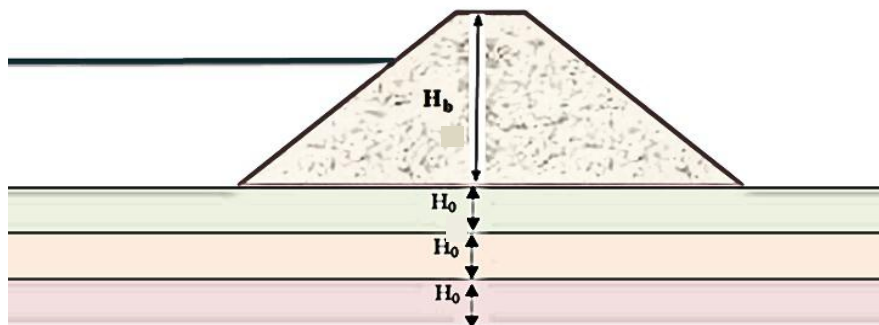


Figure 2.17 : Tassement des fondations

**TROISIEME CHAPITRE**  
**SIMULATION NUMERIQUE DE LA STABILITE**  
**PAR LE LOGICIEL GEOSTUDIO**

## OUTILS NUMERIQUES DE CALCUL

### 3.1. Introduction

Le problème de la stabilité d'un massif se résout par les méthodes d'équilibres limites. Ce problème peut par ailleurs être analysé soit en contraintes totales, soit en contraintes effectives. C'est cette dernière méthode qui est le plus couramment employée et qui est utilisée l'étude des barrages en terres. Elle nécessite de faire des hypothèses sur le régime de percolation (fin de construction, régime permanent, vidange rapide).

Les méthodes de calcul à la rupture divisent la masse glissante en tranches verticales. Elles résolvent les équilibres en forces et en moments afin d'aboutir à une expression plus simple des forces s'exerçant sur chacune des tranches, en fonction des caractéristiques mécaniques et hydrauliques du massif étudié. Ces méthodes reposent sur les hypothèses suivantes :

- la forme et la position de la ligne de rupture
- le comportement du sol le long de cette ligne,
- la distribution des contraintes
- l'uniformité le long de la surface de rupture du coefficient de sécurité

Le développement des méthodes de calcul numérique par outil informatique (méthode des différences finies et méthode des éléments finies) a permis de chercher des solutions beaucoup plus rationalistes et générales,

Ces modèles, reposant sur des approches élastiques non-linéaires ou sur des approches élasto plastiques, permettent de décrire assez correctement le comportement des sols

la fiabilité et leur performance de ces modèles dépendent surtout de la méthode de calcul utilisée et des critères de convergence fixés.

Les deux modèles du logiciel de calcul utilisés dans cette étude et présentés ci-après sont fondés sur ces principes et sont connus pour avoir donné par ailleurs des résultats satisfaisants.

Leur choix a été motivé par leur disponibilité et leur souplesse, ainsi que par leur performance du fait qu'ils se prêtent bien aux objectifs fixés pour l'analyse de la stabilité des pentes sous sollicitations statiques (poids propre et surcharges) ou dynamique (séismes, machines).

Le but est de faire une simulation numérique de l'effet des infiltrations sur la stabilité d'une digue en terre avec les deux modules SEEP/W et SLOPE/W du logiciel GEOSTUDIO.

### 3.2. Présentation du logiciel

**Geostudio** est un logiciel de calcul géotechnique permet de traiter les divers problèmes du sol comme les glissements des terrains, les tassements, la consolidation, les infiltrations des eaux dans le corps de la digue d'un barrage ainsi d'autres problèmes liés à la géotechnique.

Huit modules intégrés à savoir : SLOPE/W, SEEP/W, SIGMA/W, QUAKE/W, TEMP/W, CRAN/W, AIR/W et VADOSE/W, comme schématisé sur la figure 3.1 ci-dessous :





**Figure 3.1 : Les modules du logiciel Geostudio 2012.**

**Principaux modules :**

**SEEP/W** : calcule les infiltrations des eaux a travers le barrage (par la méthode des éléments finis).

**SIGMA/W** : analyse les problèmes de la relation contraintes –déformations (par la méthode des éléments finis).

**QUAKE/W** : définit le comportement d'un terrain sous l'effet d'un séisme (par la méthode des éléments finis).

**TEMP/W** : analyse les problèmes géotechniques du sol (par la méthode des éléments finis). Et autres logiciels.

**SLOPE/W** : calculer le coefficient de sécurité d'un talus naturel ou artificiel par les méthodes d'analyses classiques.

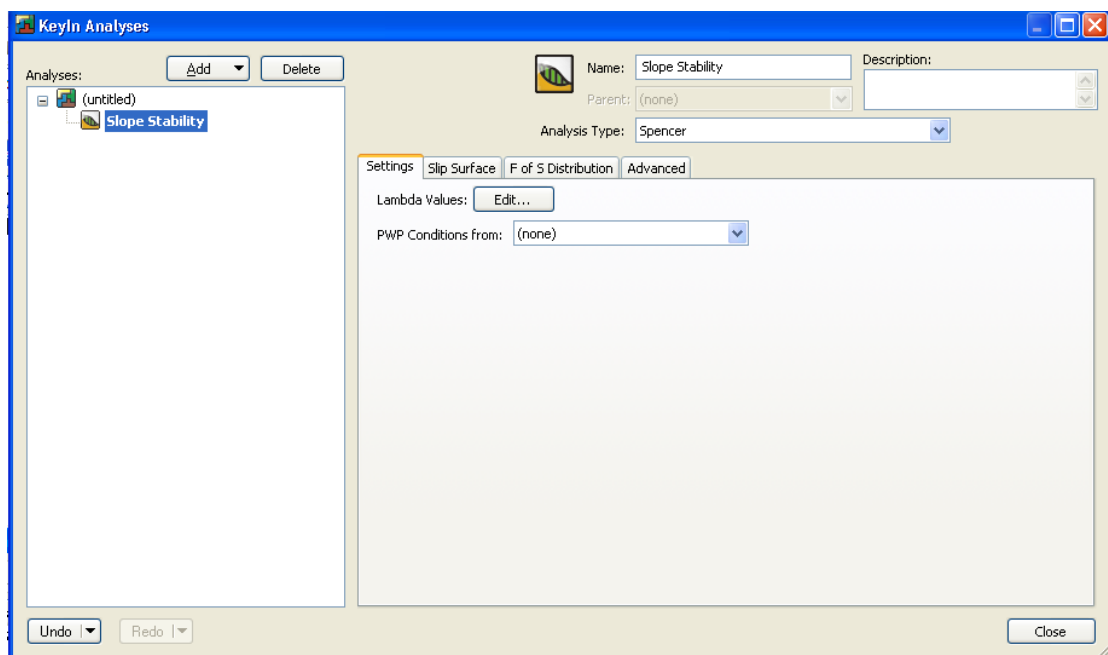
### 3.3 Le fonctionnement du logiciel:

Le présent logiciel comme tous les autres programmes de calcul servent à fournir des résultats issus d'un nombre défini des paramètres, donc il est nécessaire de suivre les étapes suivantes pour l'achèvement de l'opération de calcul :

✓ **DECLINE:**

Cette étape est très importante car on va définir le problème et introduire les différentes données spécifiques au problème en vigueur

Créer un espace de travail problématique et des propriétés d'analyse, créez une analyse SIGMA / W et configurez l'espace de travail du problème. Choisissez le type d'analyse, tel que la contrainte In situ, la redistribution des contraintes, la charge / déformation, la pression couplée / la pression de l'eau interstitielle, le changement de volume et la déformation dynamique.



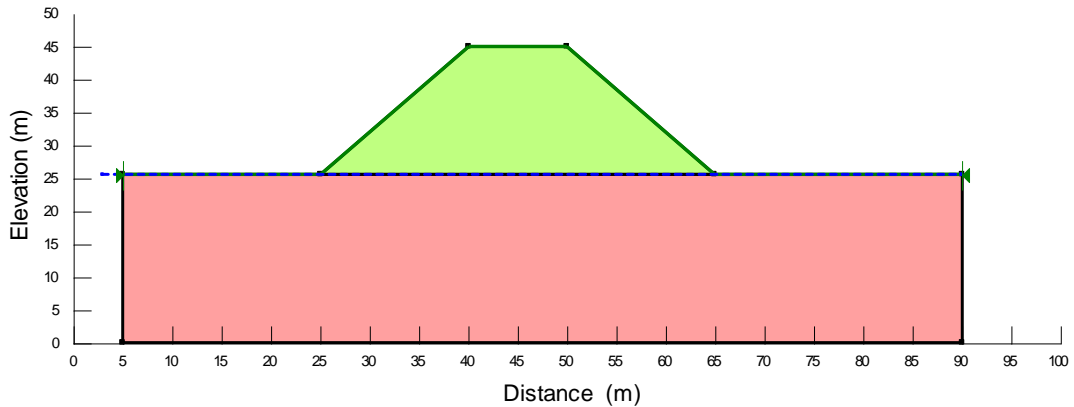
**Figure 3.2 : Fenêtre d'analyse du module SLOPE/W**

✓ **SET :**

Permet la délimitation de la surface du travail, la définition de l'échelle, la définition des réseaux, la détermination du zoom, la fixation d'axes.

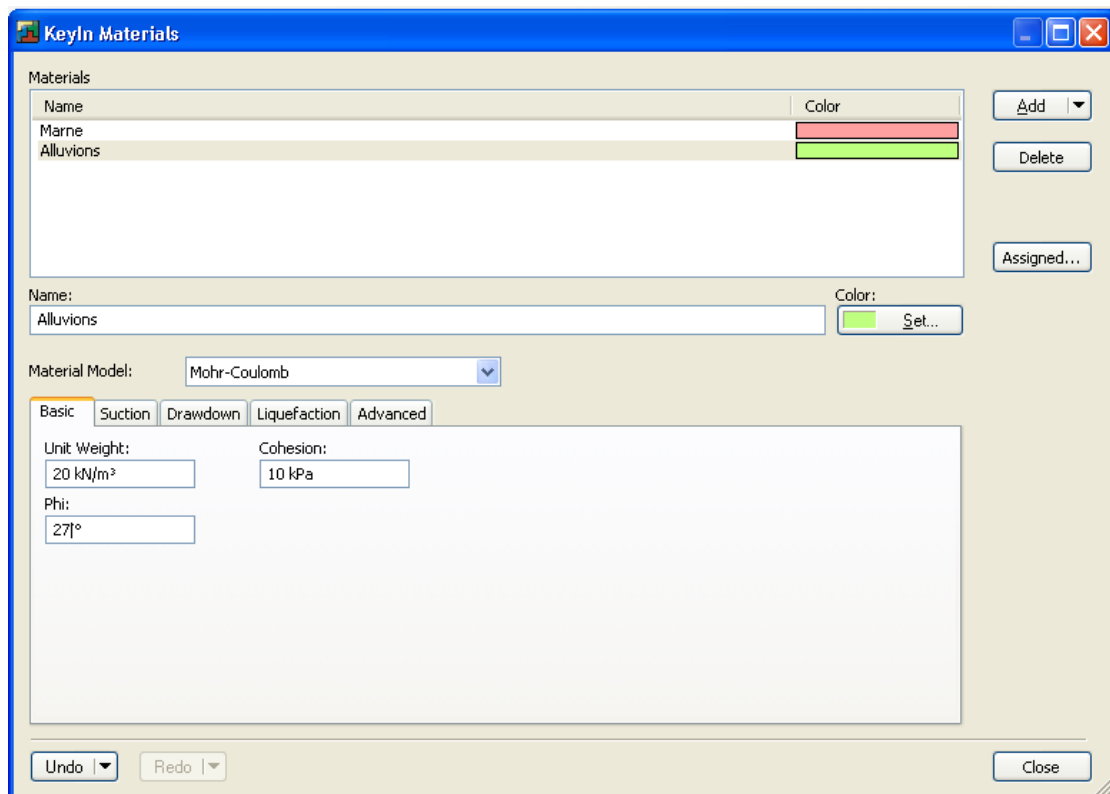
✓ **KEYIN :**

Permet le dessin des régions de domaine à l'aide d'outils de dessin CAO, y compris les polygones et les régions circulaires, l'importation de coordonnées, les éléments géométriques copiés-collés, le retour de longueur et d'angle, la division et la fusion de régions.



**Figure 3.3: Dessin des régions et le niveau de la nappe phréatique**

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



**Figure 3.4: Introduction des propriétés des matériaux.**

✓ **DRAW :**

- Le dessin du rayon et de la surface de rupture.
- Le dessin des réseaux de la surface de rupture.

**Modify :**

Pour rajouter, éliminer, supprimer et modifier des objets dans le problème.

**Sketch :**

- La réalisation de l'esquisse du problème
- Etiquetage du sol
- Rajout d'un titre d'identification du problème
- Eclaircir les ténèbres d'identification

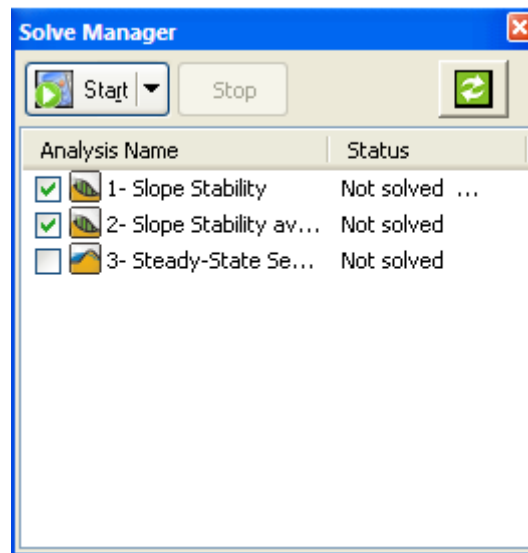
✓ **SOLVE :**

C'est l'étape de résolution du problème, à l'aide des méthodes classiques et la méthode des éléments finis et à partir des données introduites, on détermine le coefficient de sécurité  $F_s$ .

Lorsque le problème est complètement défini, démarrez le processus d'analyse dans la fenêtre **Solve Manager**. Le gestionnaire de solvabilité affiche la progression de la solution, vous permettant d'annuler ou d'arrêter / redémarrer si nécessaire.

✓ **RESULTATS :**

C'est l'étape chargée de traduire et afficher les différents résultats sous une forme graphique ;



**Figure 3.5 : Fenêtre du gestionnaire des solutions.**

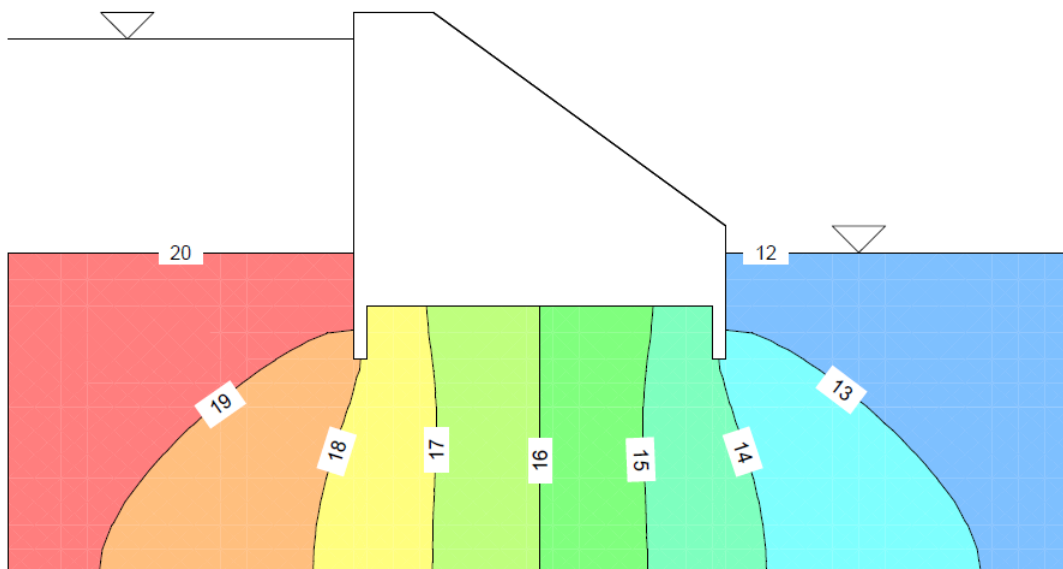
### 3.3.1- Le module d'analyse d'infiltration des eaux souterraines SEEP/W :



**SEEP/W™**

Groundwater seepage analysis.

SEEP / W peut être utilisé pour analyser l'écoulement des eaux souterraines à travers des milieux poreux tels que le sol et la roche. Sa formulation rigoureuse saturée-insaturée, associée à un algorithme de sous-relaxation robuste, permet d'analyser les systèmes d'écoulement les plus difficiles de la nature.



**Figure 3.6 : Tracé des équipotentiels**

SEEP / W peut être utilisé pour modéliser les processus transitoires tels que l'infiltration dans le sol sec, la propagation du front d'humidité due aux inondations, les perturbations de la pression interstitielle due au pompage, les fuites provenant des installations de confinement, et le comportement des systèmes soumis à des changements environnementaux. SEEP / W peut également être combiné avec CTRAN / W et TEMP / W pour la modélisation de systèmes de flux dépendant de la densité.

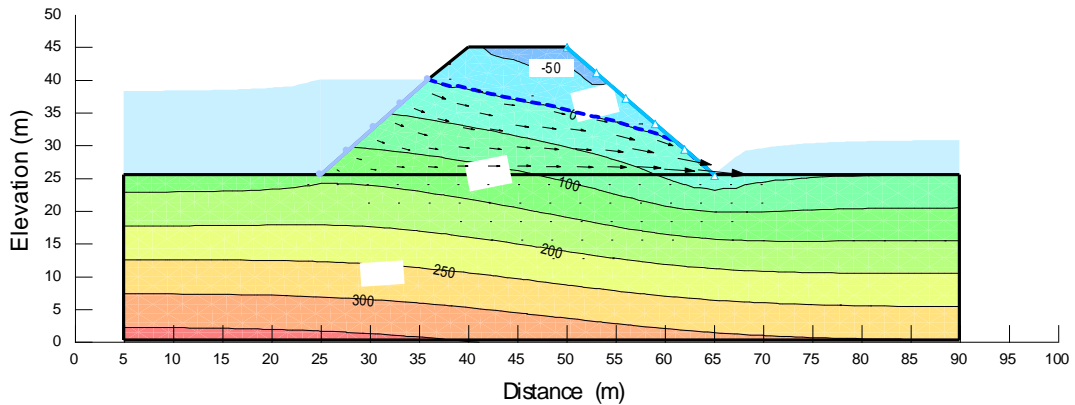


Figure 3.7 : Distribution de la pression interstitielle après les drains.

### 3.3.2- Le module d'analyse de stabilité de pente SLOPE/W



SLOPE / W est le logiciel leader pour l'analyse de la stabilité des pentes de terre et de roche.

SLOPE / W peut efficacement analyser les problèmes simples et complexes pour une variété de modes de défaillance, les conditions de pression de l'eau interstitielle, les propriétés du sol, les conditions de chargement et les options de renforcement.

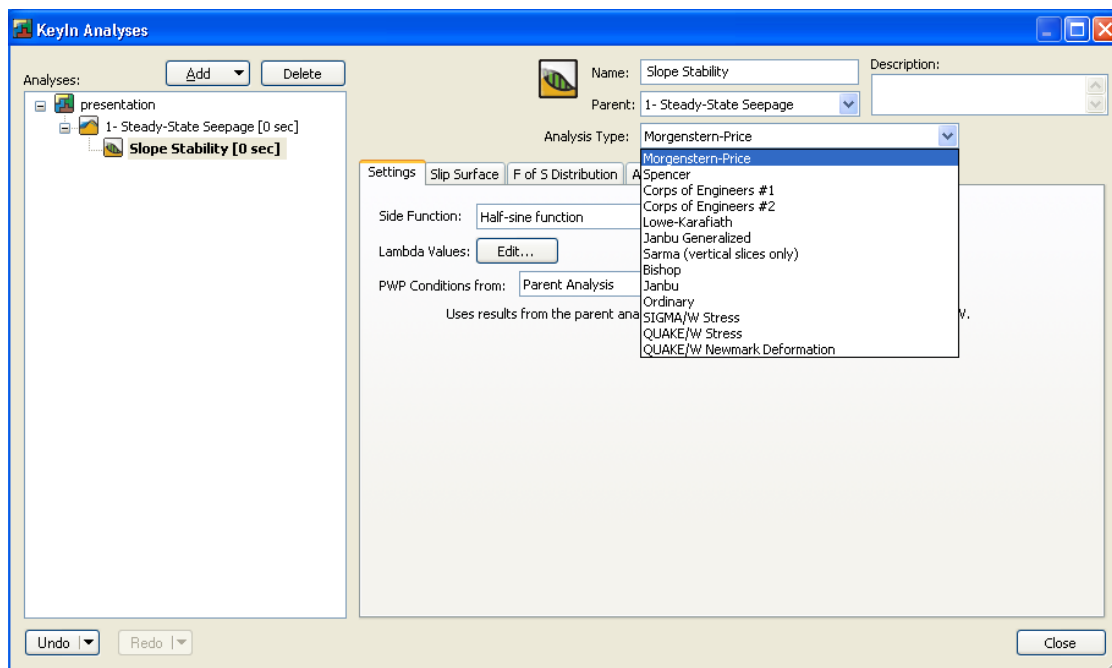
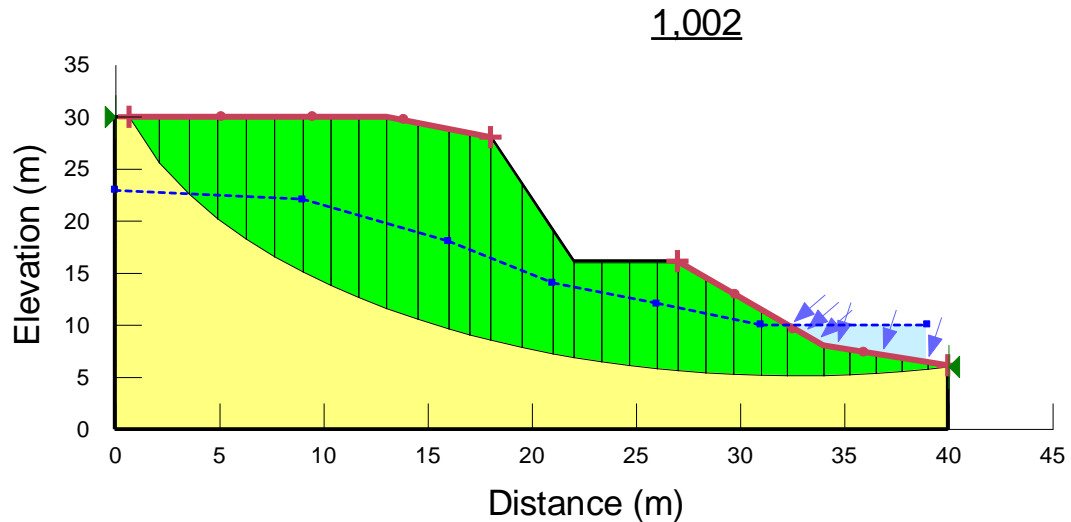


Figure 3.8 : Choix de la méthode d'analyse

SLOPE / W peut prendre en charge l'analyse pseudo-statique, la conception d'états limites, l'analyse probabiliste et de sensibilité, et l'analyse de la vidange rapide. Il peut être combiné avec SIGMA / W pour l'analyse de stabilité basée sur le stress ou avec QUAKE / W pour la déformation Newmark.



**Figure 3.9 : Visualisation des résultats de calcul de la stabilité**

L'intégration complète avec d'autres produits d'éléments finis GeoStudio permet d'analyser la stabilité des pentes et des excavations dans le temps.

### 3.3 .3caractéristiques du programme

Le programme à l'usage duquel nous allons introduire présente principalement, les caractéristiques suivantes:

#### **a-Méthodes de calcul:**

Le programme permet d'effectuer des calculs de stabilité grâce à une grande variété de méthodes:

- Ordinaire (Fellenius).
- Bishop simplifié.
- Janbu généralisé.
- Janbu simplifié
- Spencer.
- Morgenstern-Price.
- Méthode Corps of Engeineers. (I et II)
- Lowe-Karafiath.
- Sarma

Dans la version à capacité réduite avec une licence étudiant, toutes ces options ne sont pas disponibles, seules les méthodes sont applicables:

- Spencer.
- Ordinaire (Fellenius).
- L'évêque a laissé entendre.
- Janbu a simplifié
- Bishop simplifié.
- Morgenstern-Price.

#### **b-Géométrie et stratigraphie:**

L'introduction de contraintes géométriques est très polyvalente et s'adapte à pratiquement toutes les géométries:

- Géométrie adaptable à tout contour stratigraphique à l'aide d'outils graphiques grâce à la définition de régions
- Définition des fissures de traction.
- Il permet de modéliser des sols partiellement submergés.

#### **c-Surfaces coulissantes:**

Il dispose de différents systèmes de modélisation des surfaces de rupture:

- Maillage des centres et des limites de rayon
- Surfaces de rupture polygonales, avec ou sans centre
- Par blocs.
- Zones d'entrée et de sortie délimitant d'éventuels cercles de rupture.
- Optimisation de la recherche des surfaces de rupture.
- Positionnement automatique des fissures de traction.

Seules les méthodes sont disponibles dans la version étudiante

- Maillage des centres et des limites de rayon
- Zones d'entrée et de sortie délimitant les rayons de rupture possibles. Ce qui sera utilisé dans ce texte

#### **d-Pression hydrostatique:**

- L'analyse basée sur des fichiers de Seep /w, où des champs de pression interstitielle ont déjà été créés.

#### **e-Propriétés du sol:**

Afin de modéliser le comportement des sols, le programme dispose de plusieurs modèles de comportement des matériaux impliqués dans le problème à résoudre, entre autres:

- Modèle Mohr-Coulomb
- Non drainé (non drainé  $\phi = 0$ ,  $\tau = c$ .)
- Substrat rocheux (matériau à résistance infinie)



- Modèle de rupture bilinéaire (bilinéaire)
- Augmentation de la résistance aux coupures avec la profondeur.
- Résistance à la coupure anisotrope.
- Critères de ventilation spécifiques.

#### **f-Types des charges**

- Charges de surfaces
- Charges linéaires
- Charges séismiques
- Ancrages et boulons (actifs et passifs)
- Plancher renforcé

#### **3.4 Dépendance entre les deux modules Seep :w et Slop :w**

Tous ces programmes sont interdépendants de sorte qu'une géométrie proposée pour un type de problème, par exemple le calcul d'un réseau d'écoulement, peut être utilisée pour calculer la stabilité en important simplement le modèle avec le programme correspondant, ce cas de Seep / W et donner les paramètres correspondants des matériaux, sans avoir besoin de saisir les points qui définissent la géométrie, car ils ont été préalablement définis et importés du fichier source.

# **DEUXIEME PARTIE**

# **MODELISATION NUMERIQUE**

**QUATRIEME CHAPITRE**  
**APPLICATION NUMERIQUE AU CAS DU**  
**BARRAGE SOBELLA SITUE A MAGRA**  
**WILAYA DE MSILA.**

#### 4.1. Localisation du barrage Soubella

Le site du barrage de Soubella est situé sur l'oued du même nom dans la commune de Magra (Wilaya de M'Sila), à environ 60 km à l'est de la ville de M'Sila et à 4 km au nord de la ville de Magra. Il est approximativement à la même distance au Sud de la ville de Sétif.

Le site du barrage est caractérisé par un verrou topographique très étroit à l'amont d'une zone habitée. Les rives calcaires sont particulièrement abruptes voire subverticales au droit du défilé. Cette gorge étroite s'ouvre sur une vaste plaine que l'oued Soubella traverse avant de se jeter dans le chott el Hodna.

La route nationale RN28 qui relie Magra à Sétif permet d'accéder facilement au site. Le site est situé à l'amont immédiat du pont permettant à la RN28 de franchir l'oued Soubella, 3 à 4 km au nord de la ville de Magra.

Le site du barrage de Soubella a pour coordonnées UTM :

$$\begin{aligned} X &= 694\,499 \text{ m} \\ Y &= 3\,952\,558 \text{ m} \\ Z &= 725 \text{ m (fond de vallée)} \end{aligned}$$



**Figure 4. 1 : Localisation géographique du barrage de SOUBELLA**

#### 4.2 Les objectifs à atteindre par ce barrage

L'importance du barrage de Soubella représentée par l'irrigation et l'alimentation des communes proches par l'eau potables : Ain El-Khedra, Belaïba, Berhoum, Dehahna, Ouled Addi Guebala et Ouled Derradj.

### 4.3. Topographie et hydrologie

Dé que la partie topographique achevée en délimitant le bassin versant avec sa géomorphologie et son réseau hydrographique, la mission des hydrologues consiste à étudier et analyser les données hydrologique du bassin versant qui comporte l'étude climatologique, pluviométrique, apports liquides, les crues de chantier et crues de projet et l'étude des apports solides .

a l'issu de ces études nous déterminons la régularisation des débits et laminage des crues

L'objectif principal de cette partie est l'évaluation des différents paramètres géométriques du barrage de l'oued Soubella ;

Le site du futur barrage de Soubella est situé dans le bassin méridional du Chott El Hodna.

### 4.4. Géologie

#### 4.4.1. Renseignements sur la connaissance géologique de la région

Une carte géologique au 1/50.000 (figure 4.2). donne la description stratigraphique et tectonique de la zone du projet et elle est basée sur la carte géologique régionale du barrage établie par la Direction des Mines.

L'étude géologique a fait l'objet d'un rapport spécifique et détaillé dans le cadre des études d'Avant-Projet Détaillé.

L'étude de la formation des roches (lithologie) et celle de la structure et des soulèvements de l'écorce terrestre (tectonique) influent sur les fondations des ouvrages en projet et un large développement des processus exogènes ont défini la nature des prospections et leurs volumes

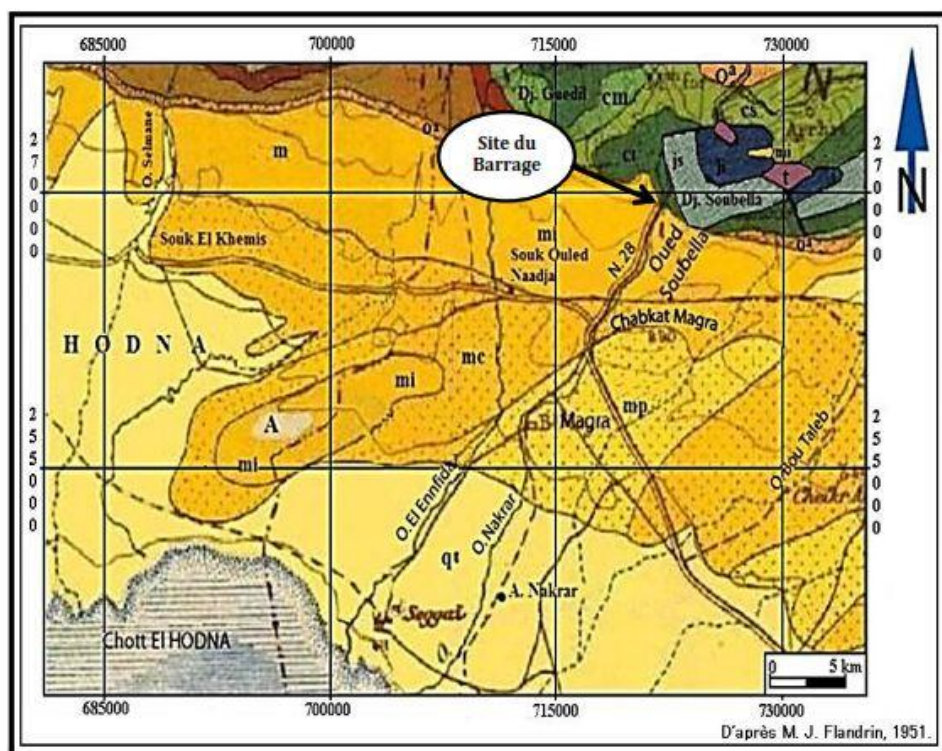


Figure 4.2 : Carte géologique du site de la digue de Soubella.

#### 4.4.2. Structure géologique et Sismicité du site du projet

La zone de la cuvette occupe les parties extrêmes occidentales de l'anticlinal de Bou Taleb, caractérisées ici par le pendage monoclinale SO des sédiments du Jurassique supérieur et du Crétacé inférieur, les couches étant orientées NO-SE. Au droit du barrage les calcaires du Miocène inférieur recouvrent la partie sud de l'anticlinal, formant une unité discordante et transgressive sur les horizons hauteriviens, principalement marneux. On note une nette dysharmonie entre les structures miocènes et celle affectant les assises plus anciennes.

**Tableau 4.1 : Les valeurs de coefficient d'accélération et le coefficient sismique horizontal**

Groupe	1 A	2 B	2	3
Valeur de A	0.25	0.20	0.15	0.10
Valeur de $K_h$	0.125	0.10	0.075	0.05

Avec :

$K_h$  : coefficient sismique horizontal

A : Valeur du coefficient d'accélération de zone

#### 4.4.3. Caractéristique géologique de l'emprise

Les reconnaissances complexes in situ, les essais de laboratoire pour évaluer les propriétés du site du projet.

- les levés géologiques au 1:1000 ;
- 29 sondages avec carottage ;
- 78 creusements des puits ;
- 251 essais d'eau ;
- 17 sondages (SPT) ;
- un nombre majeur des installations piézométriques.

#### 4.4.4. Caractéristiques hydrogéologiques

Notons d'abord que le niveau de l'oued au droit de l'axe est proche de la cote 726. Dans l'emprise de la retenue, le gradient du lit de l'oued est d'environ 2%.

Le complexe rocheux du site du barrage peut être considéré globalement comme un aquifère

A l'aval de la nappe Au niveau d'emplacement exact du barrage hormis l'assise du barrage rocheux les infiltrations prise nuls

#### 4.5. Caractéristiques géotechnique des matériaux

Outre la géométrie, qui a été définie plus haut, les données d'entrée à l'étude de stabilité statique sont les caractéristiques des matériaux de la fondation et du barrage, qui sont présentées respectivement dans les tableaux 4.2 et 4.3

**Tableau 4.2 Caractéristiques de la fondation**

	N°	c'	$\phi'$	$\gamma_h$	$\gamma_s$
Fondation marneuse	1	3.0	25.0	2.2	2.2
Fondation calcaire	2	500.0	45.0	2.2	2.25

**Toutes fois dans l'approche de calcul nous avons tenue compte que l'assise du barrage est rocheux imperméables.**

**Tableau 4.3 : Caractéristiques des matériaux du barrage**

	N°	c'	φ'	γ <sub>h</sub>	γ <sub>s</sub>
Recharge amont	5	1.0	33.0	2.0	2.1
Recharge aval	8	1.0	33.0	2.0	2.1
Noyau argileux	6	2.5	21.0	1.9	2.0
Filtres & drains	7	0.0	40.00	1.9	2.2
Rip-Rap	4	0.0	45.0	2.0	2.3

le reste des matériaux servant pour les aménagement et annexes du barrages telles que Batardeau amont et aval ; ne sont pris en compte lors de calcul de stabilité

#### 4.6- Dimensionnement géométrique de la digue

On a proposé au départ une digue homogène, dont le dimensionnement a été déterminé par des formules empiriques simple.

Toutes les données de La coupe-type étudiée dans la présente correspondent à la coupe transversale du barrage extrait des études topographiques et du site réalisées par ANBT ou et ces organismes déléguées pour cette étude notamment la hauteur

De retenues normales d'eau

Dans notre la hauteur normale retenue du barrage est prise pour le calcul a Hn=62 m

##### a- La revanche :

Selon la formule de Mallet-Paquant :

$$R = h_v + \frac{v^2}{2g} \quad (8)$$

$h_v$  : hauteur des vagues en (m).

$$h_v = \frac{1}{2} + \frac{1}{3} \sqrt{F}$$

$V_v$  : vitesse des vagues en (m/s)

$$v_v = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} h_v$$

Si l'on prend une hauteur moyenne des vagues  $h_v=4m$ .

La vitesse des vagues est  $V_v=4.17m/s$  et la revanche est  $R \approx 5m$ .

##### b- Largeur en crête du barrage :

La largeur en crête L est déterminée par la formule suivante :

$$L_c = 3,6 H^{1/3} - 3 \quad L_c = 3.6 \sqrt[3]{H} - 3 \text{ avec un minimum de } 3m. \quad (9)$$

H étant la hauteur du remblai en mètres.

On prendra  $L_c=10m$  afin de l'utiliser comme route.

##### c- estimation des tassements

$T = 0.01Ht$  ( ou Ht est la hauteur total) (10)

**T= 0.68m**

**c- Largeur en crête du barrage :**

La hauteur totale de la digue est :

$$H_t = H_{RN} \text{ (hauteur retenue normale) } + R + T$$

D'où  $H_t = 62 + 5 + 0.68 \approx 68 \text{ m}$

**D- Géométrie de la coupe type étudiée**

La géométrie de la digue homogène étudiée est schématisée sur la figure 4.3.

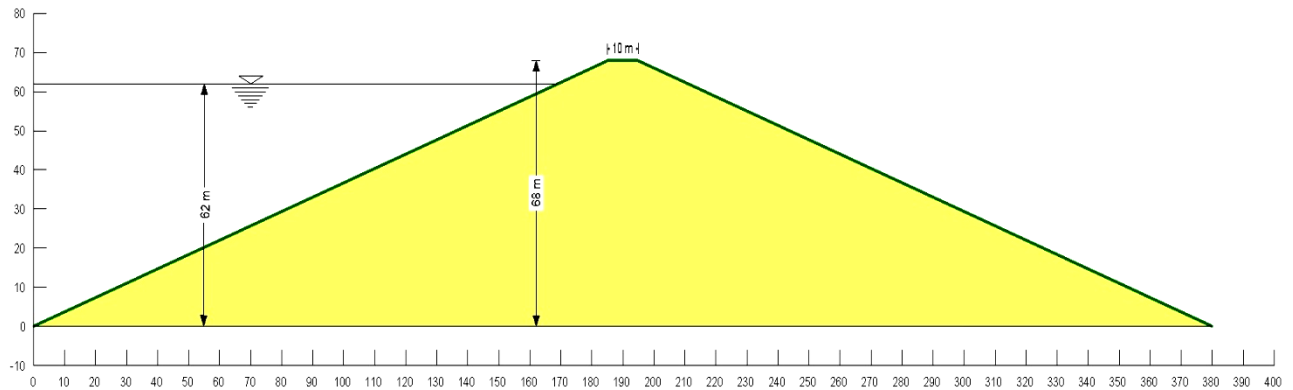


Figure 4.3. : Coupe de la digue homogène étudiée.

**4.7- Stabilité hydraulique de la digue**

**4.7.1- Stabilité hydraulique de la digue homogène pleine :**

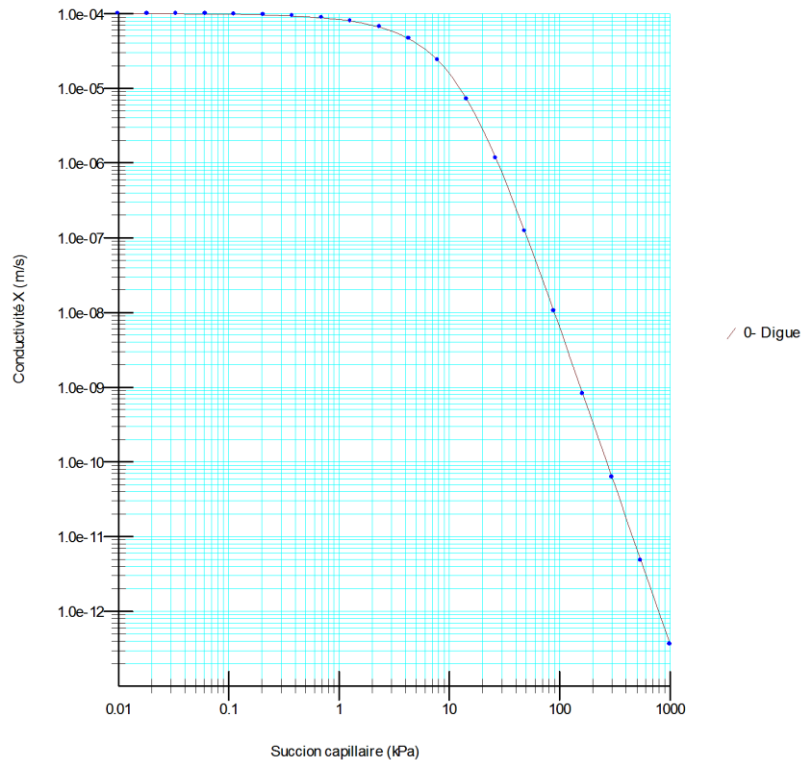
**a- Matériaux utilisés :**

Le corps de la digue est construit d'un seul matériau, alluvions provenant de la zone d'emprunte A et c dont les caractéristiques sont :

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3 \quad c = 10 \text{ kN/m}^2 \quad \phi = 33^\circ \text{ pour les recharges en alluvions.}$$

Pour l'étude des infiltrations on doit définir la conductivité hydraulique des alluvions qui est introduite sous forme d'une fonction schématisée ci-dessous figure 4.4 :





**Figure 4.4 : Conductivité hydraulique des alluvions en fonction de la suction.**

#### **b- Conditions aux limites :**

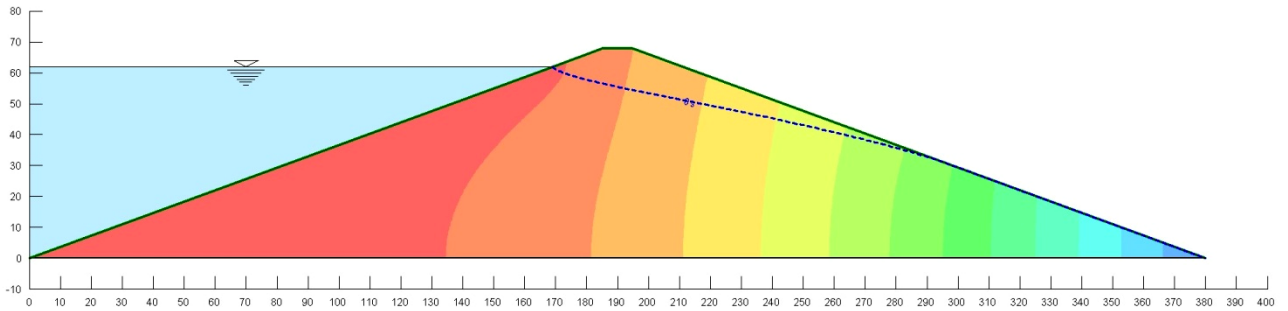
Pour ce cas d'étude on définit 3 conditions aux limites :

- Une face d'infiltration potentielle caractérisée par un débit totale d'infiltration nul sur le parement du talus aval.
- Une charge hydraulique maximale sur le parement du talus amont de la retenue simulant que la retenue est pleine.
- Le point le plus bas du parement du talus aval est soumis à une pression nulle.
- Le calcul se fait à l'état stationnaire.

#### **c- Résultats des calculs :**

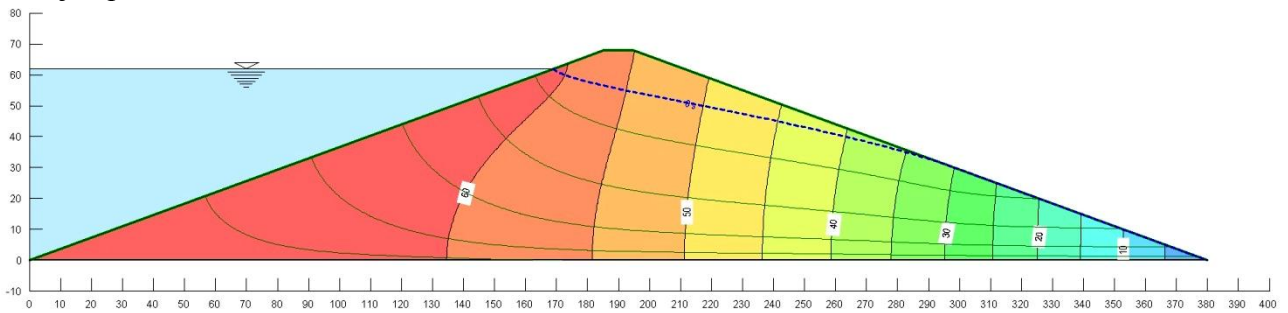
Les résultats des calculs par le module « Seep/w » du logiciel « Geostudio » de la stabilité hydraulique de la digue homogène représentés sur la figure 4.5

MODELISATION NUMERIQUE DE L'EFFET DES INFILTRATIONS SUR LA STABILITE D'UN BARRAGE EN TERRE SITUE A MAGRA



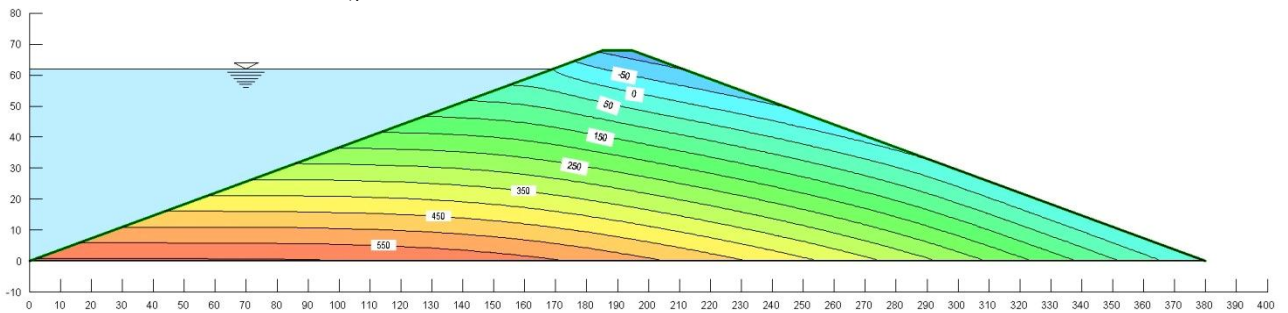
a- Position de la ligne de saturation.

Les lignes de contours des charges hydrauliques qui décroissent de la gauche vers la droite de 60m jusqu'à 0 m.



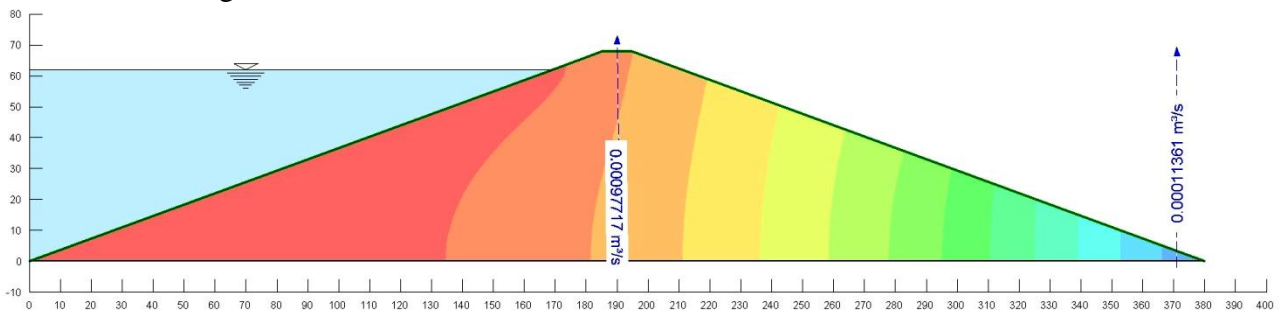
b- Lignes des contours des charges hydraulique (équipotentielles).

Et les lignes de contours des pressions d'eau interstitielles, 0 pour la ligne de saturation et 600kPa comme maximum ( $\gamma_w \cdot Z$ ).



c- Lignes des contours des pressions d'eau interstitielles (isobares).

Ce qui nous permet de déterminer le débit de fuite en n'importe quel section, la valeur du débit au milieu de la digue est de  $0,00098\text{m}^3/\text{s}$  et à la limite du talus aval elle est de  $0,00132\text{m}^3/\text{s}$ .



d- Débit de fuite.

**Figure 4.5 : Résultats des calculs sous effets des infiltrations, pour la digue homogène pleine.**

La valeur du débit total maximal en six mois est plus de  $20258\text{m}^3$ , cette valeur assez élevée, ce qui nécessite la mise en place d'un noyau d'étanche.

Le débit de fuite calculé permet de dimensionner le drain horizontal qui sera d'une longueur comprise entre 95 et 130m.

Pour assurer l'étanchéité de la digue on propose un noyau étanche en argile dont le matériau provient de la zone d'emprunte C limitrophe au site du barrage limitrophe

Les pentes des talus du noyau seront égales à 1H/4.5V

La longueur du drain est comprise entre le quart et le tiers de longueur totale en base de la digue, soit  $95 < l_d < 125$ .

On prend une longueur moyenne  $(95+125) / 2$  soit  $l_d=110\text{m}$  et d'épaisseur  $e_d=2\text{m}$ .

#### 4.7.2- Stabilité hydraulique de la digue à noyau :

##### a- Matériaux utilisés :

Le corps de la digue est construit de deux recharges composées d'alluvions provenant de la zone d'emprunte A et d'un noyau étanche composé d'argile provenant de la zone C, dont les caractéristiques sont les suivantes :

$$\gamma=19\text{kN/m}^3 \quad c=25\text{kN/m}^2 \quad \varphi=21^\circ \text{ pour le noyau argileux.}$$

Pour l'étude des infiltrations pour chaque matériau on doit définir la conductivité hydraulique, à titre d'exemple la conductivité de l'argile est introduite sous forme d'une fonction schématisée sur la figure 4.6 ci-dessous :

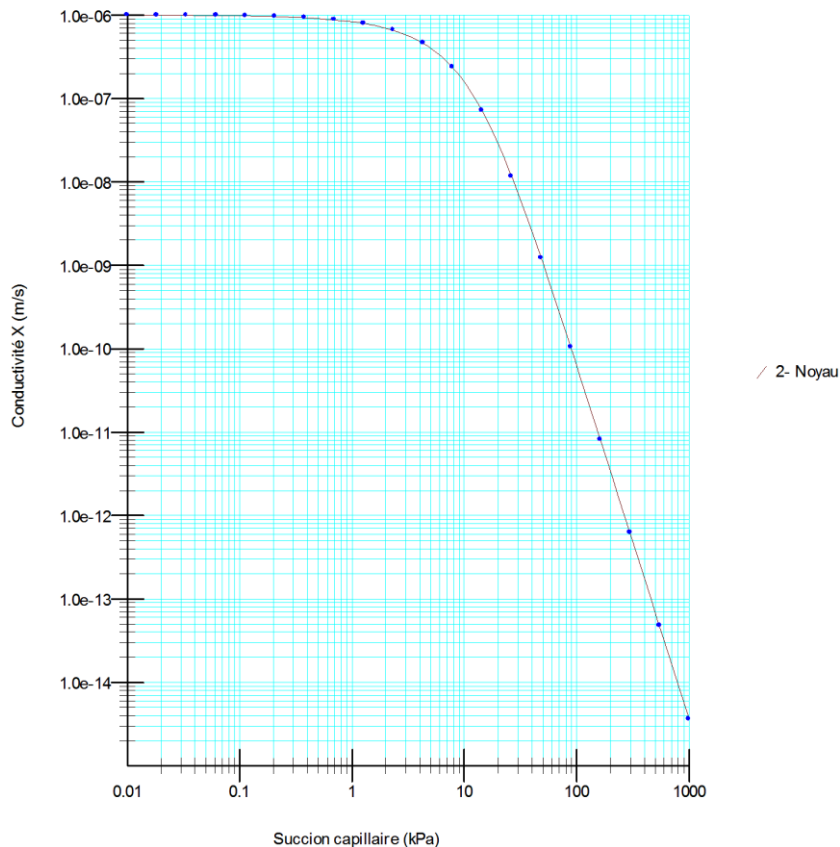
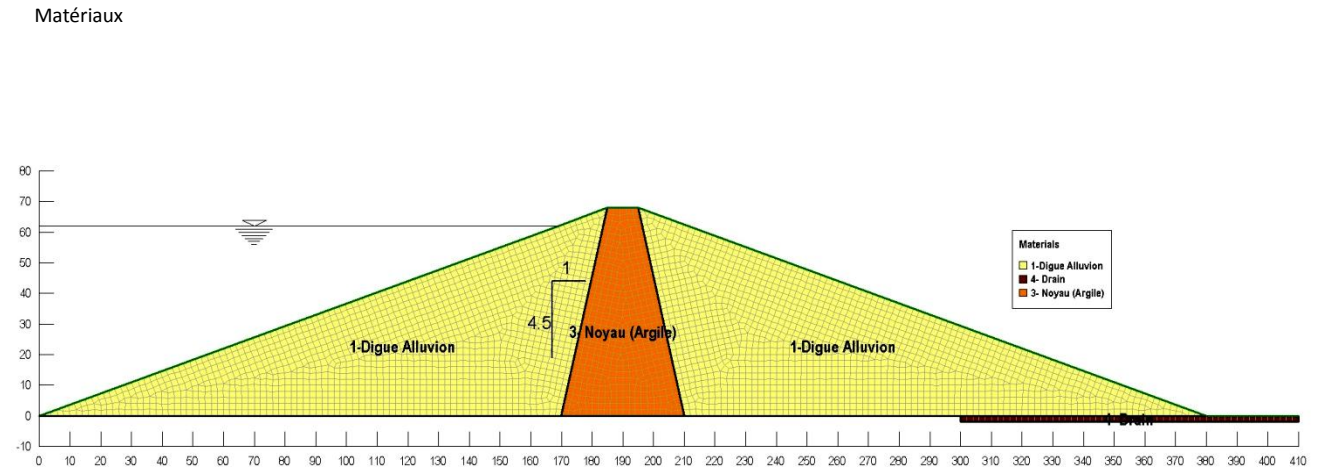


Figure 4.6 : Conductivité hydraulique de l'argile en fonction de la succion.

**b- Profil étudié :**

La géométrie de la digue à noyau étudiée est schématisée sur la figure 4.7 ci-dessous :



**Figure 4.7 : Profil géométrique de la digue à noyau et drain horizontal**

**4.7.2.1- Stabilité hydraulique à l'Etat normal en service**

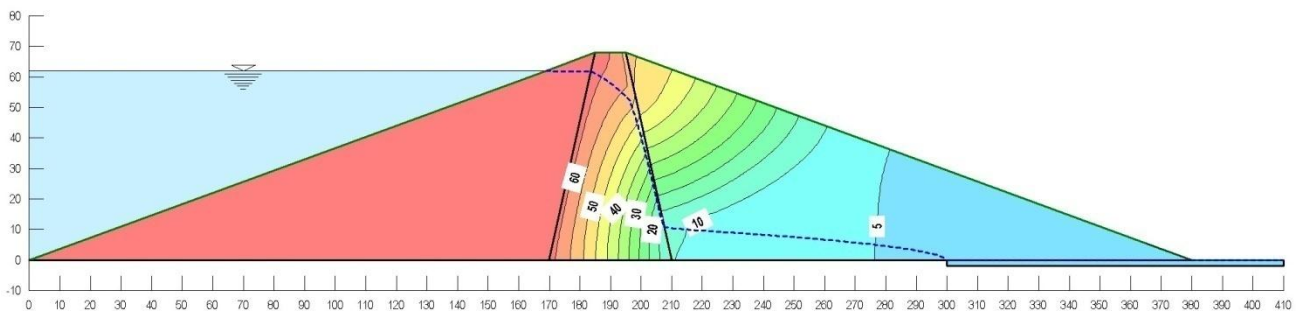
**a- Conditions aux limites :**

Deux 2 conditions aux limites :

- La charge hydraulique maximale sur le parement du talus amont de la retenue simulant que la retenue est pleine.
- Drain en aval : la charge hydraulique considérée nulle dans la région du drain horizontal.
- Le calcul se fait à l'état stationnaire.

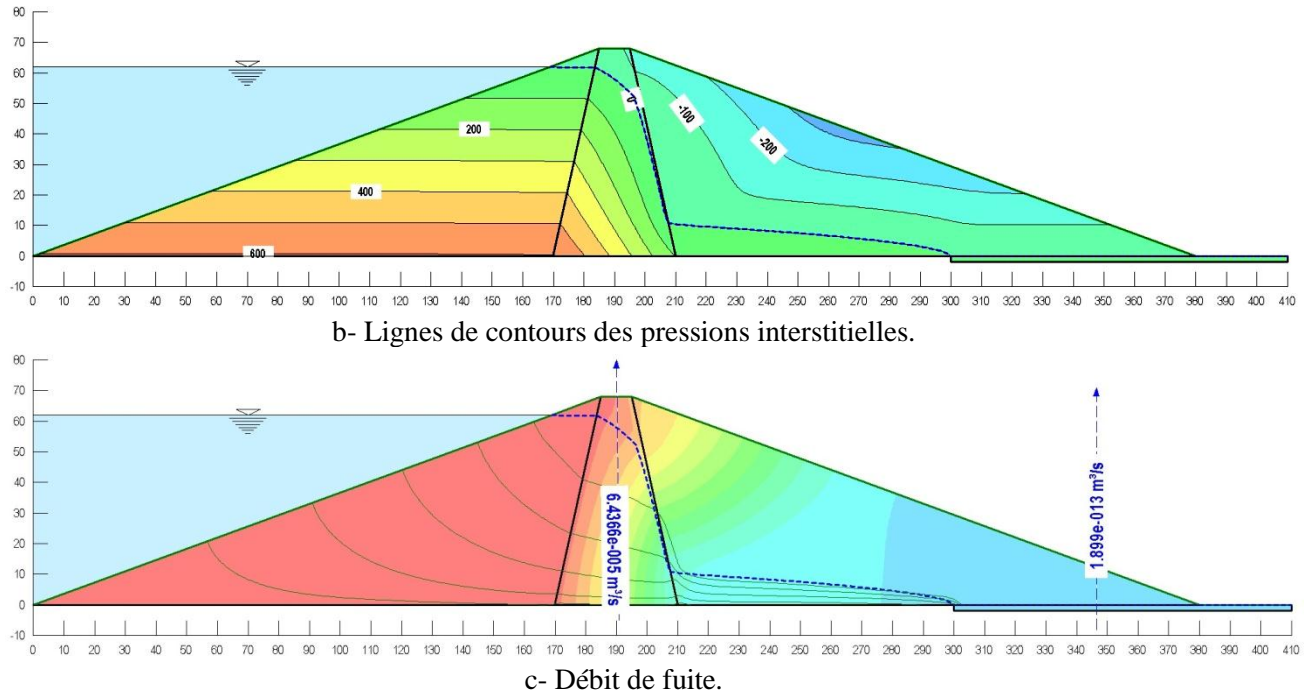
**b- Résultats des calculs :**

Les résultats des calculs déterminée par le module « Seep/w » du logiciel « Geostudio » de la stabilité hydraulique de la digue à noyau sont les suivantes (figure 4.8.).



**a- Position de la ligne de saturation pour la digue à noyau, retenue pleine.**  
et

Lignes de contours des charges hydrauliques.



**Figure 4.8 : Stabilité hydraulique de la digue à noyau, cas de la retenue pleine.**

Les lignes de contours des charges hydrauliques qui décroissent de la gauche vers la droite de 60m jusqu'à 0 m, ce qui a permis de rendre la valeur du débit à la limite du talus aval insignifiante ( $1,899.10^{-13} \text{ m}^3/\text{s}$ ).

#### 4.7.2.2- Stabilité hydraulique à l'état de Vidange rapide

Une vidange est dite rapide si sa durée est inférieure ou égale à 30 jours. Deux cas de vidange rapide peuvent se poser :

##### a- Une vidange instantanée :

La charge hydraulique passe du niveau maximal  $h=62\text{m}$  vers une charge hydraulique  $h=0\text{m}$  instantanément.

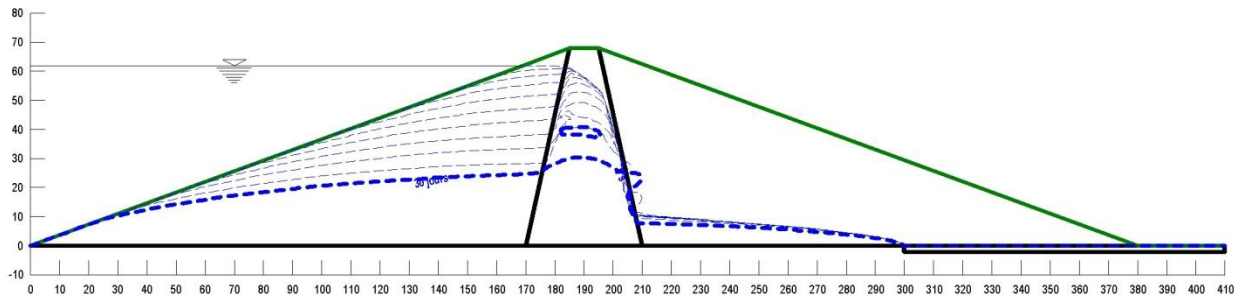
##### \* Conditions aux limites :

Pour ce cas d'étude on définit 3 conditions aux limites :

- Face amont instantanée : débit total nul le long de la ligne mouillée inclinée de 62 à 0m.
- Niveau rabattement 0 m amont : Le premier Point du talus amont (0,0).
- Drain en aval tous : charge hydraulique nulle dans la région du drain horizontal.
- Le calcul se fait à l'état transitoire.

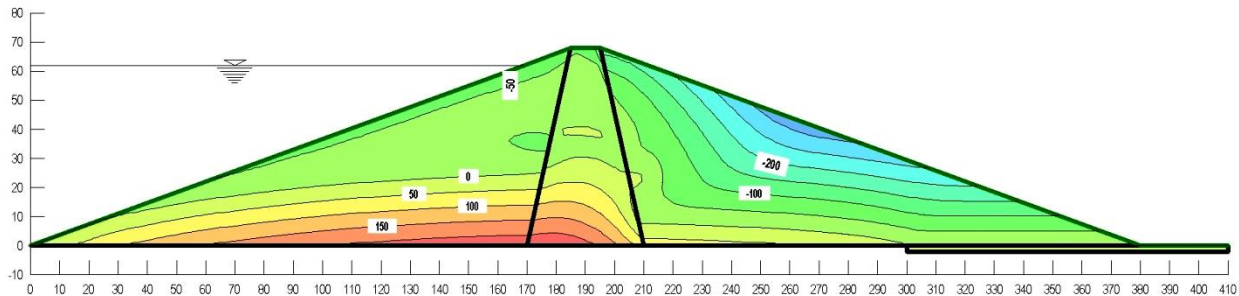
**\* Résultats des calculs :**

L'allure de la ligne de saturation après une vidange instantanée qui a duré de 0 à 30 jours est représentée sur la figure 4.9.



**Figure 4.9 : Position des lignes de saturation pour la digue à noyau en vidange instantanée de 0 à 30 jours.**

Les contours des pressions interstitielles et la ligne de saturation qui correspond à une pression nulle sont représentées sur la figure 4.10.



**Figure 4.10 : Contours des pressions interstitielles pour la digue à noyau, vidange instantanée.**

**b- Une vidange qui est fonction du temps :**

La charge hydraulique est fonction du temps, elle passe de  $h=62\text{m}$  vers  $h=0\text{m}$  en cinq jours.

**\* Conditions aux limites :**

Pour ce cas d'étude on définit 2 conditions aux limites :

- La charge hydraulique est introduite par une fonction du temps (figure 4.11).
- Drain en aval tous : charge hydraulique nulle dans la région du drain horizontal.
- Le calcul s'effectuera à l'état transitoire.

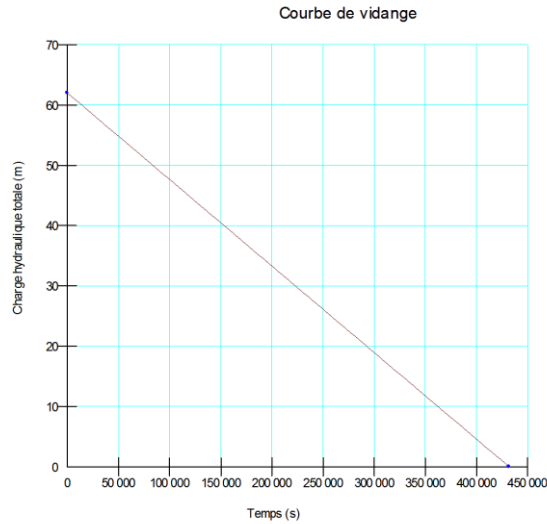


Figure 4.11 : Variation de la charge hydraulique en f(t), pour la digue à noyau.

**\* Résultats des calculs :**

Les contours des pressions d'eau interstitielles après Cinq jours de vidange en fonction du temps, à 5 jours (Figure 4.12).

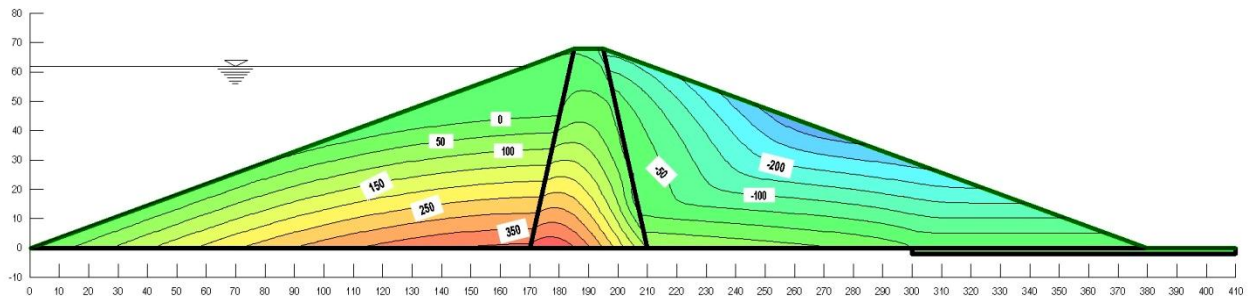


Figure 4.12: Contours des pressions interstitielles pour la digue à noyau, vidange f(5jrs).

Le débit de fuite au milieu de la digue au bout d'une durée de 30 jours de vidange est de  $9.0134e-06m^3/s$ (Figure 4.13).

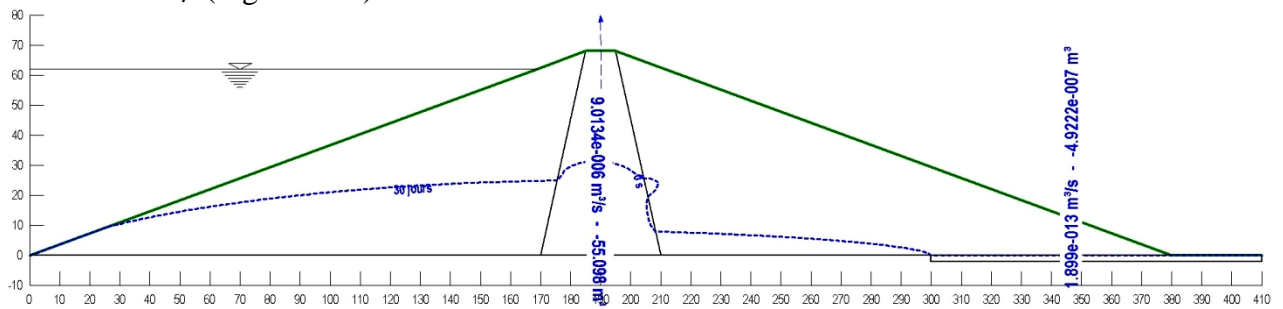


Figure 4.13 : Débit de fuite pour la digue à noyau,

#### 4.8- STABILITE MECANIQUE DE LA DIGUE A NOYAU ET DRAIN HORIZONTAL :

Le Séisme de référence de Ain Taghrout 04/09/1963 est caractérisé par :

- SBE :  $M_w=5.7$  ; accélération horizontale recommandée  $a=0.30$  g.
- SMD :  $M_w=6.2$  ; accélération horizontale recommandée  $a=0.39$  ; durée efficace 7s.

Les analyses les plus fiables sont effectuées en contraintes effectives, c'est-à-dire en prenant comme caractéristiques de résistance des sols les propriétés intrinsèques obtenues avec des essais drainés.

L'analyse a été faite à l'aide des méthodes de l'équilibre limite, implantée dans le module « Slope/w » du logiciel « Geostudio ».

##### 4.8.1- Stabilité mécanique du talus aval en fin de construction :

Le calcul se fait en une seule étape sous chargement gravitaire seul, par le module Slope/w. Le facteur de sécurité est calculé par plusieurs méthodes d'équilibre limite.

La méthode du facteur de sécurité donné par la méthode SPENCER est  $FS \approx 2.058$ , comme le montre la figure 4.14.

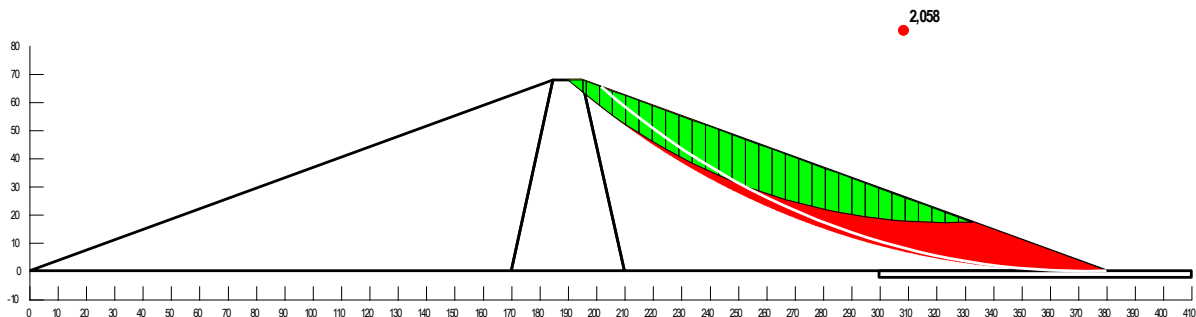


Figure 4.14 : Facteur de sécurité du talus aval en fin de construction.

##### 4.8.2- Stabilité mécanique du talus aval en utilisation normale sans séisme :

Le calcul du facteur de sécurité se fait en deux étapes :

- un état initial sous l'effet du poids propre et la charge hydraulique, modélisé par le module Seep/w.
- un calcul du facteur de sécurité qui démarre à partir de l'état initial, modélisé par le module slope/w.

La valeur du facteur de sécurité minimal donnée par la méthode de SPENCER est  $FS=2.203$  comme le montre la figure 4.15.



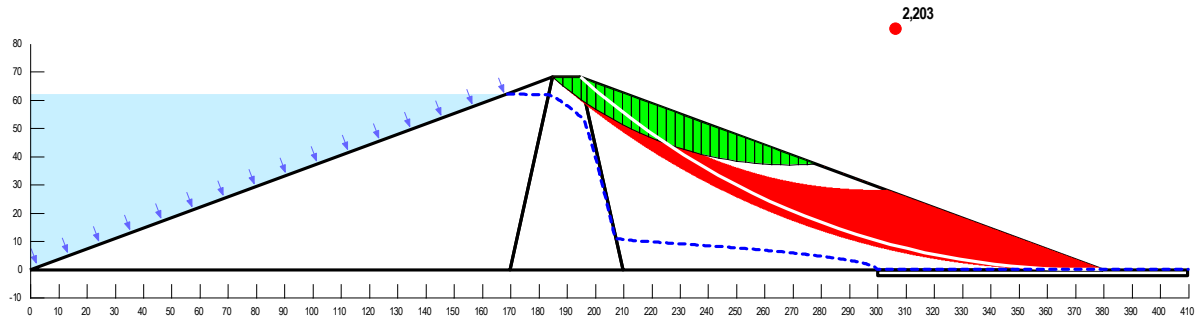


Figure 4.15 : Facteur de sécurité du talus aval en utilisation normale sans séisme.

#### 4.8.2.1- Stabilité mécanique du talus aval en utilisation normale pendant un séisme SBE :

Le calcul du facteur de sécurité se fait en deux étapes :

- un état initial sous l'effet du poids propre et de la charge hydraulique, modélisé par le module Seep/w.
- un calcul du facteur de sécurité qui démarre à partir de l'état initial, modélisé par le module Slope/w.

Le coefficient d'accélération sismique horizontale pris en compte est de 0.15g.

La valeur du facteur de sécurité minimal est donnée par la méthode de SPENCER est FS=1.517 comme indiqué sur la figure 4.16.

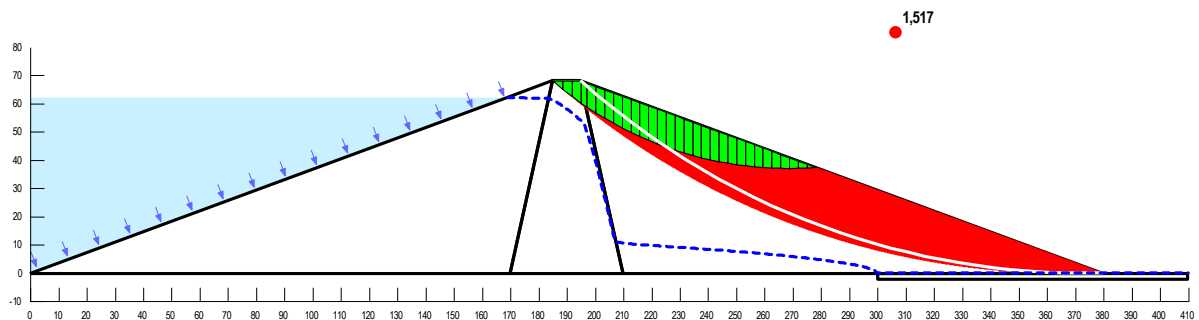


Figure 4.16 : Facteur de sécurité du talus aval en utilisation normale sous séisme de base.

#### 4.8.2.2- Stabilité mécanique du talus aval en utilisation normale pendant un séisme SMD :

Le calcul du facteur de sécurité se fait en deux étapes :

- un état initial sous l'effet du poids propre et de la charge hydraulique, modélisé par le module seep/w.
- une calcul du facteur de sécurité qui démarre à partir de l'état initial, modélisé par le module slope/w.

Le coefficient d'accélération sismique horizontale pris en compte est de 0.195g.

La valeur du facteur de sécurité minimal est donnée par la méthode de SPENCER est FS=1.385 comme indiqué sur la figure 4.17.

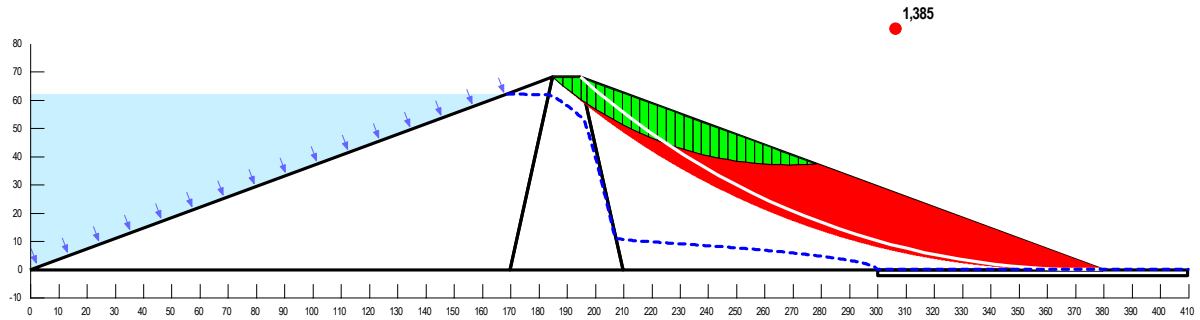


Figure 4.17. : Facteur de sécurité du talus aval en utilisation normale sous séisme maximal.

#### 4.8.3- Stabilité mécanique du talus amont après vidange rapide :

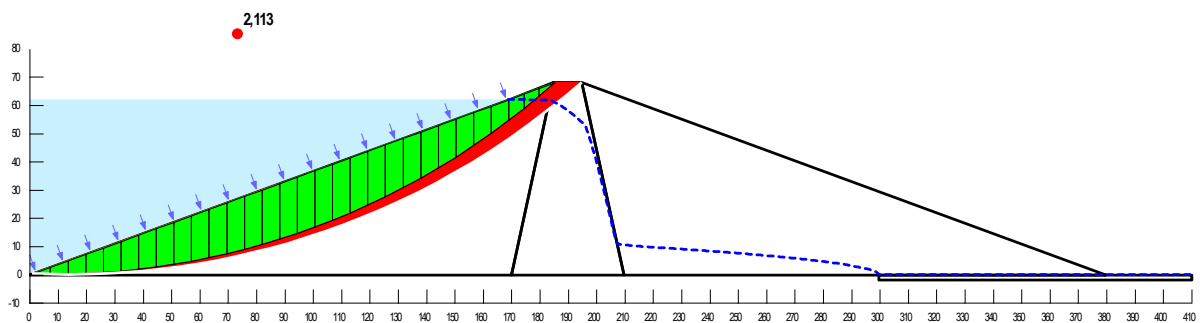
##### 4.8.3.1- Stabilité mécanique du talus amont après vidange rapide instantanée :

Le calcul du facteur de sécurité se fait en trois étapes :

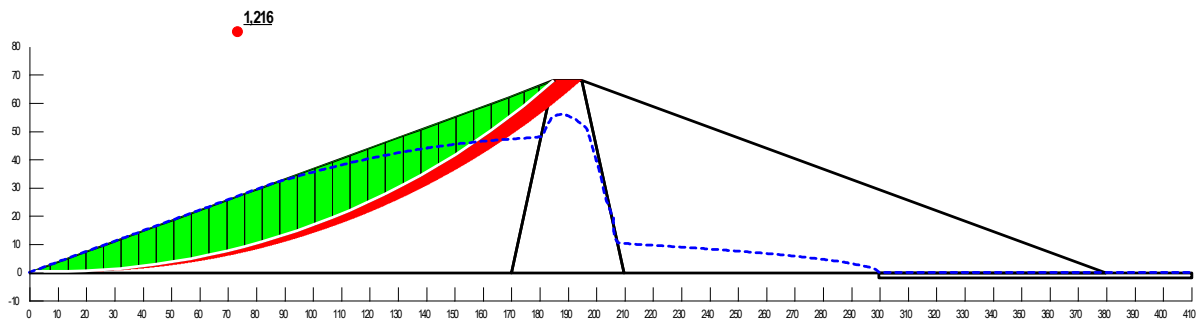
- un état initial sous l'effet du poids propre et de la charge hydraulique maximale, modélisé par le module Seep/w à l'état stationnaire.

- une deuxième phase sous l'effet de la charge hydraulique représentant une vidange instantanée, modélisé par le module Seep/w à l'état transitoire.

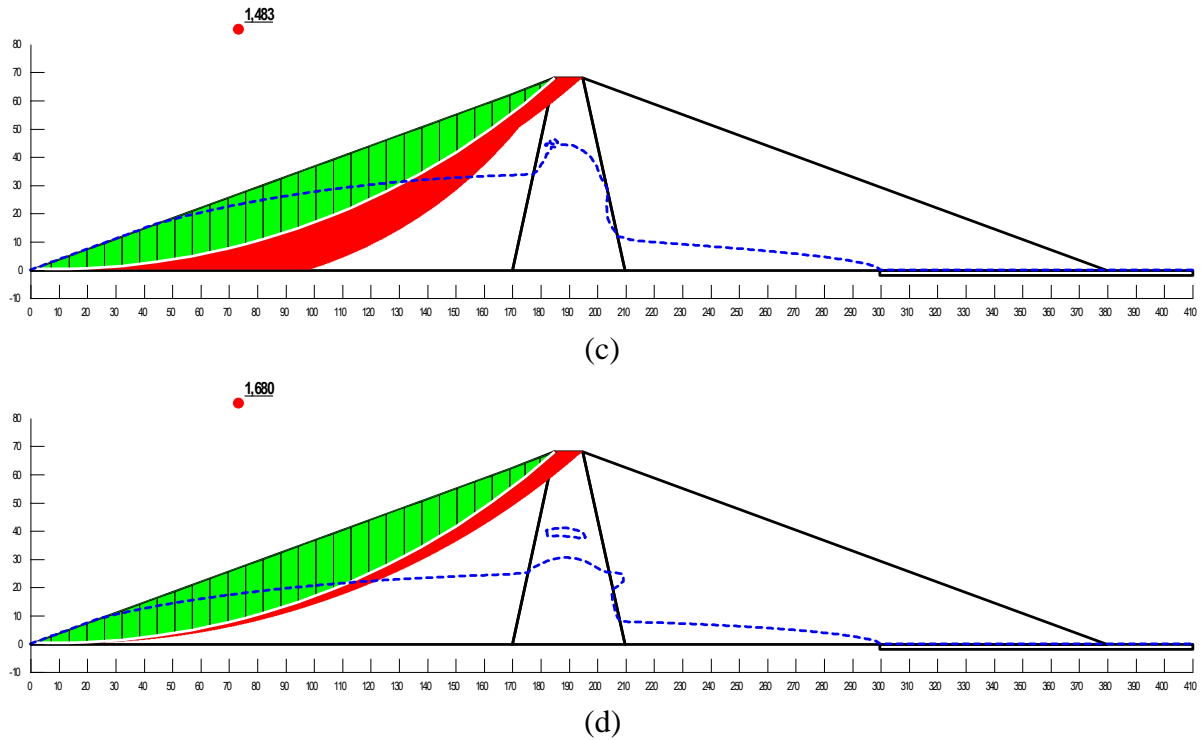
- un calcul du facteur de sécurité qui démarre à partir de l'état initial, modélisé par le module slope/w.



(a)



(b)



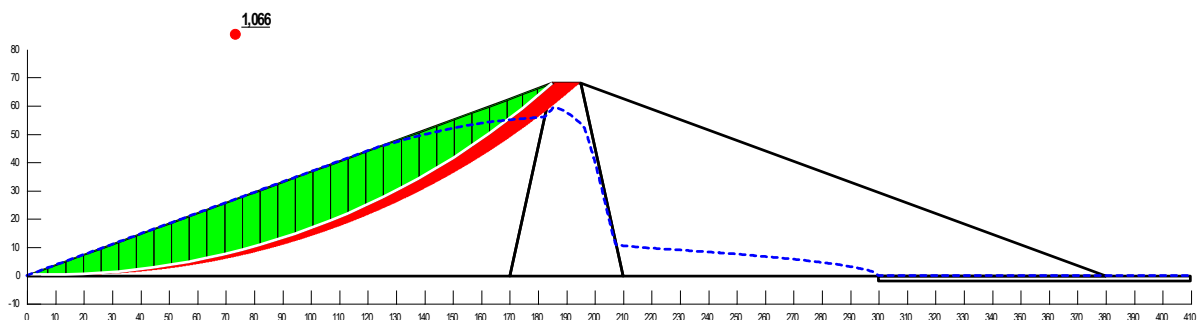
**Figure 4.18 : Facteur de sécurité du talus amont en vidange rapide instantanée.**  
**a- initiale ; b- à 3jours ; c- à 5 jours ; d- à 30jours ; e- courbe variation du FS en f(T)**

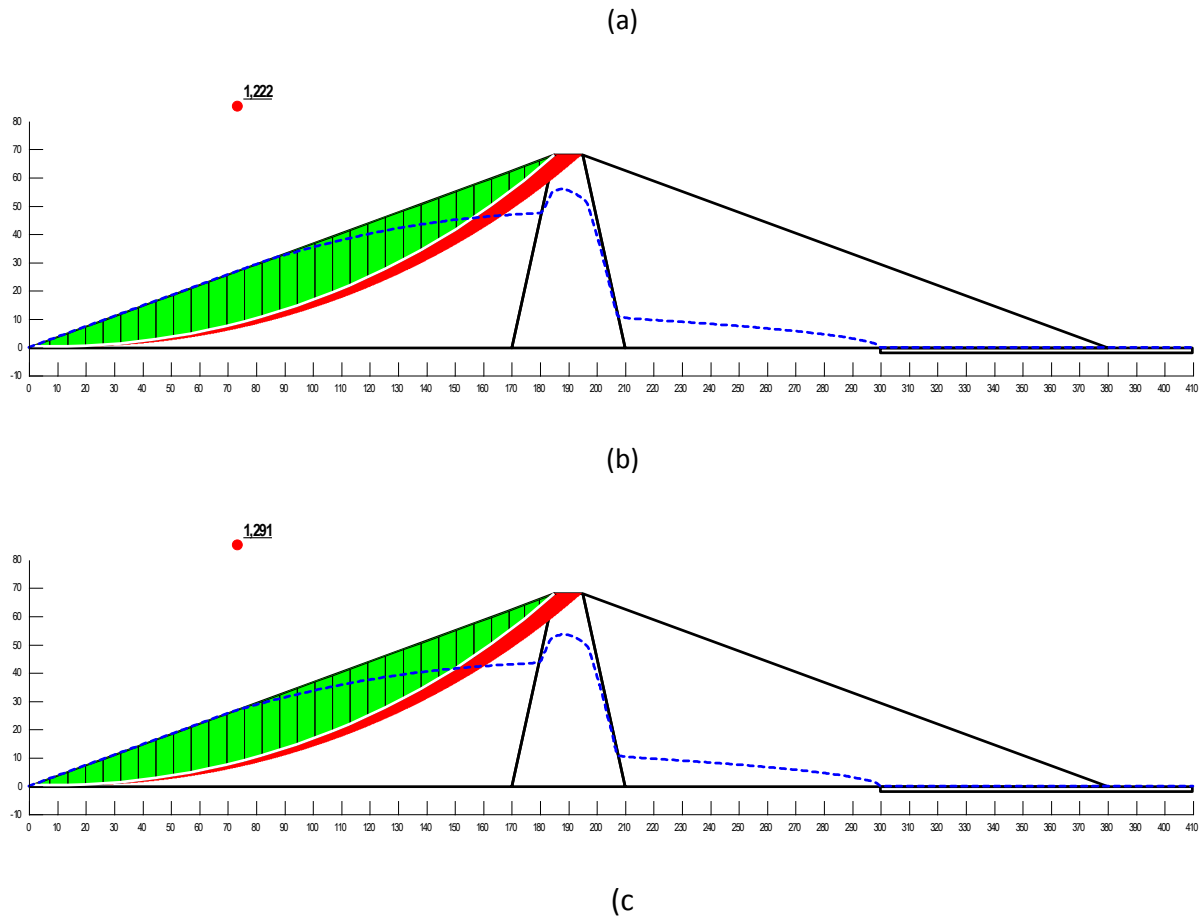
La valeur du facteur de sécurité minimal est donnée par la méthode de SPENCER est  $FS \approx 1.216$  comme indiqué sur la figure 4.21.

#### 4.8.3.2- Stabilité mécanique du talus amont après vidange rapide fonction du temps dite lente :

Le calcul du facteur de sécurité se fait en trois étapes :

- un état initial sous l'effet du poids propre et de la charge hydraulique maximale, modélisé par le module seep/w à l'état stationnaire.
- une deuxième phase sous l'effet de la charge hydraulique représentant une vidange fonction du temps pour rabattre le niveau de 62 m vers un niveau nul pendant cinq jours , modélisé par le module seep/w à l'état transitoire.
- une calcul du facteur de sécurité qui démarre à partir de l'état initial, modélisé par le module slope/w.





**Figure 4.19 : Facteur de sécurité du talus amont en vidange lente  $f(t)$ .  
a- 1jour ; B- à 3jours ; d- à 5jours ; e- variation du FS pendant la vidange.**

La valeur du facteur de sécurité minimal est donnée par la méthode de SPENCER est  $FS \approx 1.066$  comme indiqué sur la figure 4.22.

**Conclusion :**

Les résultats des différentes configurations de calculs sont regroupés et comparés aux valeurs imposés par le «manuel de conception et projets typiques des digues en terre » utilisé par l’A.N.B.T.

**Tableau 4.4 : Valeurs du FS selon SPENCER pour toutes les configurations de charge**

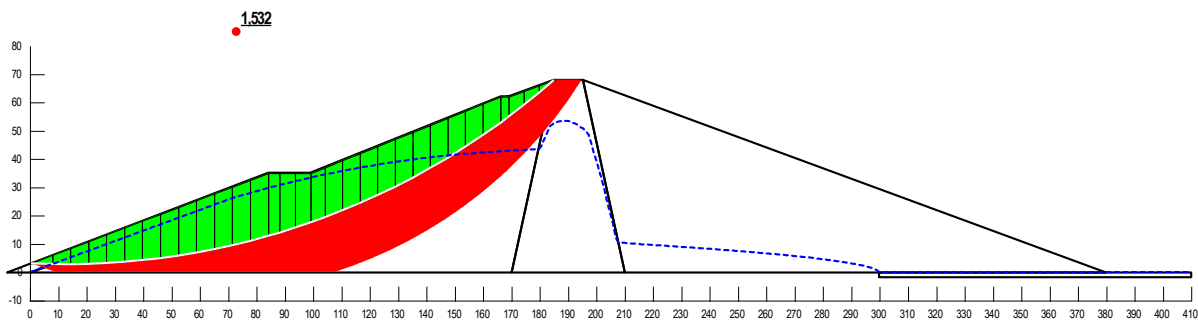
Sans séisme	Talus Amont	Talus Aval	Valeur Imposée	Vérification	
Fin de construction		2,056	1.25	Vérifiée	
Utilisation normale		2.203	1.35	Vérifiée	
Vidange rapide	<b>1.066</b>		1.25	Non Vérifiée	
Avec séisme		SBE	SMD		
Utilisation normale		1.517	1.385	1.15	Vérifiée

#### 4.8.4. Correction de la Stabilisation du talus amont en cas d'une vidange rapide non vérifiée :

Toutes les cas imposées par le «manuel de conception et projets typiques des digues en terre » utilisé par l'A.N.B.T. sont vérifiées, sauf le cas du talus amont lors d'une vidange rapide, pour remédier ce problème, la mise en place du Rip –Rap est recommandé qui s'associe a la mise en place d'une banquette de quinze mètre de largeur a la mis du talus amont de la digue comme schématisé sur la figure 4.20.

les caractéristiques du matériaux de renforcement rip -rap sont :

$$\gamma=20\text{kN/m}^3 \quad c=0 \text{ kN/m}^2 \quad \phi=45^\circ$$



**Figure 4.20 : Facteur de sécurité du talus amont avec banquette, lors d'une vidange rapide.**

La réalisation d'une banquette en amont de la digue associé de pose de rip- rap permet d'obtenir un facteur de sécurité  $FS \approx 1,532$  valeur qui dépasse la valeur imposée par le «manuel de conception et projets typiques des digues en terre » utilisé par l'A.N.B.T., ce qui rend le talus amont stable en cas d'une vidange rapide.

Toutes fois dans le cadre de sécuriser typiquement le barrage des annexes lors d'aménagements seront ajouter que se soit en amont ou en aval

#### 4.9- SYNTHESE

Pour toutes les dispositions et situations de chargement, les talus amont et aval sont stables hormis le cas de vidange rapide ou la valeur du facteur de sécurité, est inférieure à la valeur exigée par le «manuel de conception et projets typiques des digues en terre » utilisé par l'A.N.B.T.

En abaissant le débit de fuite à la limite du talus aval de la digue homogène, de la valeur  $1,1361 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$  à la valeur  $1,899.10^{-13} \text{ m}^3/\text{s}$  pour la même position pour la digue à noyau minimum et un tapis drainant horizontal, en abaissant les pressions interstitielles dans le talus aval, en rabattant la ligne de saturation tous cela signifie que la stabilité hydraulique est très satisfaisante,

La stabilité mécanique du talus amont non vérifiée, dans le cas de la vidange rapide est améliorée en plaçant une banquette de quinze mètres de largeur, à la mis du talus amont de la digue qui s'associe a une couche de Rip-rap, le facteur de sécurité devient après correction  $FS=1,582$  ce qui vérifie la condition imposée par le «manuel de conception et projets typiques des digues en terre » utilisé par l'A.N.B.T., utilisé par l'ANBT qui est  $FS=1,25$ .

## CONCLUSION GENERALE

L'étude présentée dans ce mémoire avait pour intention l'analyse de l'effet des infiltrations hydrauliques sur la stabilité mécanique et hydraulique du barrage en terre dite Soubella situé à Magra (willaya de M'sila).

La modélisation numérique des infiltrations sur la stabilité du barrage nous permet de valider les pentes affectées initialement aux des talus, ainsi les coercitives pour remédier les cas où la stabilité n'est pas vérifiée.

L'étude numérique détermine les facteurs de sécurité du barrage projeté, selon les divers cas de charge de dimensionnement.

Ces facteurs, innés de différents calculs, doivent être supérieurs ou égaux aux recommandations de l'ANBT.

En premier lieu, une fois les paramètres géométriques déterminés à l'issu des études topographiques et hydrologiques et hydrogéologiques du site, les paramètres géotechnique et géologique ainsi connues à l'issu des études et sondages sur site et aux laboratoires donc les paramètres du barrage sont fixés sommairement pour le type du barrage homogène, on détermine la ligne de saturation, le débit de fuite, en cas préliminaire sur le modèle homogène le dimensionnement des filtres et drains, la stabilité mécanique sous différents cas de chargement.

en seconde étape, en mis œuvre deux modules d'un outil numérique performants dédiés à ce type d'études : le logiciel GEOSLOPE, le premier module « SEEP/W » pour l'analyse des infiltrations hydraulique, le deuxième module « SLOPE/W » pour l'analyse de la stabilité mécanique des talus par un calcul en équilibre limite avec la méthode de Spencer.

Cette modélisation numérique des infiltrations sur la stabilité du barrage nous a permis de valider les pentes affectés initialement aux talus, faire sortir les correctives recommandées pour remédier aux cas ou la stabilité non vérifiée ou insuffisante tels que (noyau étanche pour diminué les infiltrations et le drain pour cheminer les eaux et abaisser la ligne de saturationa un niveau bas afin de réduire les pressions interstitielles)

L'étude numérique détermine les facteurs de sécurité du barrage projeté, selon les divers cas de charge de dimensionnement.

Ces facteurs, innés de différents calculs, doivent être supérieurs ou égaux aux recommandations ANBT.

Cette modélisation numérique nous a permis de vérifier les mesures prise pour garantir la stabilité hydraulique telle que l'emplacement d'un drain horizontal à proximité du parement du talus aval, qui s'associe au noyau étanche argile toute en réduisant le débit de fuite au sein du massif et l'abaissement de la ligne de saturation en diminuant les pressions interstitiels ; ainsi nous a permis de vérifier les mesures prise pour garantir la stabilité mécanique des talus

La série de calcul est effectuée pour des cas de charges statiques (fin de construction, service normal à la RN et vidange rapide depuis la RN), ensuite en examine les cas des charges dynamiques (SMD et SBE)

En distinguant quatre cas de configuration à savoir le calcul en fin de construction, le calcul en service normal à la RN, la vidange rapide que ce soit lente trente jours ou empressé en cinq jours ; en vérifie les cas des charges dynamiques (SMD et SBE)

Après l'assortis des résultats et comparaison de ces valeurs, obtenues par les différentes méthodes adaptées dans le logiciel GEOSTUDIO, avec les valeurs minimales conseillées par le «manuel de conception et projets typiques des digues en terre » utilisé par l'A.N.B.T.

En opte a faire de correctives pour les cas défavorables dite instable

La condition de stabilité mécanique du talus amont, le cas de la vidange rapide n'est pas vérifiée, pour cela on a proposé de réaliser une banquette de quinze mètres de largeur, en amont de la digue, qui donne un facteur de sécurité de  $FS=1,582$ , ce qui vérifie la condition imposée par le «manuel de conception et projets typiques des digues en terre » utilisé par l'A.N.B.T, qui est  $FS=1,25$ .

Enfin le processus des prés-dimensions, des dimensions, des solutions de remèdes et renforcements se diffère d'un ingénieur a u autre et d'un organisme a l'autre mais toujours sous le toit de sécurité de l'ouvrage



## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

- A.N.B.T.12035-RP-0501-B-APD. (2009).**Mémoire de synthèse barrage Soubella
- A.N.B.T.12035-RP-0502-B-APD. (2009).**Note de calcul barrage Soubella
- A.N.B.T.12035-RP-0201-C-APD. (2008).** Etude hydrologique barrage Soubella.
- A.N.B.T.** <<manuel de conception et projets typiques des digues en terre>>
- SEDDIKI A. (2008).** Analyse de la stabilité des pentes sous séisme application ca du talus d'Aomar wilaya de Bouira. Mémoire de Magister à l'université de M'sila.
- KEDDOURI.** 2011 Etudes des pathologies de la digue d'oued kreirech djelfa  
Mémoire de fin d'étude de Master à l'université d'Abou Bekr belkaid Tlemcen
- BELKHEIR M 2016**Etudes de stabilités d'un barrage en terre à zones cas barrage d'Ain zada bordj. Bou .Arreridj Mémoire de fin d'étude de Master à l'Université Mohamed Boudiaf - M'sila
- MAMOUR..I ;TILBIS . BOUDERBALLAH B** modélisation de l'infiltration et de la stabilité du barrage Boukhroufa el tarf Mémoire de fin d'étude de Master à l'université Badji- Mokhtar Annaba
- WALID.B ;FOUAD. B (2018)** Analyse de l'effet des infiltrations sur la stabilité d'un barrage en terre Mémoire de fin d'étude de Master à l'Université Mohamed Boudiaf - M'sila
- ADJABI A. (2016).** Contribution à la vérification de la stabilité d'un barrage (cas du barrage de Soubella). Mémoire de fin d'étude de Master à l'université Larbi Tebssi de Tebessa.
- BOUREZGE M. (2017).** Analyse de la stabilité sismique d'une digue en terre. Mémoire de fin d'étude de Master à l'université de M'sila.
- GERMAN** López Pineda .Introducción al uso del programa slope/w versión 2012 universidad de cordoba.
- Ayala, F.J.; Andreu, F.J.; Fe, M.; Ferrer, M.; de Simón, A.; Fernández, I.; Olalla, C.; Gómez, J.; Sanpedro, J. y Cienfuegos, F.J.** 1987. "Manual de Taludes". Serie Geotecnia. IGME. Madrid. 456 pp
- CEMAGREF - ENGREF.** Paris, France Sécurité des Barrages en Service (1993).

