



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche
Scientifique



Université Amar Thelidji- Laghouat

FACULTE : de Génie Civil et d'Architecture

DEPARTEMENT : Génie Civil

MEMOIRE DE MASTER

Présenté par :

Boumaàza Chaima Lalia

DOMAINE : Sciences et Technologies.

FILIERE : Hydraulique

OPTION : Ressources Hydraulique

Thème

Effets De La Position Du Drain Sur La Stabilité Des Barrages En Terre.

Jury de soutenance :

Nom et Prénom	Grade	Qualité
- M ^r Lakhdari M.F.	M AA	Président.
- M ^r Gueddouda k.	Pr	Examineur.
- M ^r Djehiche A.	Pr	Rapporteur.

Promotion :2020/2021.

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

وَأَرْسَلْنَا الرِّيحَ لَوَاقِحَ فَأَنْزَلْنَا مِنَ السَّمَاءِ مَاءً ﴿22﴾ سورة الحجر

﴿فَأَسْقِينَاكُمْوَهُ وَمَا أَنْتُمْ لَهُ بِخَازِنِينَ﴾

تفسير الآية :

وأرسلنا الرياح وسخرناها تَلَقِّحَ السحاب ، وتحمل المطر والخير والنفع ، فأنزلنا من السحاب ماء أعددناه لشرابكم وأرضكم ومواشيكم ، وما أنتم بقادرين على خزنه وإخاره ، ولكن نخزنه لكم رحمة بكم، وإحساناً

إليكم.

REMERCIEMENT

Au nom de Dieu, le plus miséricordieux, le plus miséricordieux, et louange à Dieu

Tout d'abord, je tiens à remercier mes parents pour tout le soutien matériel et moral qui m'a permis d'atteindre ce stade. Je remercie également mon estimé professeur,

***Djehiche abd alkader** pour ses conseils, ses orientations pendant la période de travail. Je n'oublie son bon traitement et son style de travail classe.*

Je tiens à remercier les membres du jury pour leur dévouement dans la lecture et la correction de mon travail car aucun travail scientifique n'est exempt d'erreurs et d'omissions.

*Je tiens à remercier mon ami **Ikhlas Marfoua** pour son aide constante dans ce travail, et les employés de la bibliothèque pour nous avoir facilité certaines étapes.*

Je n'oublie pas non plus de remercier tous ceux qui ont contribué à fournir une aide ou à faciliter ce travail, directement ou indirectement

Je remercie mes amis pour le soutien moral

Merci beaucoup.

ملخص

يقدم هذا البحث دراسة تأثير موضع المصرف العمودي، أبعاد قمة السد، والمنحدر الخلفي على معدل التسرب واستقرار السد. ناقشنا طرق التصميم المختلفة وتحليل الاستقرار للسدود الترابية وطرق الصرف. بعد ذلك، انتقلنا إلى عرض برنامج **GEOSTUDIO**، باستخدام برنامج **SEEP / W**، وحددنا تدفق التسرب، ثم التوازن الميكانيكي تحت تأثير مختلف الظروف الهيدروليكية (في الظروف العادية) والظروف الميكانيكية. باستخدام **SLPOE / W**.

الكلمات المفتاحية: سد ترابي، المصرف العمودي، الميل الخلفي، عرض قمة السد، التدفق المتسرب، الاستقرار، **GEOSTUDIO**.

RESUME

Dans le présent travail de recherche, nous nous sommes intéressées à étudier l'effet de la position du drain, la largeur de la crête et la pente aval sur le débit de fuite et la stabilité du barrage. Nous avons abordé les différentes méthodes de conception et d'analyse de la stabilité des barrages en terre et les méthodes de drainage. Après cela, nous sommes passés à la présentation du programme **GEOSTUDIO**, à l'aide du programme **SEEP/W** nous avons déterminé le débit de fuite, puis l'équilibre mécanique sous l'influence des différentes conditions hydrauliques (en exploitation normale) et mécaniques avec **SLPOE/W**.

Mots clés : barrage en terre, drain vertical, pente aval, largeur de la crête, débit de fuite, stabilité, GEOSTUDIO.

ABSTRACT

In this research work, we are interested in studying the effect of the position of the drain, the crest width and the downstream slope on the leakage rate and the stability of the earth dam in impervious foundation. We discussed the different design and stability analysis methods of earth dams and drainage methods. After that, we moved on to the presentation of the **GEOSTUDIO** program, using the **SEEP / W** program we determined the leakage flow, then the mechanical balance under the influence of different hydraulic conditions (in normal operation) and mechanical conditions, with **SLPOE / W**.

Keywords: earth dam, chimney drain, downstream slope, crest width, leakage rate, stability, GEOSTUDIO.

Sommaire

Remerciement.....	(II)
Résumé	(III)
Liste des tableaux.....	(VII)
Liste des figures.....	(VIII)
Liste des notations	(XI)
Introduction générale	(7)

Chapitre I : Etude bibliographique

I. Introduction	(10)
I.1 Types des barrages en terre	(10)
I.1.1 Barrages en terre homogènes.....	(10)
I.1.2 Barrages en terre à noyau étanche.....	(11)
I.1.3 Barrages en terre à masque amont.....	(11)
I.2 Drain	(12)
I.2.1 Définition	(12)
I.2.2 Rôle des drains	(12)
I.2.3 Différents types de drainages et leur dimensionnement	(13)
I.2.3.1 Prisme de drainage	(13)
I.2.3.2 Drainage de surface	(14)
I.2.3.3 Prisme de drainage avec drainage de surface	(14)
I.2.3.4 Drain Tapis Interne	(15)
I.2.3.5 Prisme de drainage avec drain tapis interne	(16)
I.2.3.6 Drainage a bande	(17)
I.2.3.7 Drain vertical	(17)
I.3 Risques de rupture des barrages	(18)
I.3.1 Causes de rupture des barrages	(18)
I.3.1.1 Problèmes techniques	(18)

I.3.1.2	Causes naturelles	(18)
I.3.1.3	Causes humaines	(19)
I.3.2	Types de rupture	(19)
I.3.2.1	Etat critique de la submersion (cas du barrage de Fergoug , Algérie).....	(19)
I.3.2.2	Etat critique de l'érosion régressive (cas du barrage Teton aux états unis).....	(20)
I.3.3	Les accidents les plus graves	(20)
Conclusion	(21)
Chapitre II : les méthodes et les outils numériques de calcul.		
II	Introduction	(23)
II.1.1	Écoulement confiné.....	(23)
II.1.2	Écoulement non confiné.....	(23)
II.2	Pathologie liée à l'instabilité de l'ouvrage.....	(24)
II.2.1	Glissement des talus.....	(25)
II.2.2	Mécanisme de glissement.....	(25)
II.2.2.1	Glissement côté aval en situation de crue	(25)
II.2.2.2	Glissement côté fleuve lors de la décrue.....	(26)
II.2.3	Causes du glissement.....	(28)
II.2.3.1	Nature et géologie du terrain.....	(28)
II.2.3.2	Actions de l'eau.....	(29)
II.2.3.3	Actions mécaniques extérieures.....	(29)
II.3	Etude des infiltrations dans un barrage en terre.....	(29)
II.3.1	Equation de la ligne de saturation.....	(30)
II.4	Calcul de stabilité.....	(33)
II.4.1	Stabilité des talus	(33)
II.4.2	Notion du coefficient de sécurité.....	(34)
II.4.3	Méthode globale.....	(34)
II.4.3	Méthode des tranches.....	(34)
II.4.3.1	Méthode de Fellenius.....	(35)
II.4.3.2	Méthode de Bishop simplifiée.....	(36)
II.4.4	Coefficient de sécurité admissible.....	(37)
II.5	Présentation du Logiciel.....	(38)
II.5.1	Objectif des principaux modules.....	(38)

II.5.2	Fonctionnement du Logiciel.....	(39)
II.5.3	Module d'analyse d'infiltration des eaux souterraines SEEP/W.....	(42)
II.5.4	Module d'analyse de stabilité de pente SLOPE/W.....	(43)
II.5.4.1.	Modèle de Mohr-Coulomb.....	(45)
Conclusion	(45)
Chapitre III : Application et Résultats.		
III	Introduction.....	(46)
III.1	Résultats des Calculs et interprétations.....	(46)
III.1.1	Modèle de Calcul.....	(46)
III.2	Effet de la hauteur du drain sur la stabilité et le débit d'infiltration.....	(47)
III.3	Effet de la position du drain sur la stabilité et le débit d'infiltration.....	(49)
III.4	Effet de la crête.....	(53)
III.4.1	Effet de la crête et la hauteur du drain vertical sur le débit d'infiltration et le coefficient de sécurité	(53)
III.4.2	Effet de la dimension de la crête et la position du drain sur le coefficient de sécurité et le débit d'infiltration	(56)
III.5	Effet de la pente aval sur le coefficient de sécurité et le débit d'infiltration.....	(59)
III .6	Effet de la position du drain sur le coefficient de sécurité	(61)
III .7	Effet de l'anisotropie de perméabilité.....	(62)
Conclusion.....	(63)
Conclusion générale.....	(64)
Références Bibliographiques.....	(66)
Résume.....	(68)

Liste des tableaux

Tableau 1	Statistiques sur les modes de rupture (d'après foster et al 1998 et 2000).....(7)
Chapitre I : Etude bibliographique.	
Tableau. I.1	Les accidents les plus graves de rupture des barrages.....(23)
Chapitre II : Les méthodes et les outils numériques de calcul.	
Tableau. II.1	Valeurs du coefficient de stabilité admissible.....(40)
Chapitre III : Application et résultats.	
Tableau. III.1	Résultats de simulation de débit d'infiltration et coefficient de sécurité (h_d variable et b_d constant).....(48)
Tableau. III.2	Résultats de simulation de débit d'infiltration et le coefficient de sécurité du barrage en terre pour (b_d variable et h_d constant).....(51)
Tableau. III.3	Résultats de débit d'infiltration et coefficient de sécurité à différent longueur de la crête du barrage en terre pour (h_d variable et b_d constante).....(54)
Tableau. III.4	Résultats de simulation de débit d'infiltration et coefficient de sécurité à différent longueur de la crête du barrage en terre pour (h_d variable et b_d constante).....(58)
Tableau.III.5	la différence de débit d'infiltration et le coefficient de sécurité à différent pente aval du barrage en terre(60)

Liste des figures

Chapitre I : Etude bibliographique

Figure (I.1)	Barrage en terre homogène.....(12)
Figure (I.2)	Barrage en terre hétérogène.....(13)
Figure (I.3)	Barrage à masque amont(14)
Figure(I.4)	Prisme de drainage(15)
Figure (I.5)	Drainage de surface.....(16)
Figure (I.6)	Prisme de drainage avec drainage de surface(17)
Figure (I.7)	Drain tapis interne(17)
Figure (I.8)	Prisme de drainage avec drain tapis interne(18)
Figure (I.9)	Prisme de drainage avec drain tapis interne sur fondations perméables.....(18)
Figure (I.10)	Drainage à bande.....(19)
Figure (I.11)	Drain vertical.....(19)
Figure(I.12)	Barrage Fergoug en 1907 avant la rupture et en déversement.....(21)
Figure (I.13)	Vue sur le barrage de Teton (USA) avant et après rupture.....(22)

Chapitre II : les méthodes et les outils numériques de calcul.

Figure (II.1)	Types d'infiltration (A) infiltration confiné, (B) infiltration non confiné.....(26)
Figure (II.2)	Glissement circulaire d'un talus.....(27)
Figure (II.3)	Mécanisme de glissement circulaire coté Aval en situation de crue...(28)
Figure (II.4)	Mécanisme de glissement coté fleuve lors de la décrue.....(29)
Figure (II.5)	Trajectoire de l'eau à travers le barrage(32)
Figure (II.6)	Trace de la ligne de saturation dans le cas d'un barrage homogène.....(33)
Figure (II.7)	Tracé de la ligne de saturation d'un barrage à drain.....(35)
Figure (II.8)	Masse du talus découpé en tranches.....(37)

Figure (II.9)	Force appliquées sur une tranche dans la méthode de Fellenius.....	(38)
Figure (II.10)	Représentation des forces sur une tranche, méthode de Bishop.....	(39)
Figure (II.11)	Modules du logiciel Geostudio 2012.....	(41)
Figure (II.12)	Fenêtre d'analyse du module SLOPE/W.....	(42)
Figure (II.13)	Introduction des propriétés des matériaux.....	(43)
Figure (II.14)	Fenêtre du gestionnaire des solutions.....	(44)
Figure (II.15)	Tracé des équipotentiels sans drain.....	(45)
Figure (II.16)	Distribution de la pression interstitielle après les drains.....	(45)
Figure (II.17)	Choix de la méthode d'analyse.....	(46)
Figure (II.18)	Visualisation des résultats de calcul de la stabilité.....	(47)

Chapitre III : Application et résultats.

Figure (III.1)	les conditions aux limites hydrauliques.....	(47)
Figure (III.2)	Variation de débit d'infiltration de drain à pente en fonction de hauteur du drain.....	(48)
Figure (III.3)	Résultats de simulation de l'infiltration, $h_d=10$	(49)
Figure (III.4)	Résultats de simulation de l'infiltration, $h_d=25$ m.....	(49)
Figure (III.5)	Variation du coefficient de sécurité à différent pente amont en fonction de la hauteur du drain.....	(49)
Figure (III.6)	Résultats de simulation de la stabilité, $h_d=10$ m.....	(50)
Figure (III.7)	Résultats de simulation de la stabilité, $h_d=25$ m.....	(50)
Figure (III.8)	Variation du débit d'infiltration en fonction de la position du drain.....	(51)
Figure (III.9)	Résultats de simulation de l'infiltration, $b_d=26$ m.....	(52)
Figure (III.10)	Résultats de simulation de l'infiltration, $b_d=56$ m.....	(52)
Figure (III.11)	Résultats de simulation de la stabilité, $b_d=26$ m.....	(53)
Figure (III.12)	Résultats de simulation de la stabilité, $b_d=56$ m.....	(53)

Figure (III.13)	Variation de coefficient de sécurité du barrage en fonction de la position du drain.....	(53)
Figure (III. 14)	Résultats de simulation de l'infiltration, $h_d=10$ m ; $b_d=56$ m.....	(54)
Figure (III. 15)	Résultats de simulation de l'infiltration, $h_d=25$ m ; $b_d=56$ m.....	(55)
Figure (III. 16)	Variation de débit d'infiltration à différentes largeur de la crête en fonction de la hauteur du drain.....	(55)
Figure (III. 17)	Variation des débits de drain à différentes crêtes ($n=2.5$).....	(55)
Figure (III. 18)	Variation des débits de drain à différentes crêtes ($n=2.5$). [Labiadh, 2019].....	(56)
Figure (III. 19)	Résultats de simulation de la stabilité, $h_d=10$ m ; $b_d=56$ m.....	(56)
Figure (III. 20)	Résultats de simulation de la stabilité, $h_d=25$ m ; $b_d=56$ m.....	(57)
Figure (III.21)	Variation de coefficient de sécurité du barrage en terre à différent longueur de la crête et le drain.....	(57)
Figure (III. 22)	Résultats de simulation de l'infiltration, $h_d=10$ m ; $b_d=26$ m ; $b_c=7$ m.....	(58)
Figure (III. 23)	Résultats de simulation de l'infiltration, $h_d=10$ m ; $b_d=56$ m ; $b_c=7$ m.....	(58)
Figure (III. 24)	Résultats de simulation de la stabilité, $h_d=10$ m ; $b_d=26$ m ; $b_c=7$ m.....	(59)
Figure (III. 25)	Résultats de simulation de la stabilité, $h_d=10$ m ; $b_d=56$ m ; $b_c=7$ m.....	(59)
Figure (III. 26)	Variation de débit d'infiltration à différentes largeur de la crête en fonction de longueur du drain.....	(59)
Figure (III. 27)	Variation de coefficient de sécurité à différentes largeur de la crête $h_d=10$ m.....	(60)
Figure (III. 28)	Résultats de simulation de l'infiltration, $h_d=25$ m ; $b_c=8$ m, $m=3.0$	(61)
Figure (III. 29)	Résultats de simulation de la stabilité, $h_d=25$ m ; $b_c=8$ m, $m=3.0$	(61)
Figure (III.30)	Variation de débit d'infiltration en fonction de pente aval.....	(61)
Figure (III.31)	Variation de coefficient de sécurité en fonction de la pente aval.....	(62)
Figure (III.32)	Variation de coefficient de sécurité en fonction de la position du drain.....	(63)
Figure (III.33)	Influence de l'anisotropie sur l'infiltration de débit.....	(64)

Liste des Notations

B	Largeur de base du barrage	(m)
b_c	Larguer de la crête du barrage	(m)
b_d	La position du drain vertical	(m)
E_d	Epaisseur du drain	
H_m	Hauteur du barrage	(m)
H_e	Hauteur d'eau en amont du barrage	(m)
h_d	hauteur du drain	(m)
F_s	Coefficient de sécurité	
K_h	Coefficient de perméabilité horizontale	(m/s)
K_v	Coefficient de perméabilité verticale	(m/s)
K	perméabilité de l'argile	(m/s)
n	Pente du talus en amont du barrage	
m	Pente du talus en aval du barrage	
Q	Débit d'infiltration	(m ³ /s)

Introduction générale

Depuis 5 000 ans, l'humanité a construit plus de 50 000 grands barrages et réservoirs artificiels, qui régulent environ 3 500 milliards de mètres cubes d'eau par an. Cette eau stockée et régulée est utilisée pour l'alimentation en eau de la population, l'irrigation, la production d'énergie hydroélectrique, la protection contre les crues, la navigation, les loisirs et le tourisme, l'environnement...

On dénombre deux grands types de barrages : les barrages en remblai et les barrages en béton. Les barrages en remblais sont constitués de matériaux locaux meubles, qu'ils soient très fins (argile) ou très grossiers (enrochements). Mais de telles construction posent de nombreux problèmes et délicats, et liés en partie aux infiltrations au sein du corps de l'ouvrage. Ce phénomène peut mettre en péril la pérennité ou la stabilité de l'ouvrage et par conséquent la sécurité publique.

Foster et al. (1998, 2000) ont publié les statistiques de rupture des grands barrages en remblais jusqu'en 1986. Plus de 50% des ruptures sont dues au phénomène de renard, 42% sont produites au moment de la première mise en eau, et 66% au cours cinq premières années après la première mise en eau.

Tableau 1. Statistiques sur les modes de rupture (d'après Foster et al, 1998 et 2000).

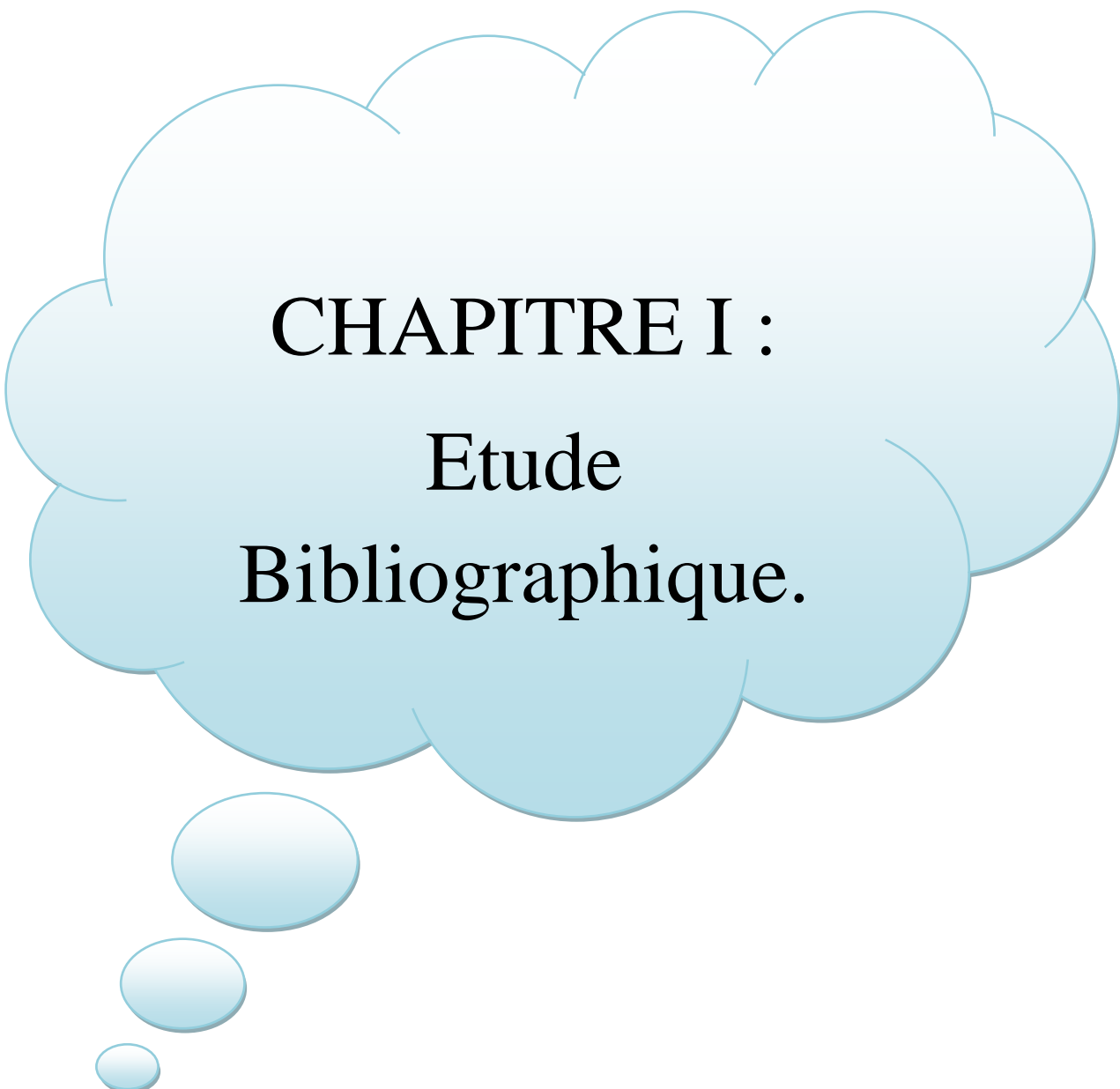
Mode de rupture	% de ruine
Phénomène de renard dans le corps du barrage	31
Phénomène de renard dans la fondation	15
Phénomène de renard depuis la digue à la fondation	2
Stabilité des pentes	4
Submersion	46
Séismes	2

Le choix et la conception des dispositifs de drainage et leur influence sur les caractéristiques d'écoulement sont très importants. Dans le cadre du présent travail, on a simulé, à l'aide du code de calcul **Géo-Studio 2012**, l'écoulement et la stabilité du talus aval dans les barrages en terre reposant sur une fondation imperméable dépourvus ou munis de drains cheminées.

Afin d'atteindre les objectifs spécifiques, la méthodologie établie pour réaliser ce travail est subdivisée en plusieurs phases. Le premier chapitre, sera consacré à une synthèse bibliographique sur l'historique des barrages, les différents types des barrages et de leur système de drainage, ainsi que les Causes de rupture des barrages. Le deuxième chapitre présente la présentation de logiciel **Géo-Studio 2012**, ainsi que les lois de calcul de la stabilité de barrages en terre et les lois d'écoulement de l'eau à travers les barrages en terre. Le troisième chapitre est consacré à la présentation des principaux résultats de la simulation numérique

Introduction générale.

via le logiciel Géo-Studio. Enfin, ce travail se termine par une conclusion générale et des recommandations pour les futures recherches. Le mémoire comprend également des annexes et une bibliographie qui se rapportent aux différents sujets traités dans ce travail.



CHAPITRE I :
Etude
Bibliographique.

I. INTRODUCTION :

Les barrages en terre ont un comportement plus souple sous le chargement que les barrages rigides. Construits en terre ou en enrochement, ils ont atteint des dimensions imposantes durant le XXe siècle grâce aux progrès de la mécanique des sols et de la géotechnique, largement utilisées dans leur conception. Ils peuvent avoir des factures très différentes.

I.1 Types de barrage en terre :

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

I.1.1 Barrages en terre homogènes :

Ils sont totalement construits avec un seul matériau qui est le plus souvent argileux remplissant simultanément les deux fonctions d'écran et de masse. Ce matériau doit présenter des caractéristiques permettant de garantir une étanchéité suffisante et une stabilité du remblai. Fig. I.1.

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

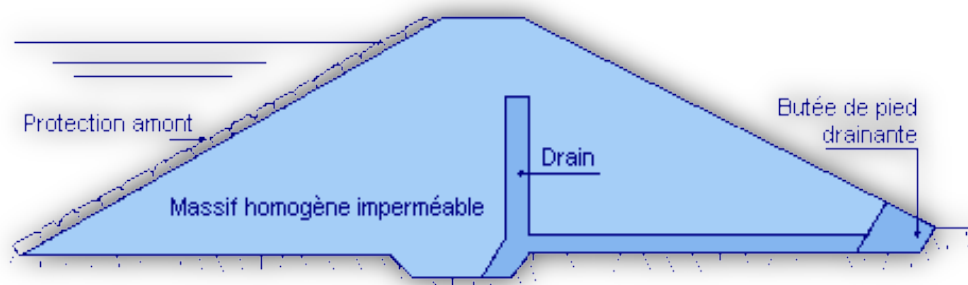


Fig. I.1. Barrage en terre homogène.

I.1.2. Barrages en terre à noyau étanche :

Dans le cas où la quantité des matériaux imperméables disponibles sur site est insuffisante pour réaliser tout le corps du barrage, on opte le plus souvent pour un ouvrage à zones avec un noyau en argile assurant l'étanchéité. Fig. I.2.

La stabilité du massif sera assurée par des zones perméables appelées recharges.

Ces recharges peuvent être au nombre variables et disposées différemment d'un barrage à un autre en fonction de la nature du matériau et des conditions spécifiques à chaque barrage.

Ce type de barrages présente toutefois l'inconvénient d'une mise en œuvre plus compliquée et onéreuse surtout si la vallée est étroite et où le travail mécanisé devient plus compliqué. Un autre inconvénient, est la nécessité de séparer par des filtres de transition les différentes zones.

Par contre, pour les ouvrages importants, les matériaux grossiers de recharges sont plus résistants que les matériaux argileux, on peut donc construire des talus plus raides et on contrôle mieux les écoulements dans le corps du barrage.

Notons que le noyau étanche peut être vertical ou incliné et parfois remplacé par un diaphragme en béton, en ciment ou bitumineux.

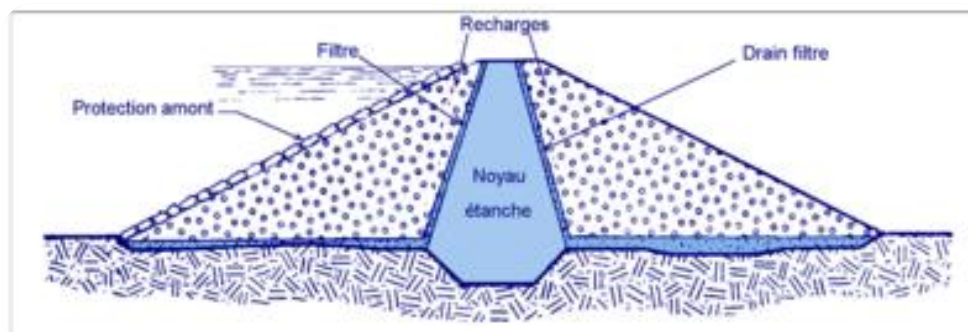


Fig. I .2. Barrage en Terre Hétérogène.

I.1.3. Barrages en terre à masque amont :

Les barrages en terre à masque sont des remblais perméables avec un écran imperméable appelé masque placé sur le parement amont. Fig I. 3.

Le corps du barrage est construit avec un matériau quelconque pour autant qu'il soit peu déformable et pouvant assurer la stabilité au glissement de l'ensemble de l'ouvrage.

Le masque qui assure l'étanchéité peut être en béton, en produits bitumineux ou en géomembrane. La présence de ce masque sur le parement amont présente un double avantage de pouvoir faire des réparations en cas de dégradation du masque et de permettre de faire des vidanges rapides sans risque de glissements.

Légende :

H : hauteur de barrage.

H_1 : hauteur d'eau.

n : pente amont.

m : pente aval.

B : base du barrage.

b : la crête

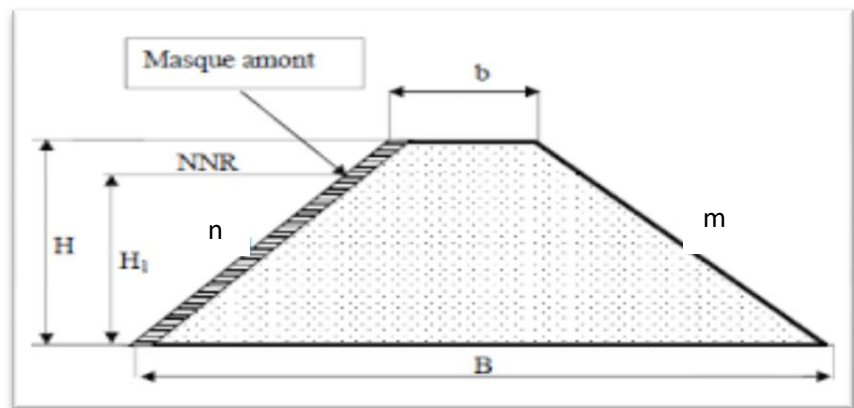


Fig I.3. Barrage à masque amont.

I.2. Drains :

I.2.1. Définition :

Il est important de chercher à connaître le type de drain : verticale ou horizontale, en effet, une cause fréquente de l'humidité d'un parement aval est le contournement d'un horizontal, du à une forte perméabilité horizontale du remblai, l'intérêt d'un drain verticale. s'il est poursuivi à une cote proche de celle du plan d'eau, est d'éviter ce type de problème. en France, les premiers drains verticaux ont été édifiié vers 1975-1980.

I.2.2. Rôle des drains :

Les drains dans les barrages en terre ont une multitude de fonctions très importantes.

- Interceptor les eaux d'infiltration et les évacuer à l'aval du barrage.
- Abaisser la ligne de saturation et éviter les résurgences sur le talus aval.

- Abaisser la ligne de saturation, pour garder une grande partie du remblai non saturé afin de conserver les caractéristiques géotechniques du matériau utilisé.
- La présence du drain dans un barrage en terre sert à minimiser le débit de fuite sur l'ouvrage.
- Il sert aussi à décompresser la fondation et donc à minimiser les pressions interstitielles.
- La présence du drain permet d'activer la consolidation du remblai.

I.2.3. Différents types de drainages et leur dimensionnement :

On rencontre plusieurs types de drainages qui diffèrent les uns des autres par leur formes constructives, leur emplacement dans le barrage et le rôle pour lequel ils ont été prévus.

I.2.3.1. Prisme de drainage :

Il est prévu lorsqu'il y a une présence d'eau à l'aval du barrage avec une variation du niveau, mais il nécessite pour sa construction un volume d'enrochement important ce qui rend son choix fonction de la disponibilité à proximité du site de l'ouvrage de zones d'emprunts où les enrochements sont disponibles en quantité suffisante et qualité acceptable (Fig I. 4.3.1).

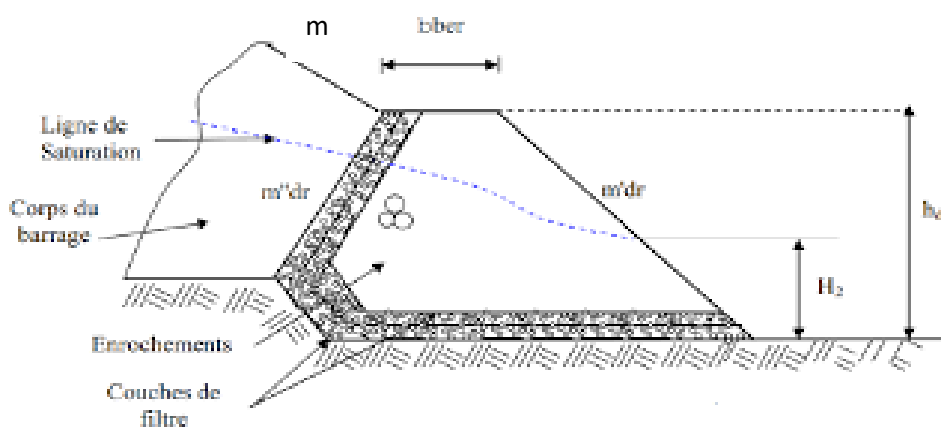


Fig. I.8. Prisme de Drainage.

Légende :

b_{ber} : largeur de la berme

dr : hauteur du prisme de drainage.

$m'dr$ et $m''dr$: pente des talus aval et amont du prisme de drainage

m : pente du talus aval du barrage.

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

I.2.3.2 Drainage de surface :

Ce type de drainage, est employé dans la construction de petites retenues collinaires. Il présente l'avantage de ne pas exiger de grandes quantités d'enrochement pour sa construction et d'être facilement réparable en cas d'avaries. Il présente l'inconvénient de ne pas influencer la ligne de saturation qui peut déboucher sur le talus aval du barrage (Fig. 1-2).

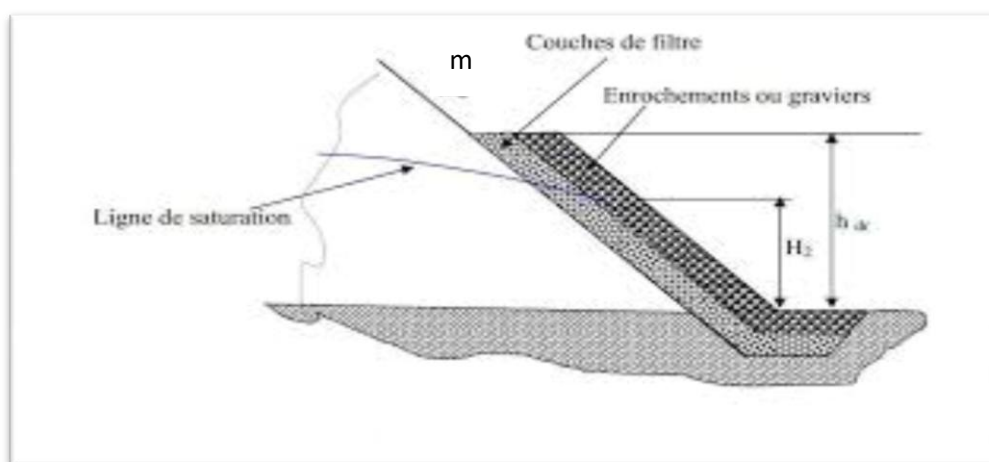


Fig. I.9 : Drainage de surface.

Légende:

m : Pente du talus aval du barrage.

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

h_{dr} :Hauteur du drain de surface.

I.2.3.3. Prisme de drainage avec drainage de surface :

C'est une variante qui associe les deux variantes précédentes. Il est employé dans les cas où l'étude hydrologique fait ressortir la possibilité d'une élévation exceptionnelle du niveau d'eau à l'aval et qui risque de dépasser la crête du prisme de drainage (Fig. I.10).

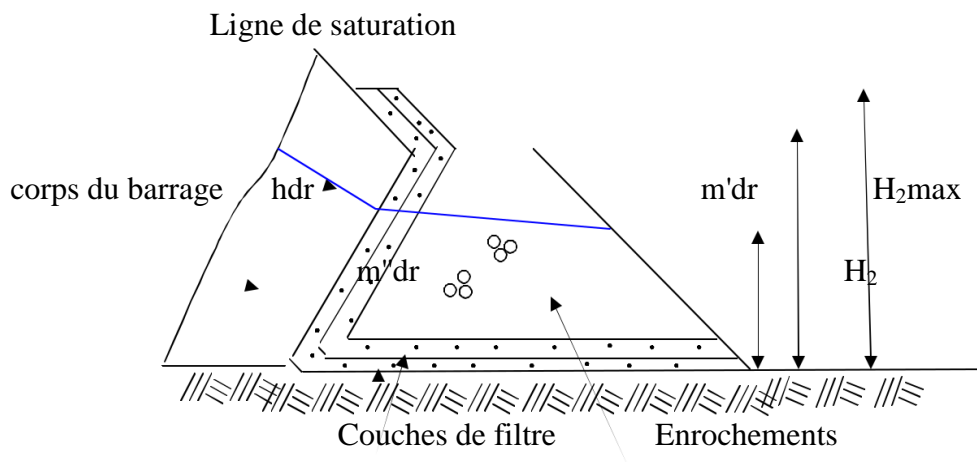


Fig. I.10 : Prisme de drainage avec drainage de surface.

Avec :

H_{2max} – hauteur d'eau aval exceptionnelle.

I.2.3.4 Drain Tapis Interne :

C'est une bande drainante disposée dans la partie aval du massif et au contact avec sa fondation. Ce type de drainage assure le drainage du massif et de sa fondation et il présente l'avantage de rabattre la ligne de saturation à l'intérieur du massif. Sa réalisation est très facile mais sa réparation en cas d'avaries est impossible (Fig. I.11).

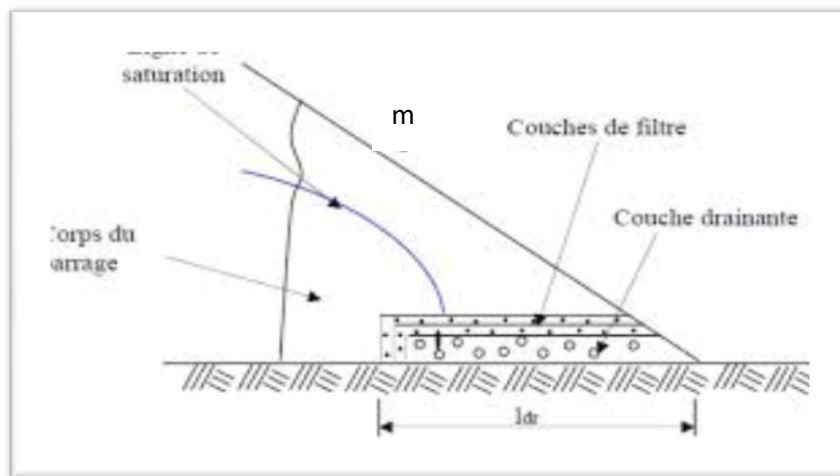


Fig I.11. Drain tapis interne

I.2.3.5. Prisme de drainage avec drain tapis interne :

Le plus souvent et pour des raisons de sécurité de l'ouvrage, on associe les deux variantes du prisme de drainage et du tapis interne. Ainsi le prisme de drainage est prolongé à l'intérieur du massif par un drain tapis interne. On rencontre deux variantes suivant que les fondations sont perméables ou non (Fig. I.12 et 13).

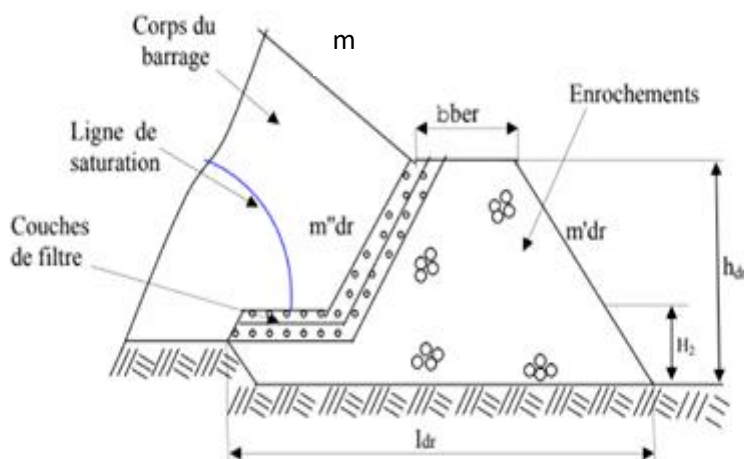


Fig. I.12. Prisme de drainage avec drain tapis interne.

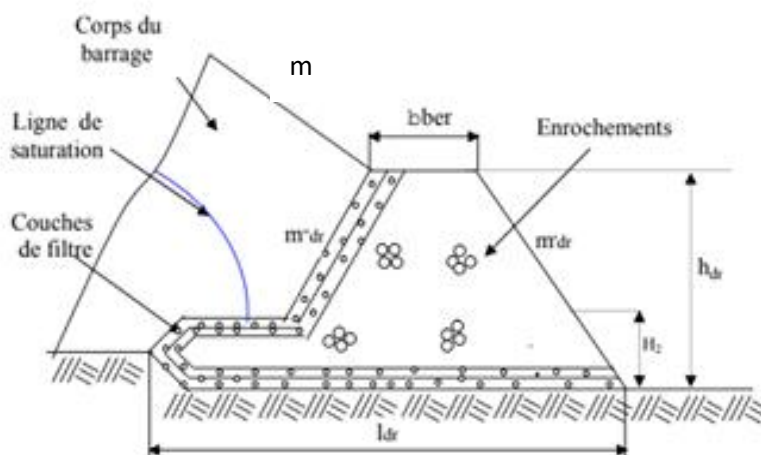


Fig. I.13. Prisme de drainage avec drain tapis interne sur fondations perméables.

I.2.3.6. Drainage a Bande :

C'est une variante du drain tapis interne mais la bande drainante n'est pas continue sur sa partie aval. Celle-ci est remplacée par des bandes discontinues (**Fig. I.14**).

Ce type de drainage est prévu quand la quantité des enrochements et graviers n'est pas suffisante et que la fondation est imperméable. La bande drainante peut être remplacée par des drains tuyaux.

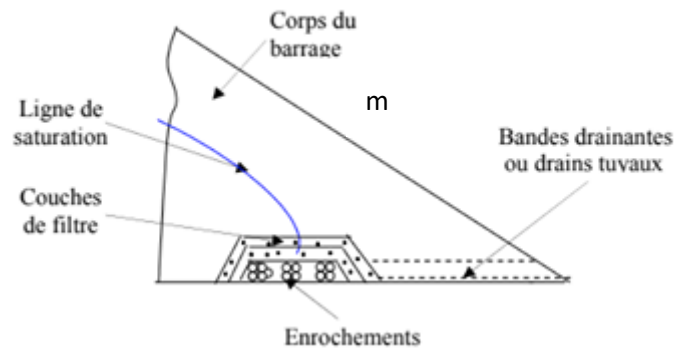


Fig .I.14 : Drainage à Bande

I.2.3.7. Drain Vertical :

Lorsqu'il y a de grands risques d'anisotropie, la seule solution valable est la projection d'un drainage vertical sous forme de bande d'enrochements ou de graviers protégée de part et d'autre par des filtres de transition (Fig. I.15).

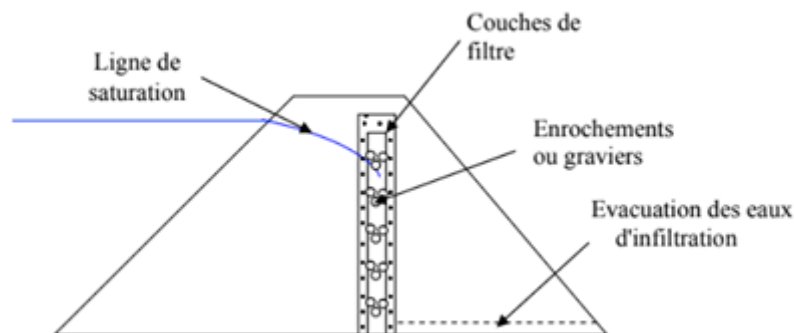


Fig. I.15 : Drain Vertical.

I.3. Risques de rupture des barrages :

Le risque « rupture de barrage » entre dans la catégorie des risques technologiques.

Les causes ainsi que les mécanismes en jeu lors d'une rupture sont variables en fonction des caractéristiques propres au barrage.

I.3.1. Causes de rupture des barrages :

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

I.3.1.1. Problèmes techniques :

Les problèmes techniques peuvent entraîner la rupture d'un ouvrage. Il peut s'agir d'un défaut de fonctionnement des vannes permettant l'évacuation des crues ou bien d'un vice de conception, de construction ou de matériaux. Le type de barrage, les matériaux utilisés, la nature des fondations ainsi que l'âge de l'ouvrage vont avoir une influence sur l'apparition de ces problèmes. Cependant, l'évolution des techniques de construction rend les barrages modernes beaucoup plus sûrs.

I.3.1.2. Causes naturelles :

Les causes naturelles peuvent également être à l'origine de rupture de barrage. Il en est ainsi des crues exceptionnelles, d'intensité supérieure à celle retenue pour le dimensionnement des ouvrages évacuateurs, appelée crue de projet. Le niveau de sécurité retenu est généralement compris entre la crue millénaire et la crue décennale. Les barrages en remblai ne supportent pas la submersion et sont donc plus vulnérables aux débordements. La phase de chantier pour les barrages en construction est une période sensible aux risques de crue, car les ouvrages d'évacuation ne sont pas encore opérationnels.

Les glissements de terrains, soit de l'ouvrage lui-même dans le cas de barrages en remblai, soit des terrains entourant la retenue sont également une cause de rupture. L'ouvrage peut être déstabilisé par un glissement (barrage de Malpasset, 1959) ou bien submergé par la vague engendrée par un glissement en amont de la retenue (barrage du Vajont, 1963). Enfin les séismes peuvent causer des dommages mineurs à ne pas négliger (déformations, tassements, fissures, etc.). Le risque sismique est systématiquement pris en compte lors de la conception des ouvrages, même s'il est peu élevé. Les ruptures de barrages dues aux séismes sont d'ailleurs très rares.

I.3.1.3. Causes humaines :

Les causes humaines peuvent enfin être à l'origine d'accidents : études préalables pas assez approfondies, contrôle d'exécution insuffisant, erreurs d'exploitation, défaut de surveillance et d'entretien ou encore actes de malveillance, sabotage, attentat, guerre (les barrages sont néanmoins protégés par la convention de Genève).

I.3.2. Types de rupture :

La rupture est liée à une évolution plus ou moins rapide d'une dégradation de l'ouvrage susceptible d'être détectée par la surveillance et l'auscultation. Les barrages en remblai peuvent être touchés par une rupture progressive, causée par un phénomène d'érosion externe ou interne. L'érosion externe est engendrée par des circulations d'eau sur la crête de l'ouvrage. Le phénomène peut durer quelques minutes à quelques heures selon la taille des matériaux, leur cohésion, le revêtement de la crête et la hauteur de l'eau qui s'écoule au-dessus du barrage. L'érosion interne correspond à l'entraînement des matériaux au sein du corps de l'ouvrage ou de sa fondation. Elle est provoquée par des percolations excessives à travers l'ouvrage. Le conduit de fuite s'agrandit par érosion jusqu'à provoquer l'effondrement de la structure.

I.3.2.1 Etat critique de la submersion (cas du barrage de Fergoug , Algérie).

La rupture du barrage Fergoug, montre que les premiers barrages ont connu des problèmes de conception du fait que les techniques de réalisations des barrages n'étaient pas alors maîtrisées.

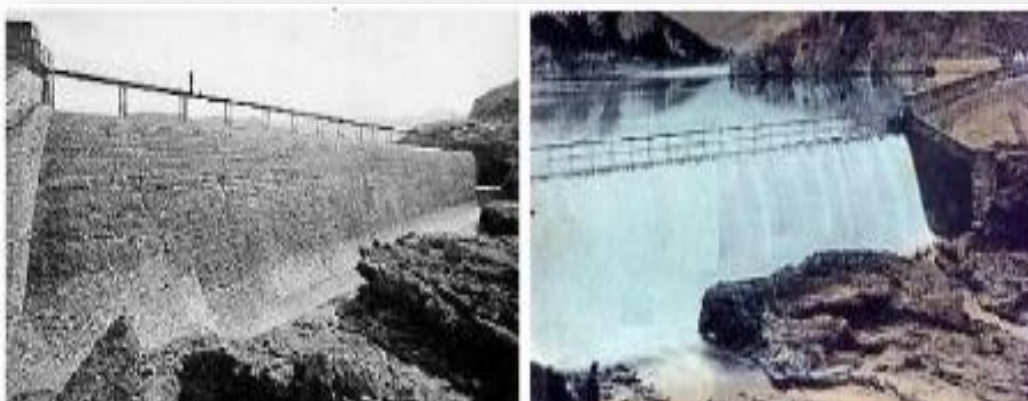


Fig. I. 6.Barrage Fergoug en 1907 avant la rupture et en déversement

I.3.2.2. Etat critique de l'érosion régressive (cas du barrage Teton aux états unis) :

Plusieurs accidents provoqués par l'érosion, parmi les exemples les plus connus sont à la rupture du barrage Téton. Le barrage de Teton est été situé sur la rivière de Teton, trois miles de nord-est de Newdale, Idaho (U.S.A). Il a été conçu pour fournir la commande d'inondation, la production d'électricité, et l'irrigation pour plus de 40.000 hectares de champs.



Fig. I. 7. Vue sur le barrage de Teton (USA) avant et après rupture

I.3.3 Les accidents les plus graves :

Entre 1959 et 1987, 30 accidents de rupture de barrages ont été recensés dans le monde, faisant 18000 victimes. Seuls les accidents ayant causé plus de 100 morts sont répertoriés dans Le tableau ci-dessous.

Tableau I. 1 Les accidents les plus graves de rupture des barrages [Ministère de l'écologie et du développement durable; les ruptures des barrages. - France, 2004].

Barrage	Pays	Date de rupture	Hauteur du barrage (m)	Volume de la retenue (hm ³)	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

Conclusion :

On peut dire que les filtres et les drains sont des organes indispensables pour le bon fonctionnement des barrages en terre mais leur efficacité est étroitement liée à leur dimensionnement et au choix de leur emplacement.

La stabilité des pentes dépend également entièrement de la position des drains.

Dans ce contexte, le prochain chapitre se concentrera sur les méthodes de calcul du débit et de la stabilité des barrages en terre.



CHAPITRE II :

Les Méthodes et les Outils

Numériques de Calcul.

Introduction :

Le développement des méthodes de calcul numérique sur ordinateur (méthode des différences finies et méthode des éléments finies) a permis de chercher des solutions beaucoup plus réalistes et générales, fondées sur un certain nombre de modèles rhéologiques et d'algorithmes de résolution des divers aspects du comportement des sols.

Ces modèles, reposant sur des approches élastiques non-linéaires ou sur des approches, élastoplastiques, permettent de décrire assez correctement le comportement des sols. Quant aux algorithmes de résolution, leur fiabilité et leur performance dépendent surtout de la méthode de calcul utilisée et des critères de convergence fixés.

Les deux logiciels 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).

II.2.1. Écoulement confiné:

Dans les problèmes d'écoulement confiné, la ligne supérieure d'infiltration est soumise à une pression supérieure à la pression atmosphérique, (**Figure. II.1A**). Des exemples de ce type sont les infiltrations d'eau sous barrages en béton, les déversoirs et les régulateurs, puits artésiens entrent également dans cette catégorie. La ligne supérieure infiltration coïncide avec la limite supérieure imperméable de l'aquifère artésienne.

II.2.2. Écoulement non confiné:

Dans les problèmes d'écoulement non confiné, la surface supérieure d'infiltration est soumise à la pression atmosphérique. La pression d'eau le long de cette surface est égale à zéro à tout moment et la charge totale à tout point égale la hauteur d'élévation de surface, (**Figure. II.1B**).

Des exemples de ce type de flux sont des systèmes d'écoulement naturel en aquifère, infiltrations à travers les barrages en terre, écoulement vers drains souterrains.

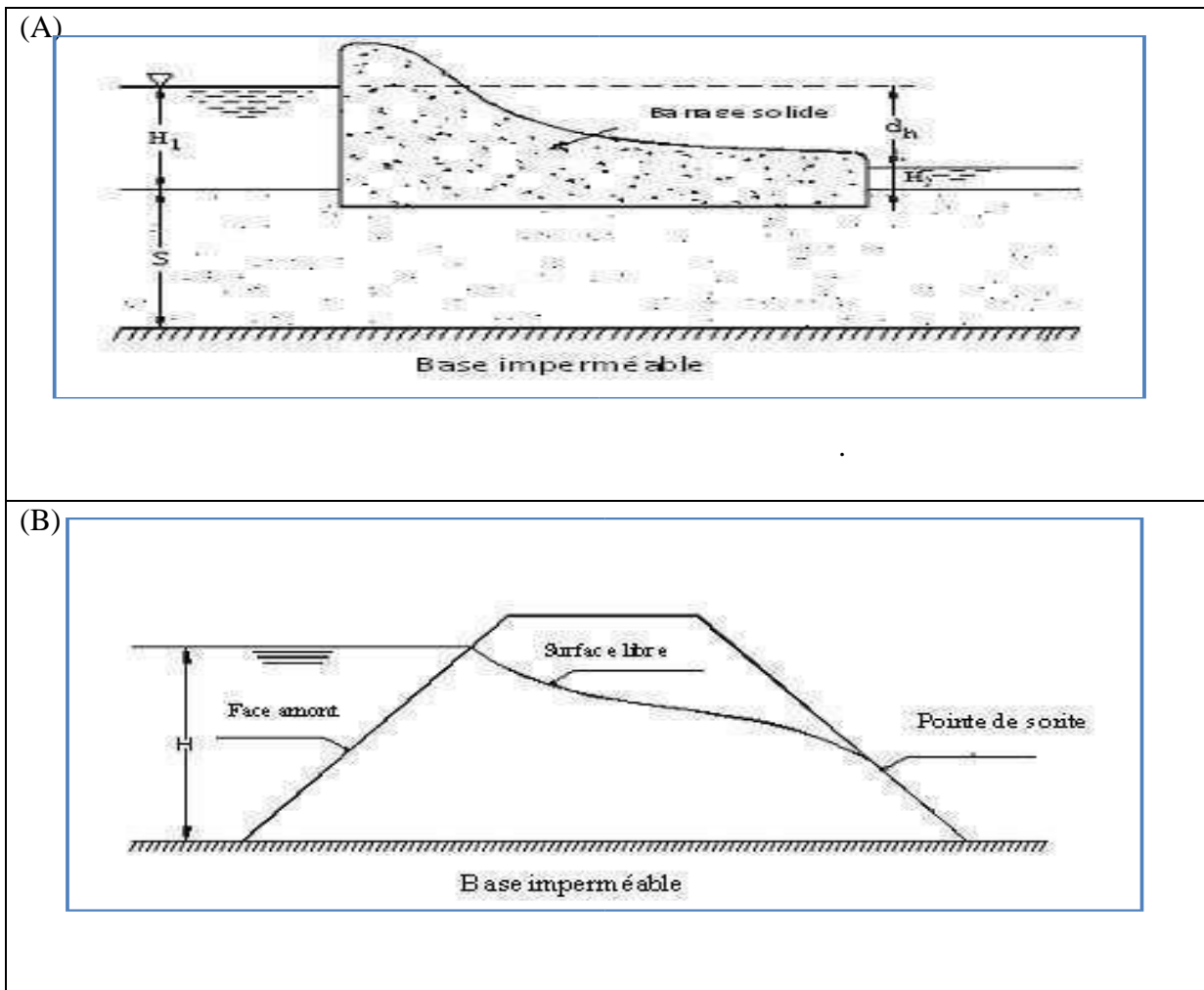


Fig. II.1 : Types d'infiltration (A) infiltration confiné, (B) infiltration non confiné.

II. 2 Pathologie liée à l'instabilité de l'ouvrage :

La stabilité ou son contraire, l'instabilité - est entendue ici au sens mécanique du terme. Un ouvrage instable mécaniquement se caractérise par l'apparition de désordres dans sa masse qui se traduisent, en surface, par des déformations géométriques décelables, au stade primaire, par l'auscultation topographique. On opposera cette instabilité mécanique «de masse» aux instabilités d'origine hydraulique (telles que les effets du renard) ou de surface (telles que le développement du ravinement superficiel) qui affectent plus ponctuellement la géométrie de l'ouvrage.

II. 2.1 Glissement des talus :

Le cas typique est l'apparition d'une ligne de glissement quasi circulaire dans le corps du remblai aux pentes de talus trop raides

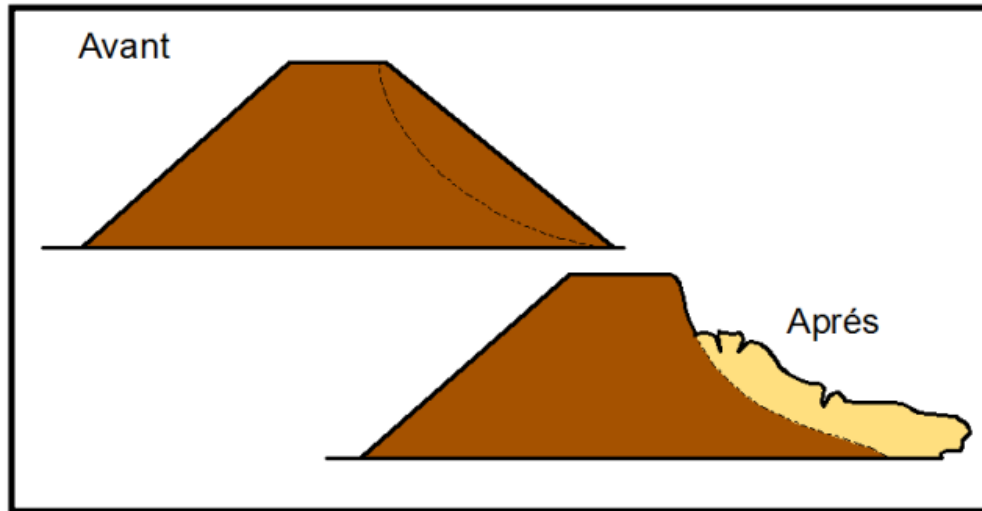


Fig. II. 2 : Le glissement circulaire d'un talus.

Ce mécanisme de glissement circulaire s'avère le plus fréquent dans les remblais homogènes ou aucune ligne privilégiée de rupture n'est déterminée par la structure interne du massif.

Le cercle de glissement recoupe parfois les terrains de fondation si les matériaux qui la constituent présentent des caractéristiques mécaniques particulièrement médiocres.

II. 2.2 Mécanisme de glissement :

Il existe deux mécanismes de glissement :

- Le glissement du talus côté aval, se produisant le plus souvent durant la crue ;
- Le glissement du talus côté fleuve, se produisant lors de la décrue.

II. 2.2.1 Glissement côté aval en situation de crue :

Ce mécanisme se produit lorsque trois facteurs sont réunis :

- Un profil de digue étroit avec pentes de talus fortes (pentes supérieures à 0,65) ;

- Une piézométrie élevée dans la digue liée à l'absence de drainage et/ou à la présence de couches hétérogènes ;
- Une faible compacité du remblai donnant de faibles caractéristiques mécaniques des matériaux du corps de digue, ou encore la présence d'une couche argileuse sous consolidée au niveau de la fondation.

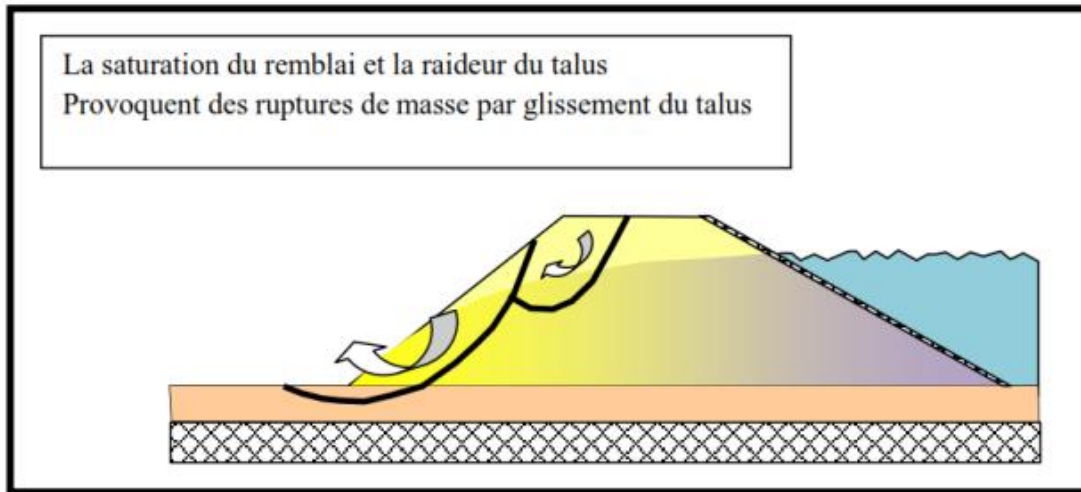


Fig. II. 3 : Mécanisme de glissement circulaire coté Aval en situation de crue.

II. 2.2.2 Glissement côté fleuve lors de la décrue :

Le mécanisme de rupture par glissement côté fleuve se produit lors de la décrue rapide du cours d'eau. Ce mécanisme, lié aux sous-pressions qui se développent pendant la période de crue, concerne surtout des talus de digues constitués de matériaux argileux, présentant des pentes raides ou des perrés trop étanches.

Ce mécanisme concerne particulièrement les digues à proximité de déversoirs équipés de remblais fusibles (remblai destiné à se rompre lorsque la hauteur d'eau l'atteint). En effet, la mise en fonction du déversoir s'accompagne de l'érosion rapide du remblai fusible. Le débit dérivé dans le déversoir croît, ce qui provoque une décrue dans le fleuve pouvant alors provoquer des glissements de talus côté fleuve.

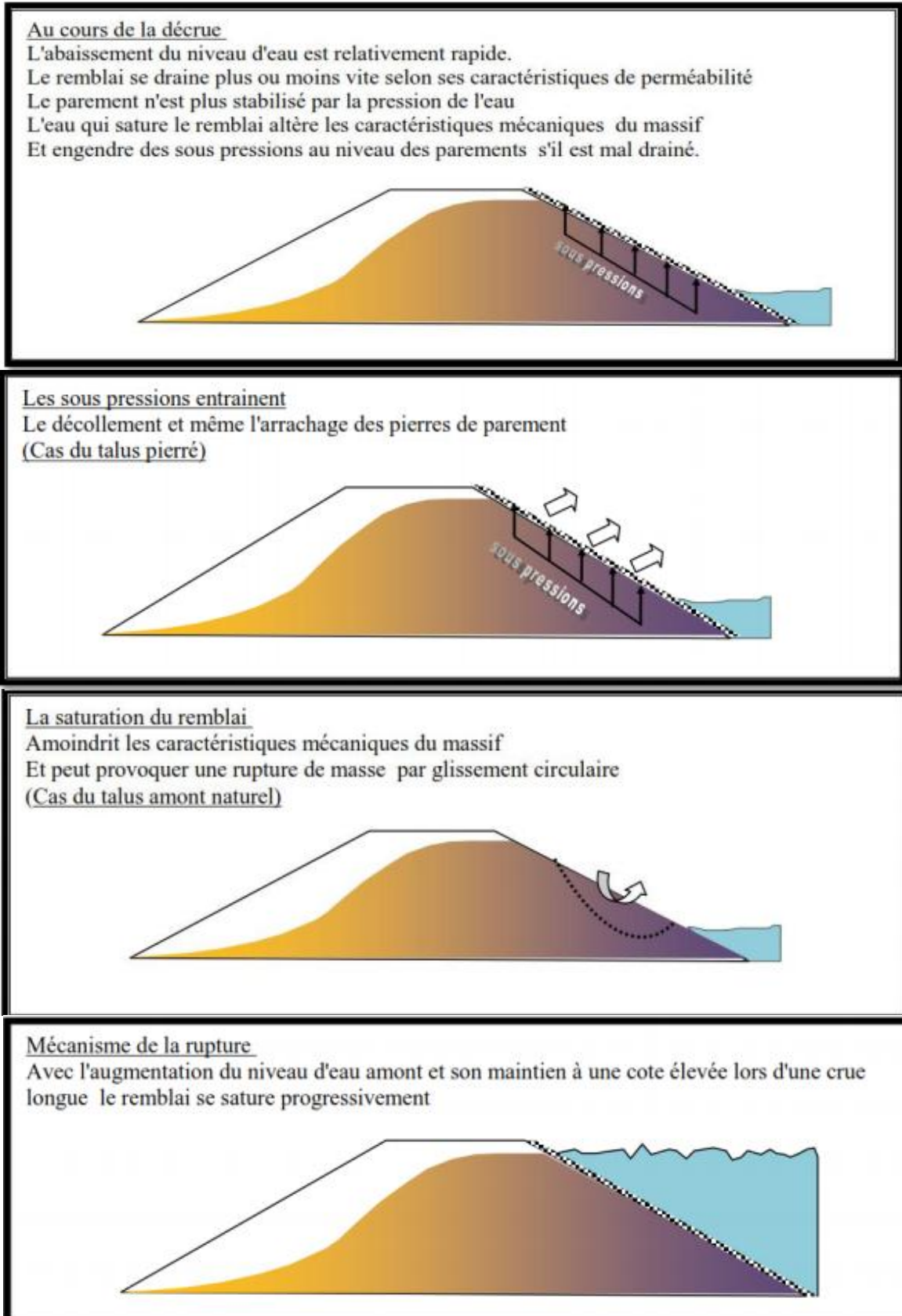


Fig. II. 4 : Mécanisme de glissement coté fleuve lors de la décrue.

II. 2.3 Causes du glissement :

Dans le but de remédier au problème posé par les glissements de terrain, il faut rechercher les origines et les principales causes provoquant ce phénomène de glissement de terrain dans les cas de talus naturels ou de talus en remblai artificiel.

L'apparitions de glissement de terrain est guidée par la topographie et par la géologie, en d'autre terme par l'environnement physique. Ils concernent non seulement les régions montagneuses et côtières, mais aussi les bassins à forte densité de vides souterrains et les sols argileux sensibles aux variations de teneur en eau sont très marqués par les variations climatiques, les secousses sismiques peuvent être les causes de glissement, les activités humaines peuvent induire également des glissements.

En général, les mouvements de terrain sont bien connus et ils surviennent lorsque la résistance des terrains est inférieure aux efforts moteurs engendrés par la gravité et l'eau souterraine ou par les travaux. Leur dynamique répond naturellement aux lois de la mécanique. Dans la pratique, les choses sont très complexes, du fait des incertitudes sur :

- Les conditions initiales ;
- Les propriétés mécaniques des terrains ;
- Les conditions hydrauliques ;

II. 2.3.1 Nature et géologie du terrain :

La nature des matériaux constituant le talus peut constituer un élément principal d'appréciation de la capacité à résister au glissement particulièrement les argiles qui présentent des propriétés très défavorables (imperméable, gonflables, fragiles, réactives à certains agent chimiques). Ainsi le cadre de la géologie du terrain, les éléments en liaison avec la stabilité au glissement, doivent être soigneusement identifiés.

II. 2.3.2 Actions de l'eau :

L'eau a une grande influence sur l'équilibre du terrain qu'elle traverse qu'elle soit superficielle ou souterraine. Elle peut engendrer de grands désordres dans les ouvrages construits par l'homme. Les eaux de surface par leur ruissellement lent ou rapide provoquent des érosions dont l'étendue est parfois dramatique pour l'équilibre des sols. Pour les barrages en terre, ce problème peut être ressenti de deux manières soit par envasement de la retenue si le bassin versant est sujet à de fortes érosion, soit par érosion des talus de la digue surtout l'aval s'il est mal protégé.

La présence de l'eau au repos ou en mouvement dans un terrain se traduit par la modification de ses caractéristiques mécaniques et de l'apparition des pressions interstitielles. Ainsi pour apprécier la stabilité au glissement il est très important de déterminer la ligne de saturation et il est nécessaire de faire les calculs avec les caractéristiques mécaniques du matériau correspondant tout en tenant compte des pressions interstitielles.

II. 2.3.3 Actions mécaniques extérieures :

Par actions mécaniques extérieures on désigne tout changement de l'état d'équilibre par suppression de support ou rajout de surcharge sur le talus. Ce chargement peut se faire par un événement naturel tel que l'érosion par l'eau ou par le vent ou encore par les séismes ou les volcans. Mais il peut être la conséquence directe de travaux effectués par l'homme, tel que la construction sur les talus ou le soutirage de matériaux à son pied.

II. 3 Etude des infiltrations dans un barrage en terre :

Une des étapes préliminaires aux calculs de stabilité consiste à déterminer le réseau d'écoulement à long terme à travers le corps de la digue. La retenue est supposée pleine et le régime permanent. Les infiltrations dans les barrages en terre doivent être abordées sous trois angles différents où on devait aboutir à :

- La ligne de saturation du massif du barrage, qui est en pratique confondue avec la ligne le long de laquelle la pression hydrostatique de l'eau au sein du massif est nulle. Cette dernière est appelée ligne phréatique et représente le niveau de la surface libre dans le corps du barrage. La bonne connaissance de cette ligne est capitale pour pouvoir effectuer les calculs de stabilité de la digue.

- La pression de l'eau interstitielle dans le massif, qui peut être déterminée à partir d'un réseau de lignes équipotentielles, c'est-à-dire de lignes reliant les points d'égal potentiel hydraulique

au sein du barrage et des fondations. Une augmentation de cette pression peut être dangereuse pour la stabilité, elle peut être notamment la cause d'apparition du phénomène de renards.

- Le débit de fuite dû aux infiltrations, qui peut s'obtenir à partir du réseau de lignes de courant. Ces lignes de courant représentent théoriquement la trajectoire de l'eau à travers le barrage. Si ce débit est trop important, le barrage ne fait pas son office, il faut alors augmenter la taille des parties imperméables du corps de digue.

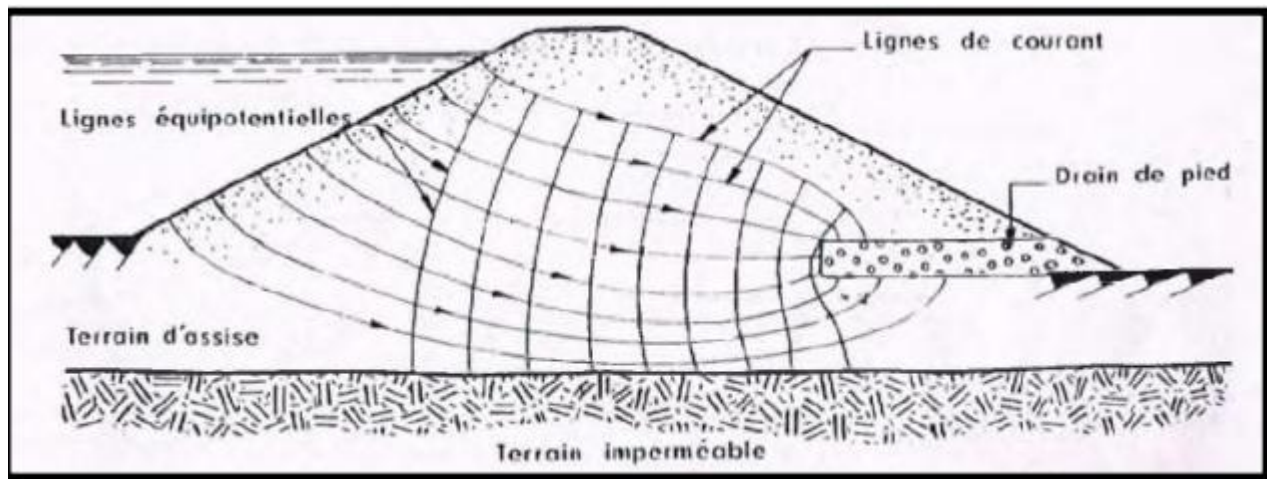


Fig. II. 5 : Trajectoire de l'eau à travers le barrage

L'étude de l'infiltration peut aussi se faire par calcul numérique sur ordinateur, par analogie électrique, ou par une méthode simplifiée basée sur approximations et des propriétés graphiques du réseau d'écoulement :

- **Méthodes graphiques :** méthodes simplifiées telles que la méthode de Kozeny qui utilise des approximations et des propriétés graphiques du réseau d'écoulement).
- **Méthodes analogiques :** méthodes électriques et magnétiques (pour des cas simples).
- **Méthodes de simulation numérique,** (outil mathématique qui peut s'adapter avec des cas complexes).

II.3.1 Equation de la ligne de saturation :

On parle d'une ligne de saturation dans une coupe transversale car dans la réalité c'est une surface suivant laquelle la pression est égale à la pression atmosphérique. La méthode pour tracer 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 trois paramètres que nous avons cités, 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 .

- 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 d'uniquement à la côte de ce point.
- Les équipotentielles sont perpendiculaires aux lignes de courant.

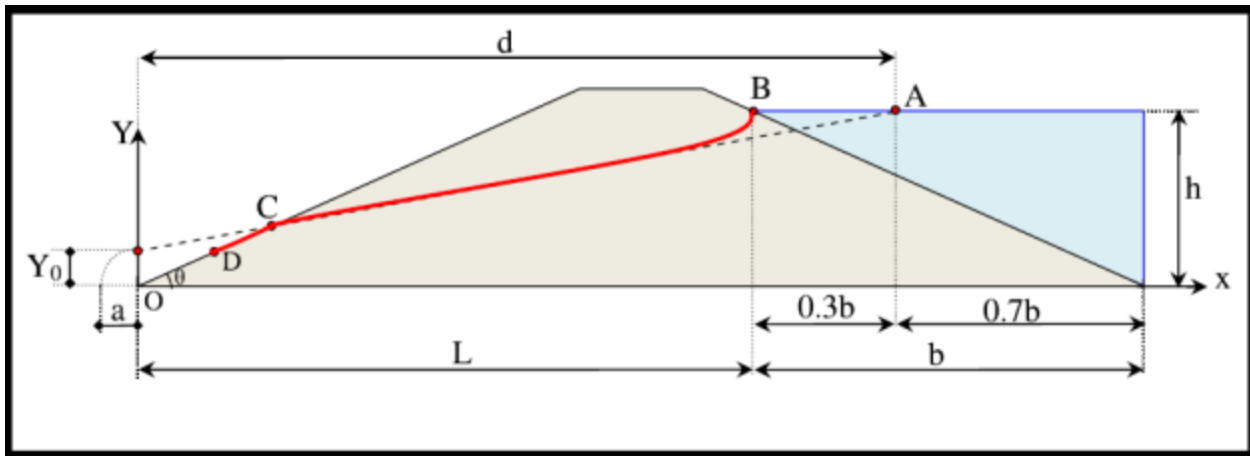


Fig. II. 6 : Trace de la ligne de saturation dans le cas d'un barrage homogène.

NB : « a » représente la distance entre l'origine de la parabole 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 parabole d'axe horizontal dont le foyer « O » est situé au pied du parement aval du barrage. L'équation de cette parabole s'écrit :

Avec : $Y^2 - Y_0^2 - 2XY_0 = 0$; $Y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$

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

La parabole coupe le plan d'eau amont en un point A situé à une distance horizontale de ce parement $AB = 0,3 b$ Pour obtenir la ligne de saturation à partir de la parabole de Kozeny, on

raccorde celle-ci au point « B » du plan d'eau amont par une courbe normale au parement amont en « B » et tangente à la parabole.

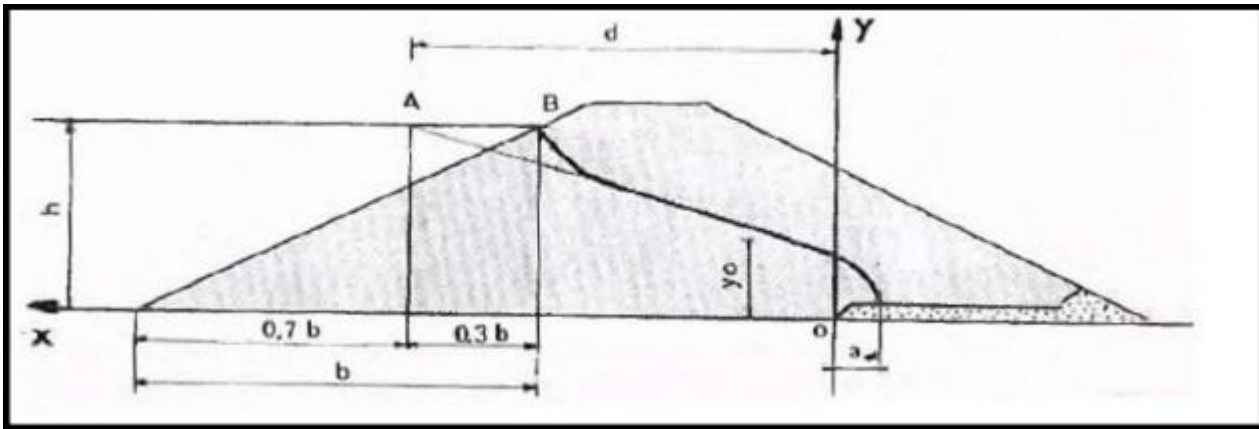
En aval on fait aboutir la ligne de saturation en un point «D» sensiblement situé au (2/3 de OC), théoriquement tel que :

$$DC \cdot OC = 3 \cdot 8 \cos^2 \theta$$

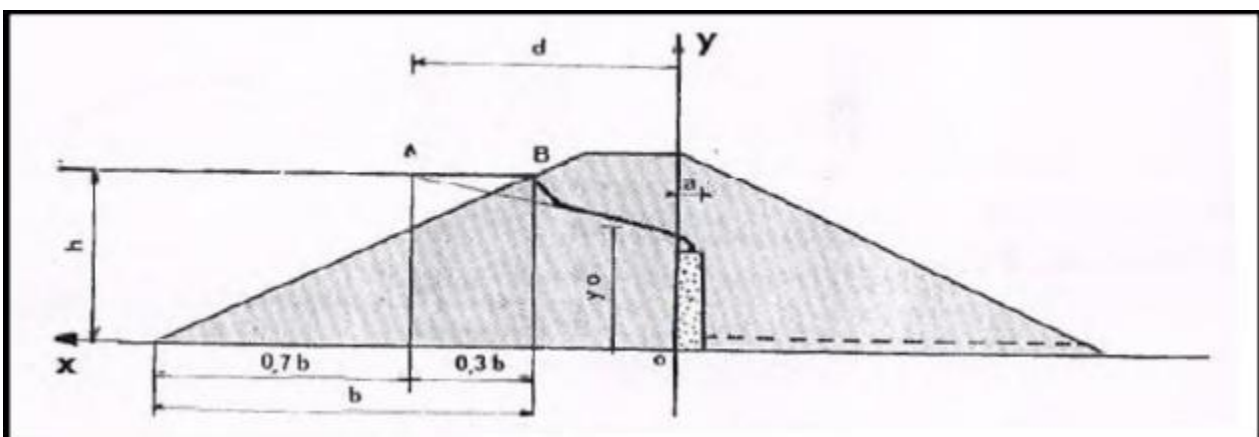
θ : l'angle aval

On peut aussi trouver D avec la relation suivante :

$$OD = \sqrt{h^2 - d^2} - \sqrt{d^2 + h^2 \cos 2\theta}$$



a) Cas d'un drain horizontal.



a) Cas d'un drain vertical

Fig. II. 7 : Tracé de la ligne de saturation d'un barrage à drain.

II.4 Calcul de stabilité :

II .4.1 Stabilité des talus :

Malgré les progrès significatifs qui ont été réalisés dans l'évaluation de la stabilité des pentes, pour les petits remblais en terre, coût d'ingénierie, Les explorations et les tests de laboratoire des différentes étapes des études représentent un pourcentage excédentaire du coût total du projet. Par conséquent, la pratique actuelle, il se compose principalement de la conception des pentes et des caractéristiques de ce type de barrage utilisant des méthodes analytiques réduisant notamment les méthodes d'équilibre.

La variation de glissement des terrains se manifestant subitement peut à tout moment affecter les ouvrages de façon irrémédiable.

La rupture prend vaguement une forme circulaire ou bien au contraire, ne peut présenter aucune forme géométrique particulière.

La cause génératrice d'un glissement est l'action hydrodynamique de l'eau souterraine.

Pour le calcul de stabilité, il existe plusieurs méthodes telles que : méthode de **Fellenius** , **Bishop** et **Taylor**. Pour notre cas , on optera pour la méthode de **Fellenius**.

La méthode de Fellenius donne une précision suffisante et acceptable et elle est facile à utiliser.

II.4.2 Notion du 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 (F_s) est par définition donné par l'expression suivante :

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

$F_s > 1$; Il n'y pas une rupture.

$F_s < 1$; Il y a une rupture.

$F_s = 1$; Il y a un équilibre limite.

L'analyse de stabilité consiste alors à rechercher la surface de rupture la plus défavorable, c'est-à-dire, dont le coefficient de sécurité est le plus faible.

Généralement, un coefficient de sécurité varie de 1.0 à 1.5 est souhaité suivant les cas d'étude défavorables.

II.4.2 Méthode globale :

Cette méthode est illustrée par les méthodes de Biarez, Caquot et Taylor, leur utilisation en pratique se limite à des cas simples de talus sensiblement homogène et sans présence de nappe phréatique. Le principe de cette méthode consiste à faire l'inventaire des forces s'appliquant sur une zone délimitée par la géométrie du massif et la ligne de glissement et établir les conditions d'équilibre de la masse en calculant le coefficient de sécurité.

II.4.3 Méthode des tranches :

La méthode des tranches est dite méthode Suédoise. Elle a été étudiée par Petterson et développée par Fellenius, Bishop et Nonveiller.

Son principe est basé sur la division de la masse délimitée par la géométrie et la ligne de glissement probable en tranches verticales pour lesquelles on écrit l'équation d'équilibre séparément et aboutir à la fin aux équations de la masse en totalité.

Dans la pratique des études de constructions de barrage en terre il est d'usage d'utiliser la méthode de Fellenius car elle donne une précision suffisante et acceptable et elle est facile à utiliser surtout. Avec le développement de l'outil informatique on a tendance à préférer la méthode de Bishop.

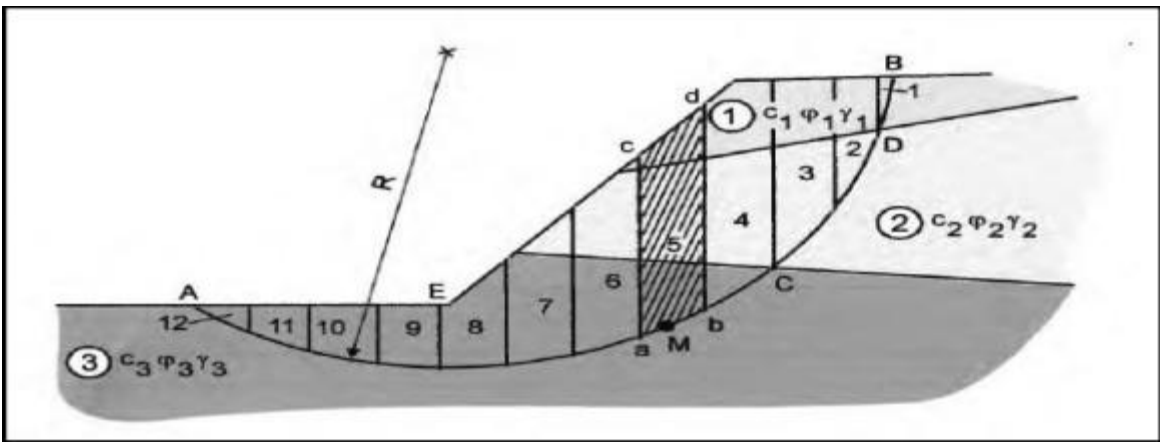


Fig. II. 8 : La masse du talus découpé en tranches.

II.4.3.1 Méthode de Fellenius :

On étudie la stabilité d'une portion de massif d'épaisseur unitaire de rive à rive et limitée par un cercle dont on fixe, a priori, le centre et le rayon. En réalité, on effectue le calcul pour plusieurs cercles de rupture potentielle de façon à déterminer le cercle de moindre résistance. Au début de la rupture, le mouvement peut être assimilé à une rotation autour du centre du cercle de glissement.

Le volume en mouvement est découpé en tranches verticales. Dans la méthode de Fellenius, on suppose que les forces de « contact » inter-tranches ont une résultante nulle pour chacune des tranches.

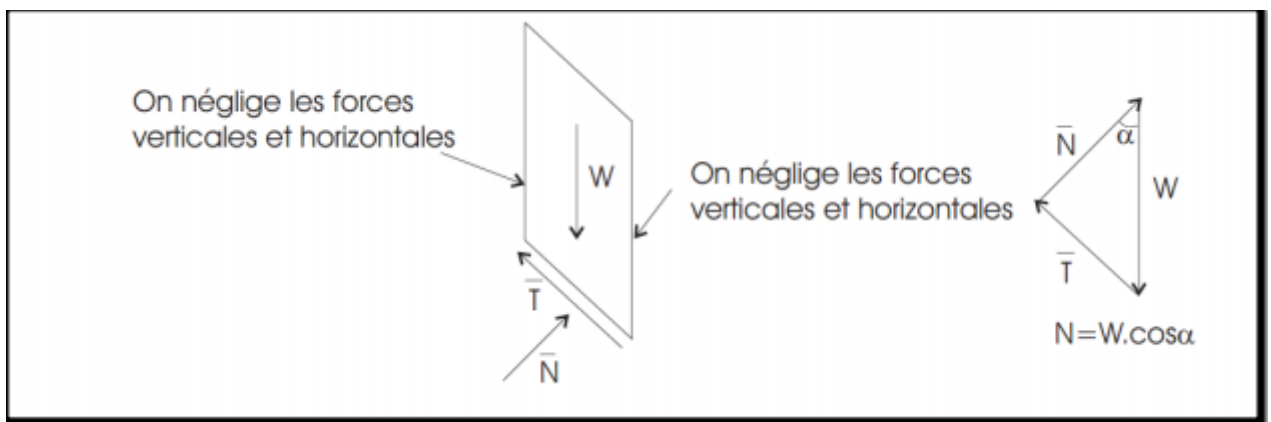


Fig. II. 9 : Force appliquées sur une tranche dans la méthode de Fellenius.

Pour chaque tranche verticale, on détermine alors les efforts suivants :

- le poids W_i de la tranche ;
- la composante motrice du poids soit $T_i = W_i \sin(\alpha_i)$ où α_i est l'inclinaison locale de la surface de rupture avec l'horizontale ;
- la composante normale du poids sur la surface de glissement soit $N_i = W_i \cos(\alpha_i)$
- la résultante des forces de pressions interstitielles sur la base de la tranche. Si U_i est la pression et b_i l'épaisseur horizontale de la tranche, la résultante des forces de pression est :

$$P_i = \frac{U_i \cdot b_i}{\cos(\alpha_i)}$$

- la contribution de la cohésion C_i à l'effort résistant :

$$c_i = \frac{C \cdot b_i}{\cos(\alpha_i)}$$

- la contribution du terme de frottement à la résistance :

$$(N_i - P_i) \tan \varphi$$

Finalement, le coefficient de sécurité pour un cercle de glissement donné vaut :

$$F_s = \frac{\sum \frac{C \cdot b_i}{\cos(\alpha_i)} + (N_i - P_i) \tan \varphi}{\sum W_i \cdot \sin(\alpha_i)}$$

II.4.3.2 Méthode de Bishop simplifiée :

Dans la méthode simplifiée de Bishop, les forces sur les côtés de la tranche sont supposés être horizontale (c'est-à-dire, il n'y a pas de cisaillement entre les tranches). Les forces sont résumées dans le sens vertical pour satisfaire l'équilibre dans cette direction et d'obtenir une expression de la contrainte normale sur la base de chaque tranche. Se référant à la tranche illustrée dans la figure suivante et on détermine les forces verticales, l'équation de l'équilibre suivante peut être écrite pour les forces dans le sens vertical :

$$N \cdot \cos \alpha + T \cdot \sin \alpha - W = 0$$

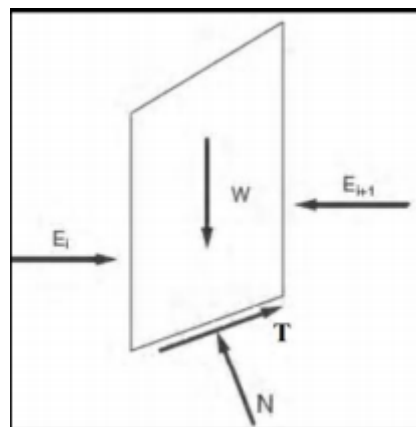


Fig. II.10 : Représentation des forces sur une tranche, méthode de Bishop.

Pour en établir les formules générales, nous utiliserons les notations suivantes :

W : Poids de la tranche.

u : Pression interstitielle au niveau de la surface de glissement.

F_s : Coefficient de sécurité.

b : Largeur de la tranche.

C' : Cohésion effective le long de ab .

φ' : Angle de frottement interne effectif du sol le long de ab .

L'expression finale du coefficient de sécurité de la méthode de bishop simplifiée s'écrit comme

suite :

$$F_s = \frac{1}{\sum W \sin \alpha} \sum m \left[\frac{C' \cdot b (W - u \cdot b) \tan \varphi'}{\cos \alpha + \sin \alpha \tan \varphi' F} \right]$$

Dans ce cas tous les termes sont connus et F_s est calculé par itérations successives. On prend pour première valeur F_0 , le coefficient de sécurité obtenu par la méthode de Fellenius.

II.4.4 Coefficient de sécurité admissible :

Une fois le coefficient de sécurité déterminé, il s'agit de conclure si l'ouvrage serait stable ou non. Pour cela, il est nécessaire de comparer le coefficient critique à un coefficient dit admissible. Ce coefficient de sécurité est fixé d'après l'expérience et il varie selon que l'on se trouve dans le cas de sollicitation normale ou exceptionnelle.

Tableau II. 2. : Valeurs du coefficient de stabilité admissible [Messaid Belkacem 2009].

Combinaison des Forces Appliquées	Valeur du Coefficient Admissible
Conditions Normales	1.3 à 1.5
Conditions Exceptionnelles	1.05 à 1.10

II.5 : Présentation du Logiciel :

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

Il comporte huit modules à savoir SLOPE/W, SEEP/W, SIGMA/W, QUAKE/W, TEMP/W, C²RAN/W, AIR/W et VADOSE/W, comme schématisé sur la **figure II.5.1**. ci-dessous :









	SLOPE/W™	Slope stability analysis.
	SEEP/W™	Groundwater seepage analysis.
	SIGMA/W™	Stress-deformation analysis.
	QUAKE/W™	Dynamic earthquake analysis.
	TEMP/W™	Thermal analysis.
	CTRAN/W™	Contaminant transport analysis.
	AIR/W™	Air flow analysis.
	VADOSE/W™	Vadose zone and soil cover analysis.

Fig. II.12: Les modules du logiciel **Géostudio 2012**.

II.5.1 : Objectif des principaux modules :

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

II.5.2 : 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 :

➤ **DEFINE:**

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.

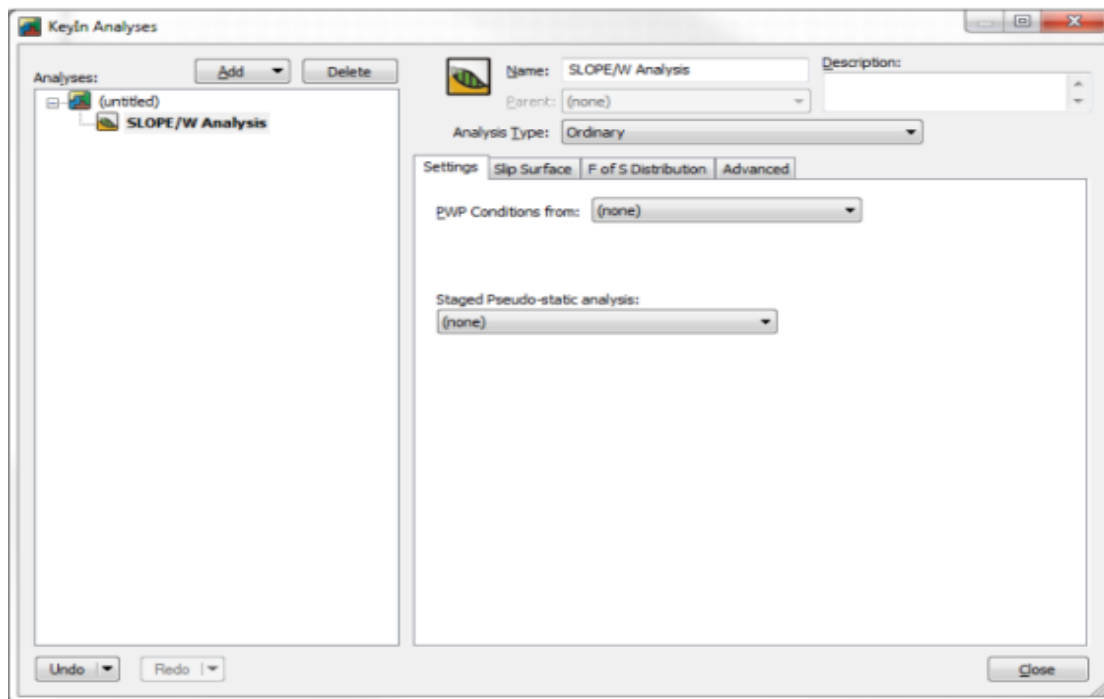


Fig. II. 13: Fenêtre d’analyse du module SLOPE/W.

➤ **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.

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.

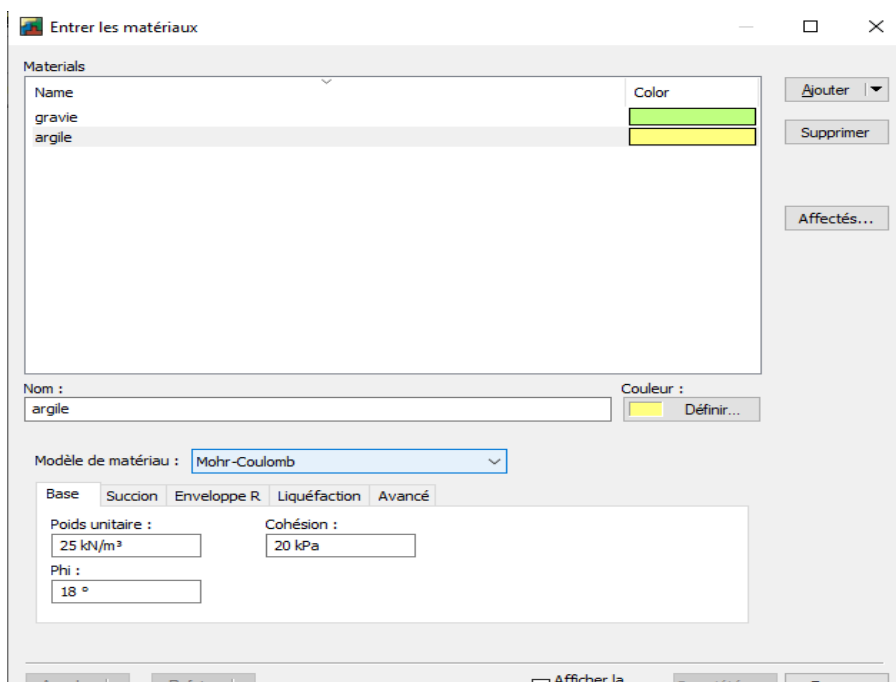


Fig. II. 14: Introduction des propriétés des matériaux.

➤ **DRAW :**

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

➤ **Modify :**

Cette instruction permet aux utilisateurs de 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 a 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 ;

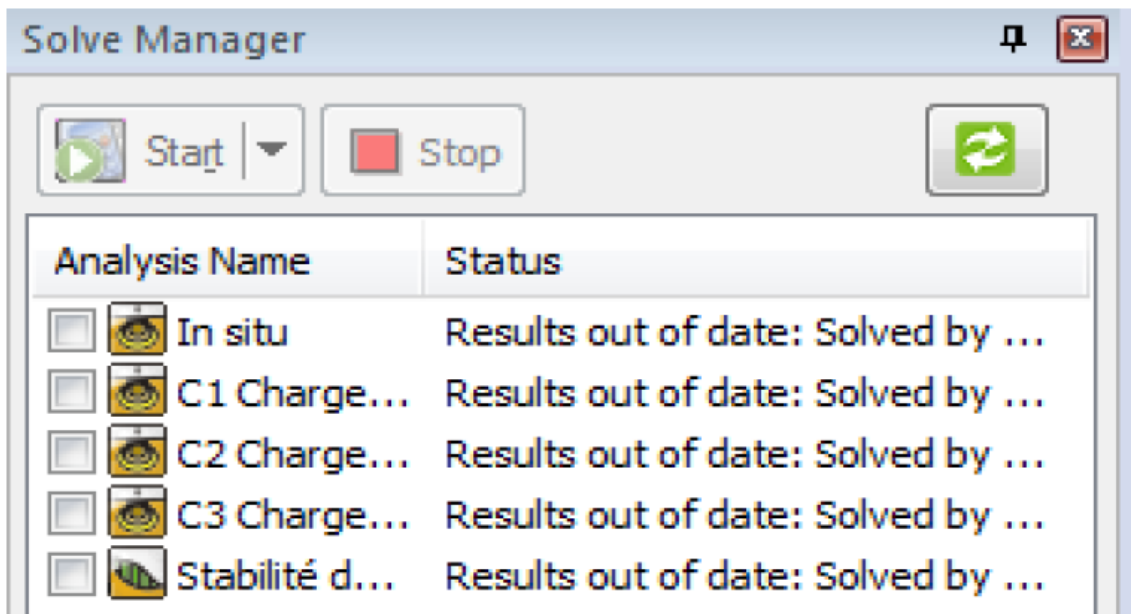


Fig. II. 15 : Fenêtre du gestionnaire des solutions.

II.5.3 : Module d'analyse d'infiltration des eaux souterraines SEEP/W .



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.

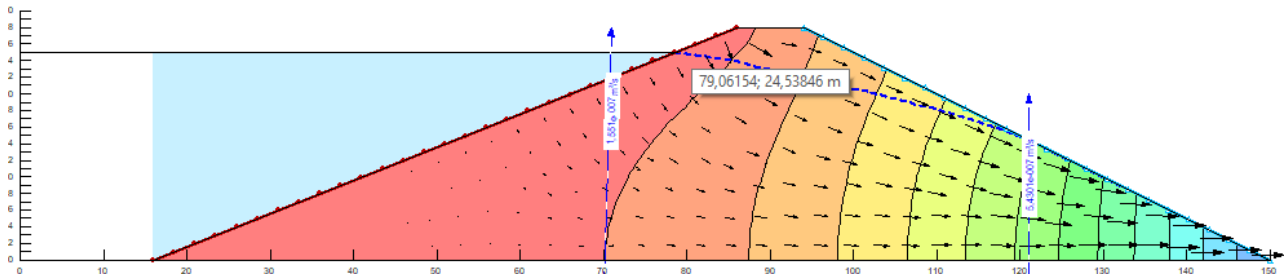


Fig. II. 16 : Tracé des équipotentielles sans drain.

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.

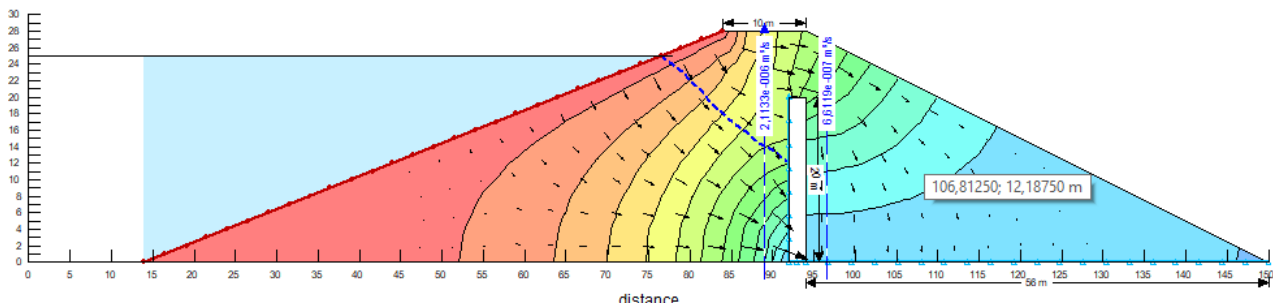


Fig. II. 17 : Distribution de la pression interstitielle après les drains.

II.5.4 : 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.

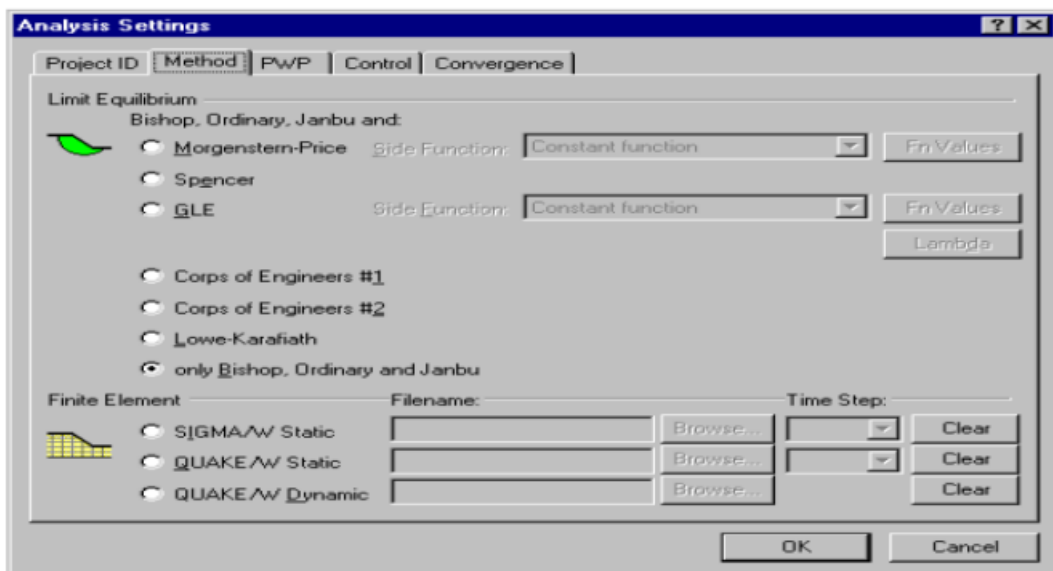


Fig. II. 18 : Choix de la méthode d'analyse.

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 New mark.

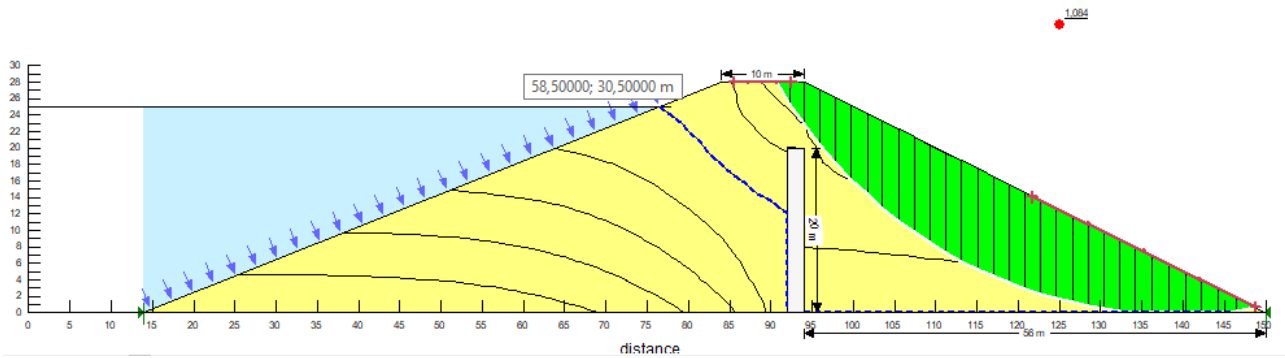


Fig. II. 19 : Visualisation des résultats de calcul de la stabilité

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

II.5.4.1. Modèle de Mohr-Coulomb :


Le modèle de Mohr-Coulomb utilisé dans Plaxis est un modèle de comportement simple et robuste. Il peut être considéré comme une approximation au premier ordre du comportement réel d'un sol. Le modèle de Mohr-Coulomb constitue une approche acceptable pour analyser la rupture des sols dans les problèmes de fondation, stabilité de pentes, de tunnel et de soutènement.

Le modèle de Mohr-Coulomb nécessite cinq paramètres fondamentaux :

- * Deux paramètres élastiques : le module d'Young E et le coefficient de Poisson ν ;
- * Deux paramètres relatifs aux conditions à la rupture : la cohésion c et l'angle de frottement ϕ ;
- * Un paramètre relatif à la règle d'écoulement plastique, l'angle de dilatance ψ .

Conclusion :

Dans ce chapitre on a fait une vous avez présenté les différents types de glissements et leurs causes et les méthodes de calcul de la stabilité des talus, et présentation générale le progiciel **Géo-Studio** qui comprend le code **SLOPE/W** et **SEEP/W**. Le premier est Permet de calculer les infiltrations des eaux (par la méthode des éléments finis). Et le dernier permet de calculer le coefficient de sécurité d'un talus naturel ou artificiel par les méthodes d'analyses classiques. Dans ce contexte, le chapitre suivant se concentrera sur l'application du code **SLOPE / W** et **SEEP/ W** sur l'étude de la stabilité et l'infiltration à différent pente avec des changements de positions de drain vertical.



Chapitre III :
Applications et
Résultats

Introduction :

Ce chapitre présente les résultats des simulations numériques réalisées à l'aide du logiciel Géo-studio 2012 (**SEEP/W** et **SLOPE/W**) et leur discussion, et il est composé de deux parties principales. Dans la première partie, des tableaux et des graphes illustrant les résultats obtenus lors des simulations sur un barrage en terre avec drain cheminée sur une assise imperméable, dans la deuxième partie je présente une comparaison entre les résultats obtenus numériquement et celle obtenus par d'autres auteurs. L'objectif est de choisir la position et la hauteur du drain cheminée la plus efficace dans une digue homogène sur une base imperméable pour avoir un barrage stable.

III .1. RESULTATS DES CALCULS ET INTERPRETATIONS

III .1.1. Modèle de Calcul :

L'expérimentation numérique est réalisée sur un barrage en terre homogène avec un drain cheminée et tapis horizontal sur une base imperméable, tels que

- H_m : 28 m (constante).
- B : largeur de la base du barrage (variable).
- b_c : (7, 8, 9, 10) (variable).
- $1/n$ et $1/m$ (variable).
- H_e : 25 m (constante).
- $K : 10^{-07}$
- $Kh/kv : 1$

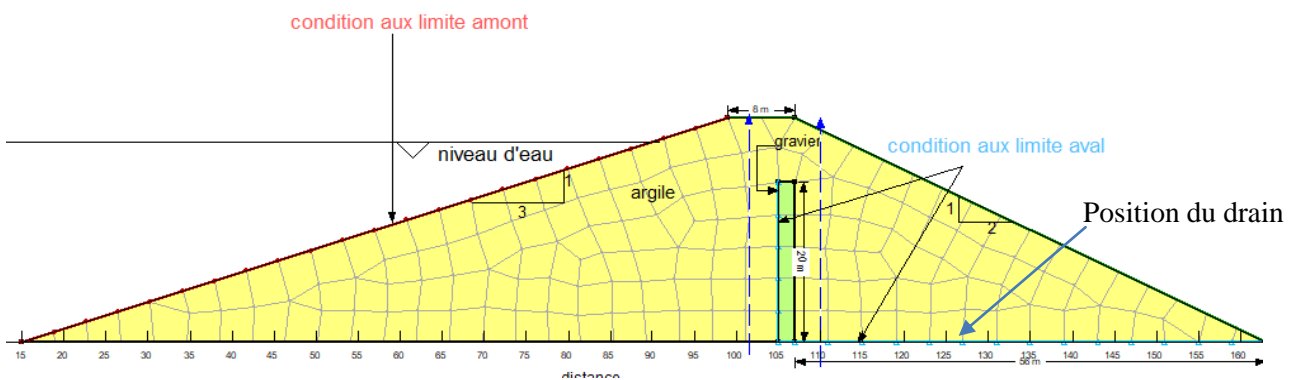


Fig.III.1 : les conditions aux limites hydrauliques.

III.2. Effet de la hauteur du drain sur la stabilité et le débit d’infiltration :

Le premier modèle (fig. III.1) est un barrage en terre homogène sur une base imperméable, la largeur de la crête $bc = 8 \text{ m}$, la largeur de la base $B=134 \text{ m}$, d’une hauteur $H=28 \text{ m}$, une pente amont $n=2,5$, d’une pente aval $m=2.0$ et la position du drain vertical $b_d=56 \text{ m}$.

Tableau III.1 : Résultats de simulation de débit d’infiltration et coefficient de sécurité (h_d variable et b_d constant).

Pente	n =2.5	
h_d (m)	Q (m ³ /s)	Fs
10	2,47E-06	1,09
15	2,45E-06	1,09
20	2,38E-06	1,085
25	2,21E-06	1,072

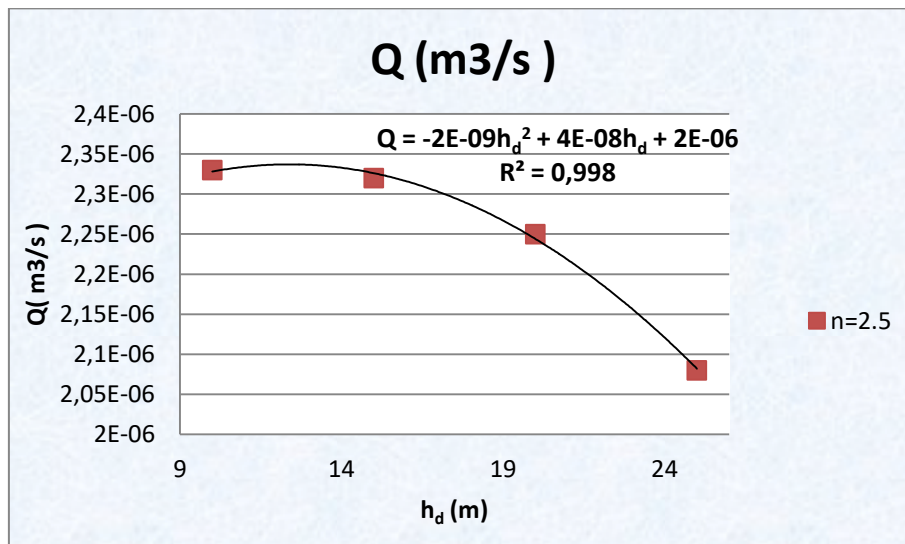


Fig. III .2 : Variation de débit d’infiltration en fonction de la hauteur du drain.

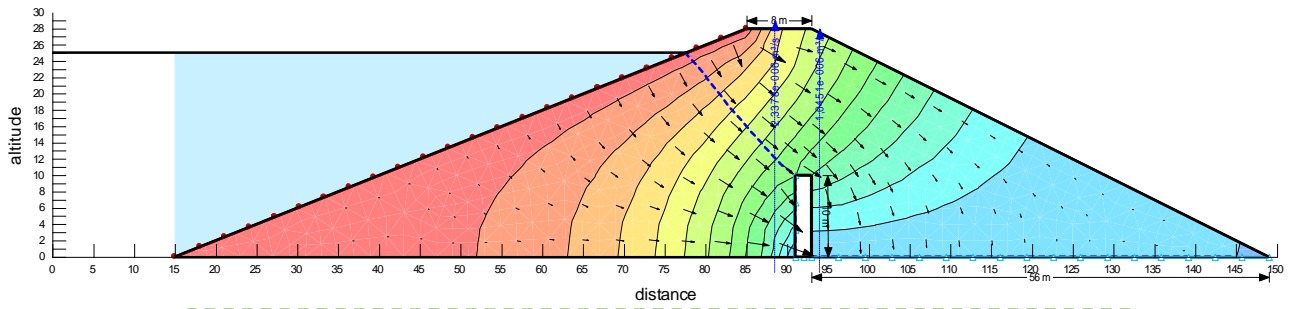


Fig. III .3 : Résultats de simulation de l’infiltration, $h_d=10$ m,

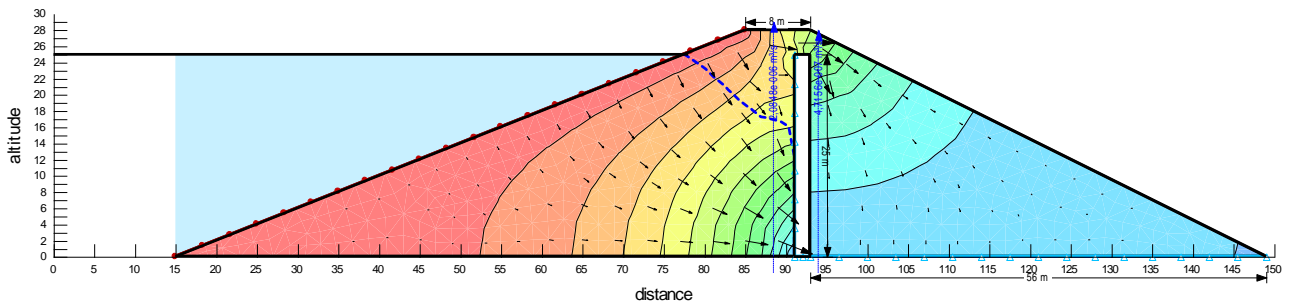


Fig. III.4 : Résultats de simulation de l’infiltration, $h_d=25$ m,

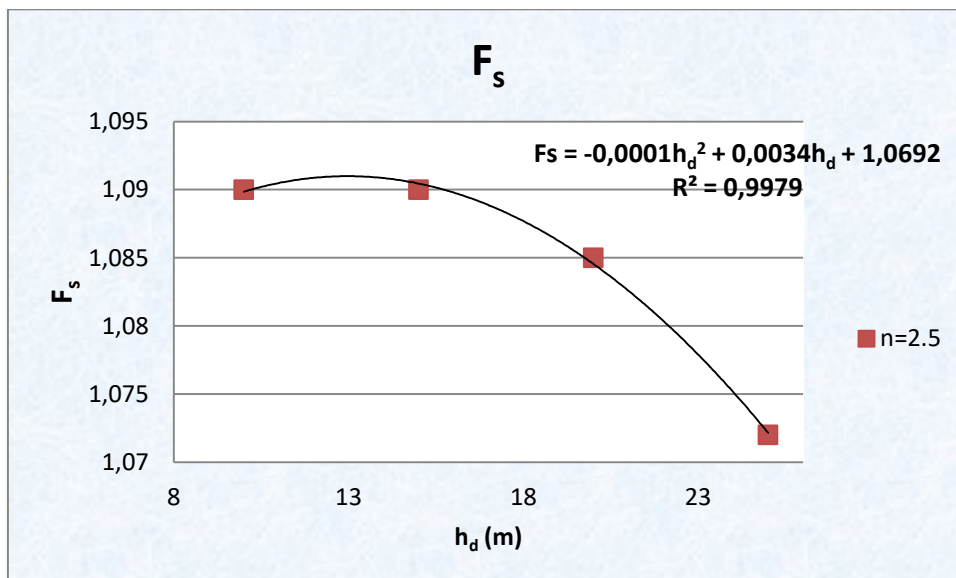


Fig. III. 5 : Variation du coefficient de sécurité à différent pente amont en fonction de la hauteur du drain.

Commentaire :

La **Fig.III.2** montre que le débit d'infiltration diminue avec l'augmentation de la hauteur du drain, par ce qu'avec l'augmentation de la hauteur on a une diminution du gradient hydraulique, donc diminution de la vitesse, selon la loi de Darcy implique diminution du débit d'infiltration.

Selon la **Fig.III.5**, on note que le coefficient de sécurité est dépendant de la hauteur du drain, le coefficient de sécurité diminue avec l'augmentation de la hauteur du drain, mais cette diminution est très faible, correspondre à une diminution de 1,7%.

On peut conclure que la hauteur optimale pour la stabilité et le débit de fuite, il est commode de prendre la hauteur du drain ($h_d = 0.54.H$).

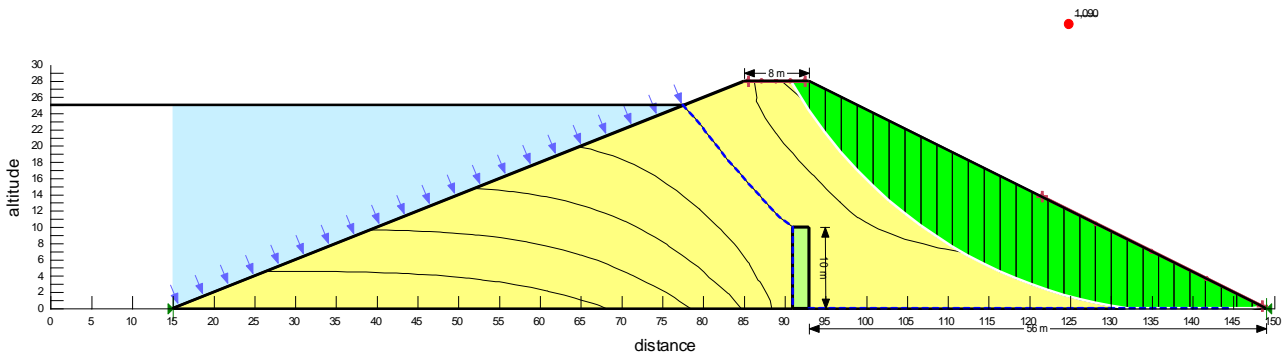


Fig. III. 6 : Résultats de simulation de la stabilité, $h_d=10$ m.

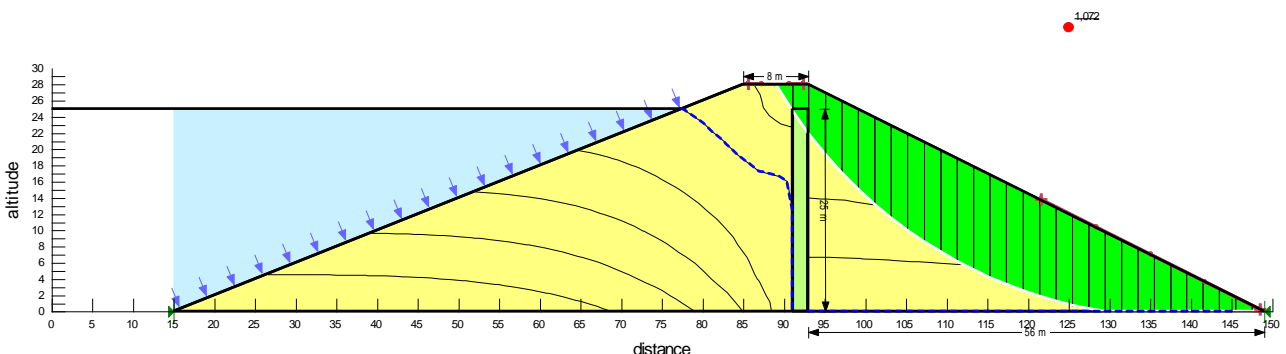


Fig. 7 : Résultats de simulation de la stabilité, $h_d=25$ m.

III.3. Effet de la position du drain sur la stabilité et le débit d'infiltration :

Le deuxième modèle est un barrage en terre homogène sur une base imperméable, la largeur de la crête $bc = 8$ m, la largeur de la base $B=134$ m, d'une hauteur $H=28$ m, une pente amont $n=2,5$, d'une pente aval $m=2.0$ et la hauteur du drain vertical $h_d=10$ m.

La figure III.8. Représente le débit de fuite Q à travers le corps du barrage homogène reposant sur un substratum en fonction de la position du drain cheminée.

Tableau III. 2 : Résultats simulation de débit d’infiltration et le coefficient de sécurité pour (b_d variable et h_d constant).

Pente	$n = 2.5$	
b_d (m)	Q (m ³ /s)	Fs
26	9,18E-07	1,002
36	1,24E-06	1,056
46	1,69E-06	1,09
56	2,33E-06	1,09

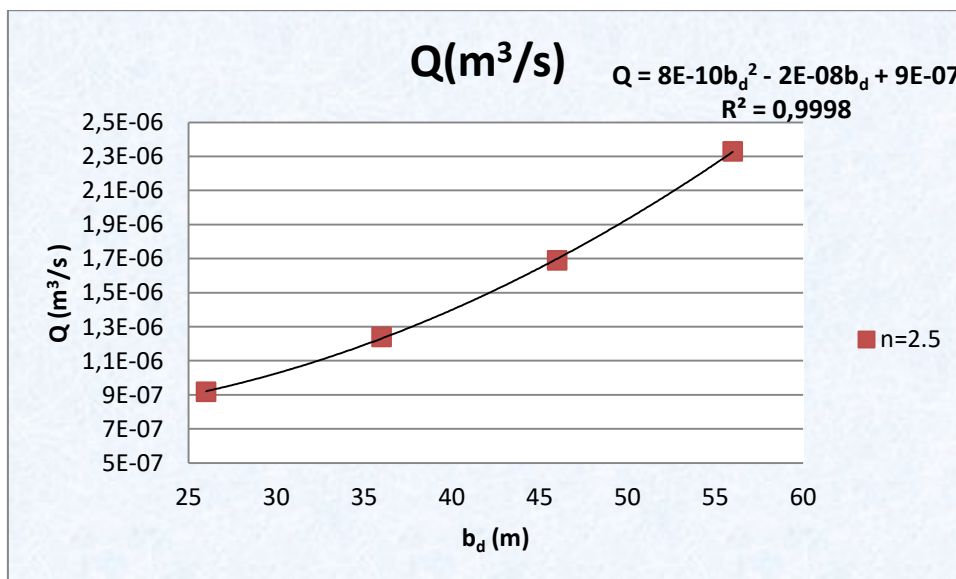


Fig. III .8 : Variation du débit d’infiltration en fonction de la position du drain.

Commentaire :

La Fig.III.8 montre que le débit d'infiltration augmente avec l'augmentation de la longueur du drain horizontal, par ce qu'avec l'augmentation de la longueur on a une augmentation du gradient

hydraulique ($i = \frac{\Delta h}{\Delta l}$; $\Delta h = \text{constante}$, $\Delta l = \text{variable}$), donc augmentation de la vitesse d'écoulement, selon la loi de Darcy ($v = K \cdot i$); implique une augmentation du débit d'infiltration ($Q = v \cdot S$) voir figures ci-dessous.

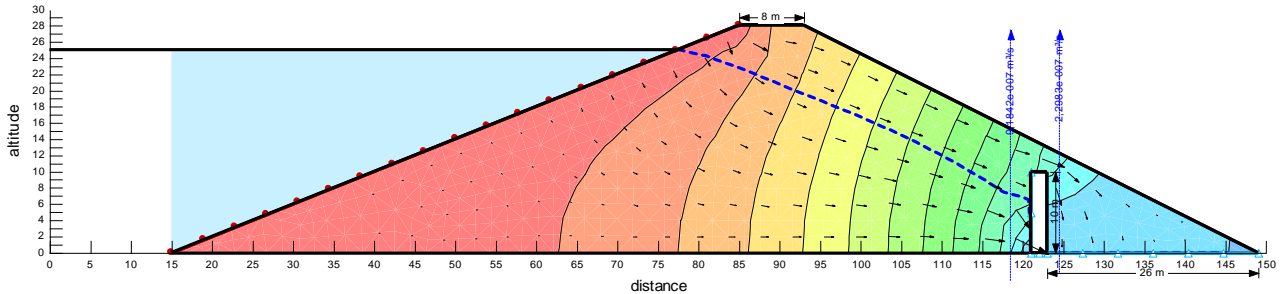


Fig. III.9 : Résultats de simulation de l'infiltration, $b_d=26$ m.

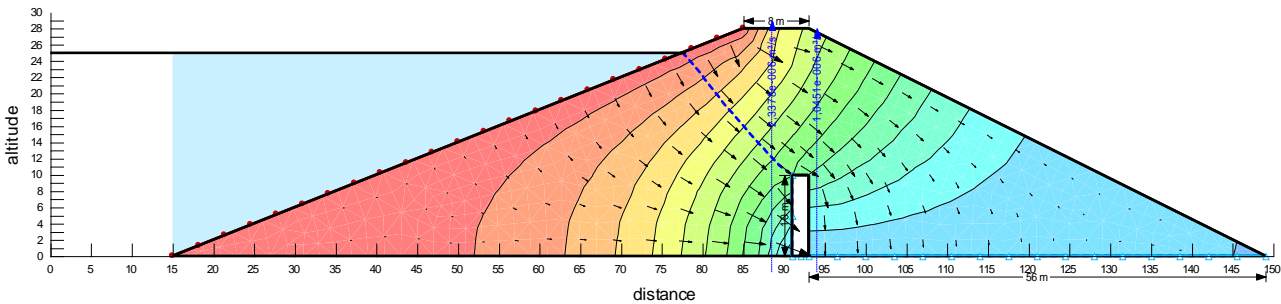


Fig. III.10 : Résultats de simulation de l'infiltration, $b_d=56$ m.

Les résultats de simulation de la variation du coefficient de sécurité en fonction de la position du drain vertical b_d et la visualisation de la ligne de saturation et de la surface de glissement en fonction de la longueur relative du drain horizontal sont respectivement illustrés par les figures ci-dessous. Ces résultats révèlent que pour le cas du barrage dépourvu du drain avec les caractéristiques mécaniques $c'=20\text{KN/m}^2$ et $\phi'=18^\circ$ retenues pour la présente expérimentation numérique, le coefficient de sécurité du talus F_s est de l'ordre de **1.002**. Bien que le barrage est mécaniquement stable ($F_s > 1$) par rapport au glissement circulaire, l'augmentation de la longueur du drain améliore le coefficient de sécurité.

A partir de cette étude paramétrique, il est pratique de prendre la longueur du drain b_d comprise entre

$$\left(\frac{bd}{3.6} < b_d < \frac{bd}{2.9}\right).$$

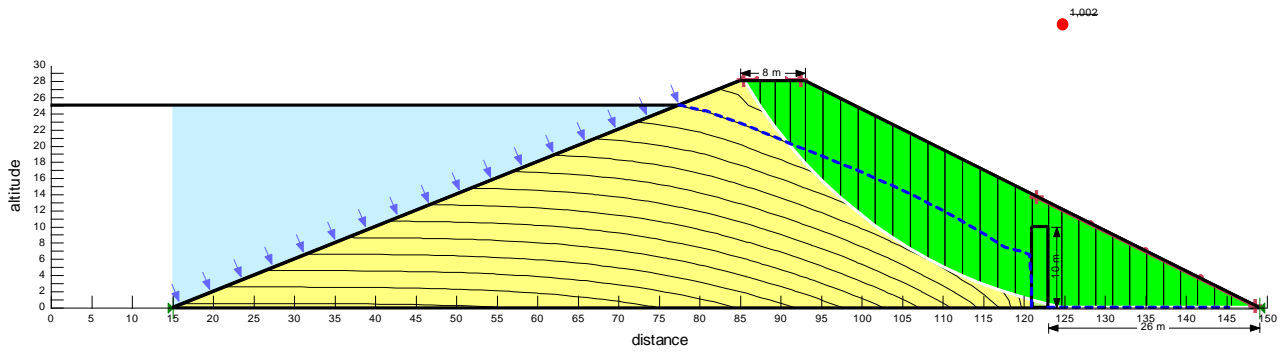


Fig. III. 11 : Résultats de simulation de la stabilité, $b_d=26$ m.

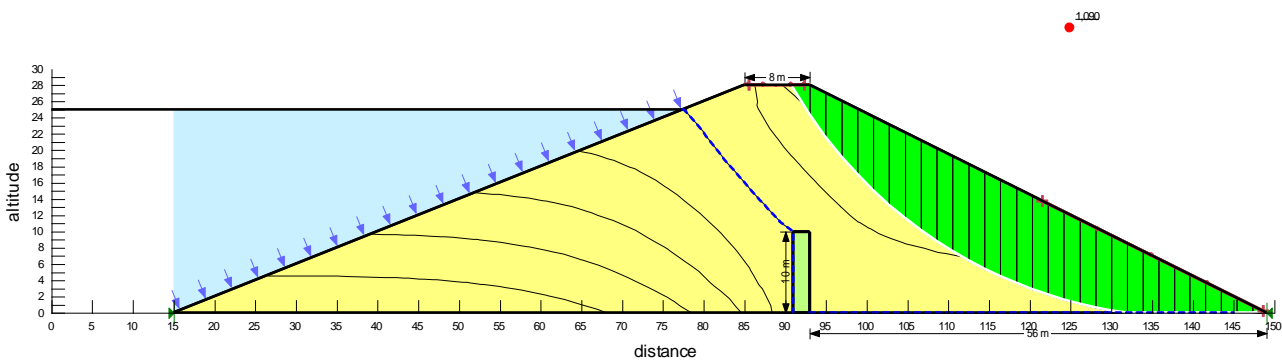


Fig. III. 12 : Résultats de simulation de la stabilité, $b_d=56$ m.

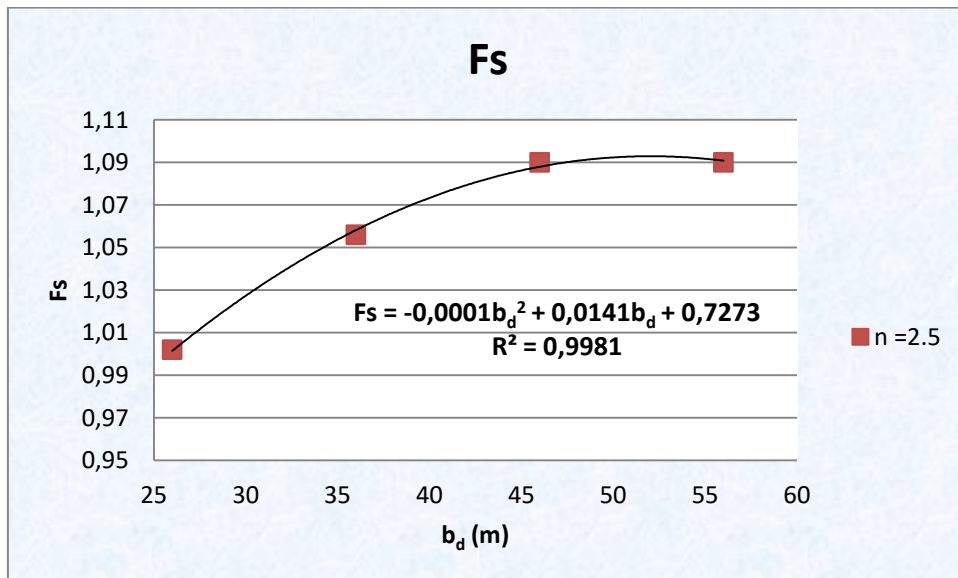


Fig.III. 13 : Variation de coefficient de sécurité du barrage en fonction de la position du drain.

III.4. Effet de la crête sur la stabilité et le débit d’infiltration :

III.4.1 Effet de la crête et la hauteur du drain vertical sur le débit d’infiltration et le coefficient de sécurité :

Les résultats de simulation du débit de fuite en fonction de la dimension de la crête et la hauteur du drain sont présentés dans les figures ci-dessous. La figure III.16, montre que le débit d’infiltration diminue avec l’augmentation de largeur de la crête, c’est par ce qu’avec l’augmentation de la crête, il y aura une augmentation de la longueur d’écoulement, donc une augmentation de la perte de charge.

Tableau III. 3 : Résultats de simulation de débit d’infiltration et coefficient de sécurité à différent largeur de la crête du barrage en terre pour (h_d variable et b_d constante).

n=2,5 ; $b_d = 56$ m								
bc	7 m		8 m		9 m		10 m	
h_d	Q (m ³ /s)	Fs	Q (m ³ /s)	Fs	Q (m ³ /s)	Fs	Q (m ³ /s)	Fs
10	2,4E-06	1,095	2,33E-06	1,09	2,27E-06	1,086	2,21E-06	1,084
15	2,39E-06	1,095	2,32E-06	1,09	2,26E-06	1,086	2,19E-06	1,084
20	2,32E-06	1,092	2,25E-06	1,085	2,18E-06	1,085	2,11E-06	1,082
25	2,14E-06	1,073	2,08E-06	1,072	2,03E-06	1,072	1,95E-06	1,068

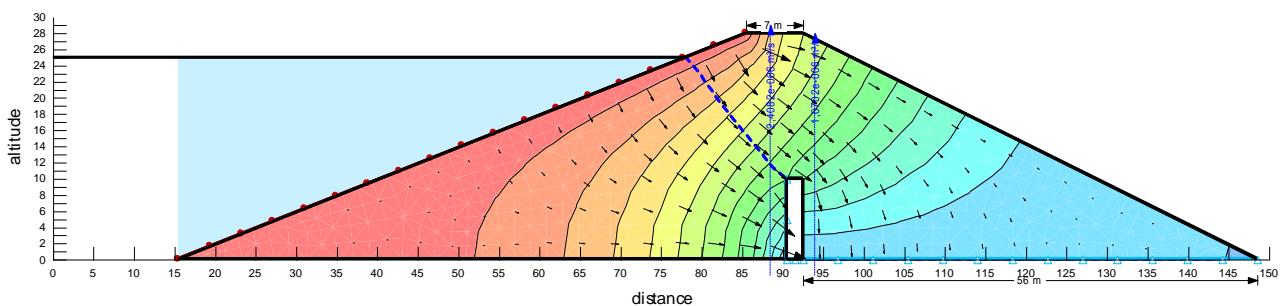


Fig. III. 14 : Résultats de simulation de l’infiltration, $h_d=10$ m ; $b_d=56$ m.

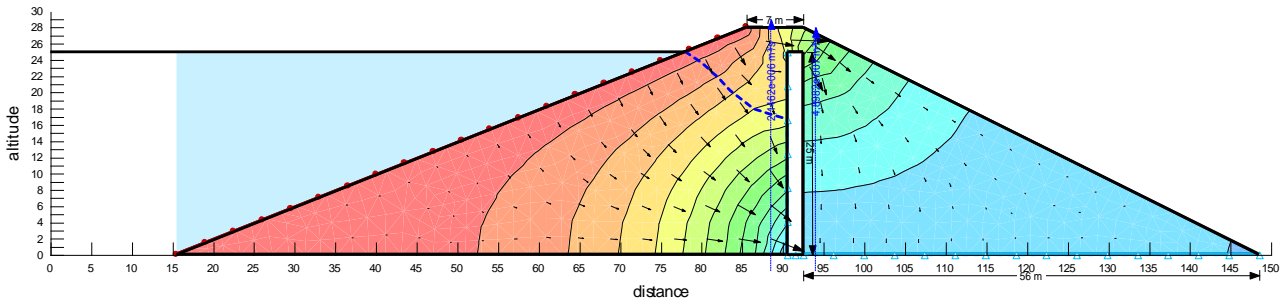


Fig. III. 15 : Résultats de simulation de l'infiltration, $h_d=25\text{ m}$; $b_d=56\text{ m}$,

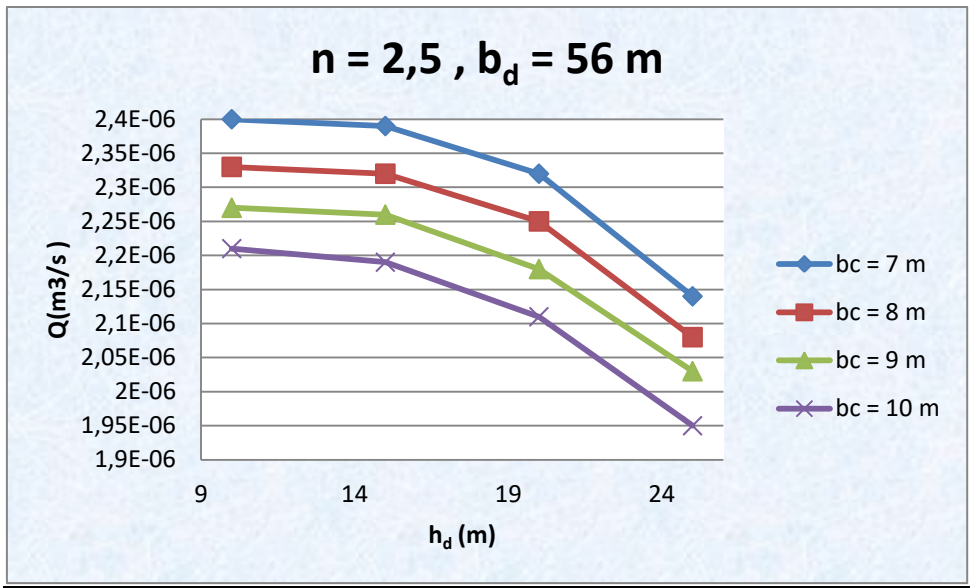


Fig.III. 16 : Variation de débit d'infiltration à différentes largeurs de la crête en fonction de la hauteur du drain.

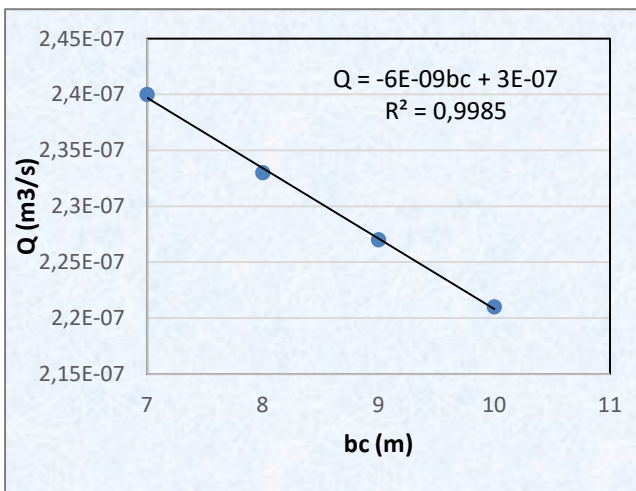


Fig. III. 17 : Variation des débits de drain à différentes crêtes ($n=2.5$).

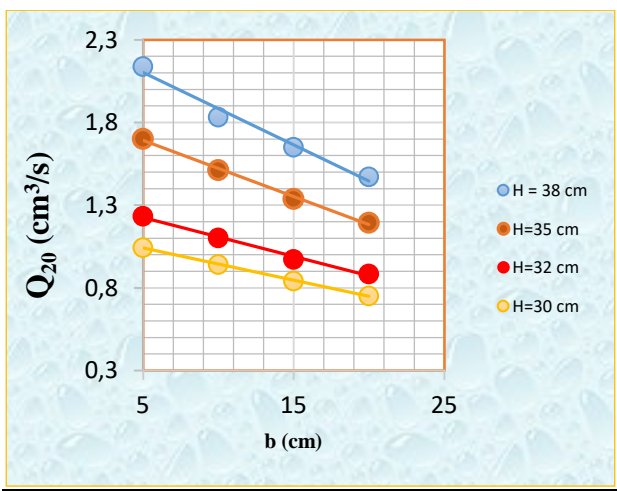


Fig. III. 18 : Variation des débits de drain à différentes crêtes ($n=2.5$). [Labiadh, 2019]

Une analyse comparative entre les résultats de simulation numériques et ceux de l'expérience effectuée par (Labiadh, 2019). Les observations montrent un bon accord entre la simulation et l'expérience.

Les figures ci-dessous présentent les résultats de simulation de stabilité en fonction de la dimension de la crête et la hauteur du drain. On note une faible variation du coefficient de sécurité en fonction de la dimension de la crête (fig. III.21).

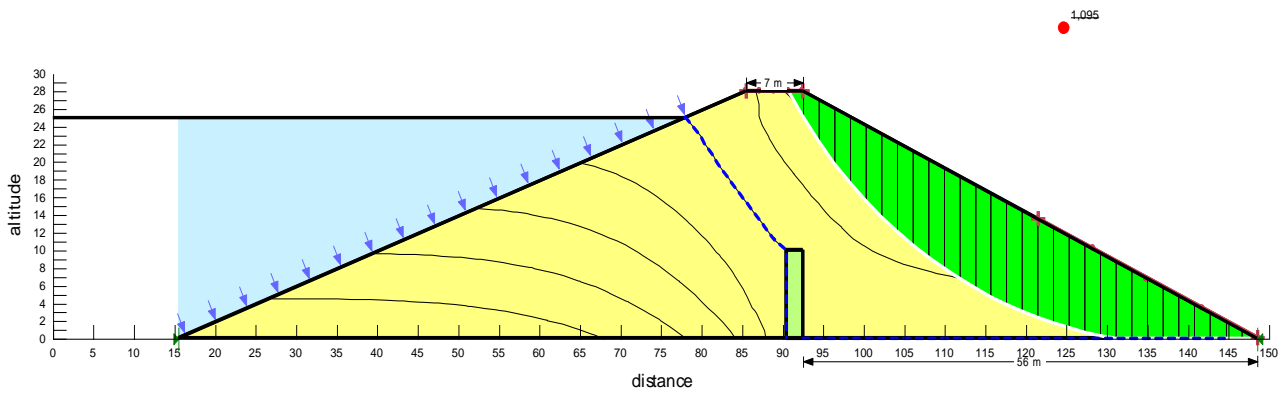


Fig. III. 19 : Résultats de simulation de la stabilité, $h_d=10$ m ; $b_d=56$ m.

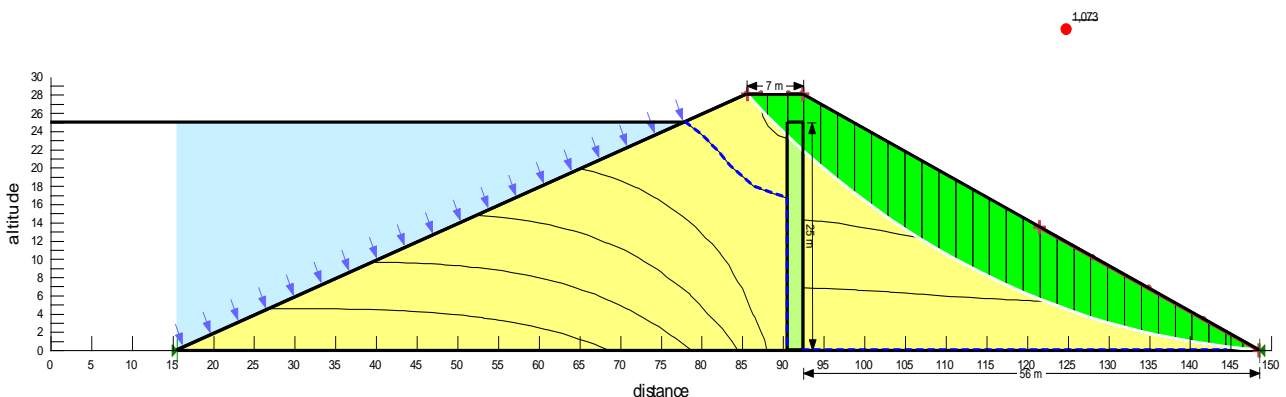


Fig. III. 20 : Résultats de simulation de la stabilité, $h_d=25$ m ; $b_d=56$ m.

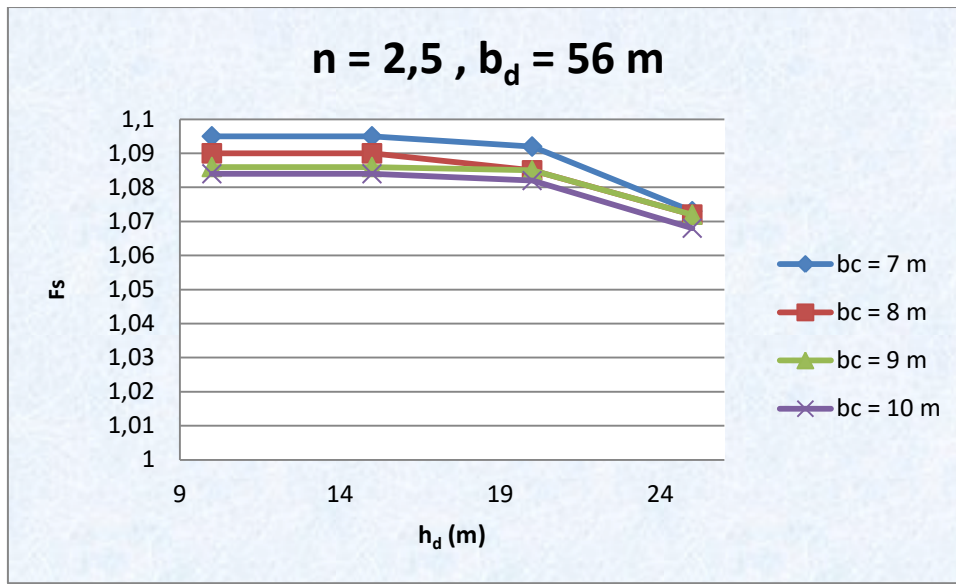


Fig.III.21 : Variation de coefficient de sécurité du barrage en terre à différent longueur de la crête et le drain.

III.4.2 Effet de la dimension de la crête et la position du drain sur le coefficient de sécurité et le débit d’infiltration :

Une simulation du débit de fuite en fonction de la dimension de la crête et la position du drain est présentée dans les figures ci-dessous. L’expérimentation numérique montre que le coefficient de sécurité est dépendant de la position du drain et indépendant de la dimension de la crête (fig. III.26).

Tableau III.4 : Résultats de simulation de débit d’infiltration et coefficient de sécurité à différent longueur de la crête du barrage en terre pour (h_d variable et b_d constante).

n=2,5 ; $h_d= 10$								
la crête	7 m		8 m		9 m		10 m	
b_d (m)	Q (m ³ /s)	Fs	Q (m ³ /s)	Fs	Q (m ³ /s)	Fs	Q (m ³ /s)	Fs
26	9,30E-07	1,003	9,18E-07	1,002	9,07E-07	1,001	8,95E-07	1
36	1,26E-06	1,06	1,24E-06	1,056	1,22E-06	1,053	1,20E-06	1,05
46	1,73E-06	1,095	1,69E-06	1,09	1,65E-06	1,083	1,61E-06	1,077
56	2,40E-06	1,095	2,33E-06	1,09	2,27E-06	1,086	2,21E-06	1,084

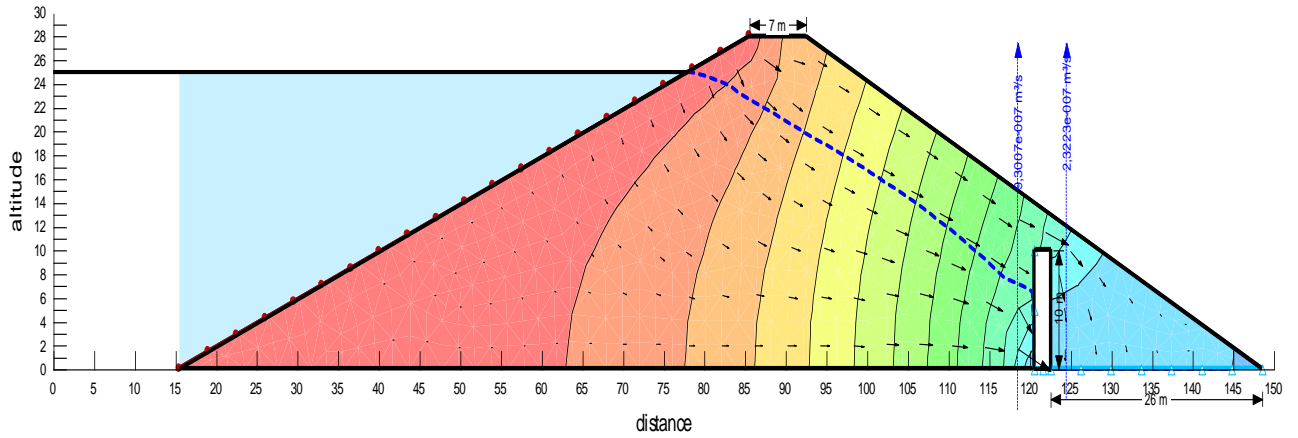


Fig. III. 22 : Résultats de simulation de l'infiltration, $h_d=10$ m ; $b_d=26$ m ; $b_c=7$ m.

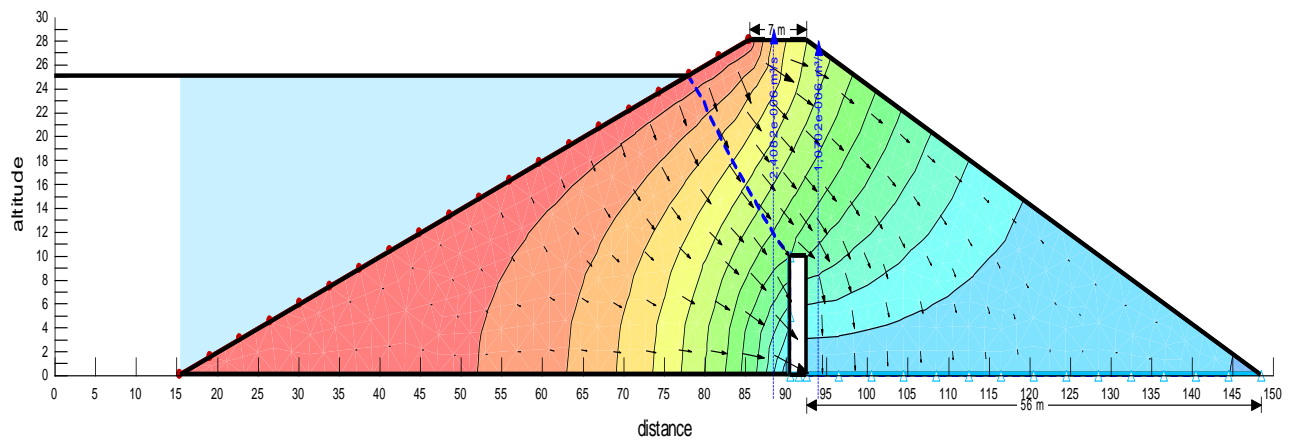


Fig. III. 23 : Résultats de simulation de l'infiltration, $h_d=10$ m ; $b_d=56$ m ; $b_c=7$ m.

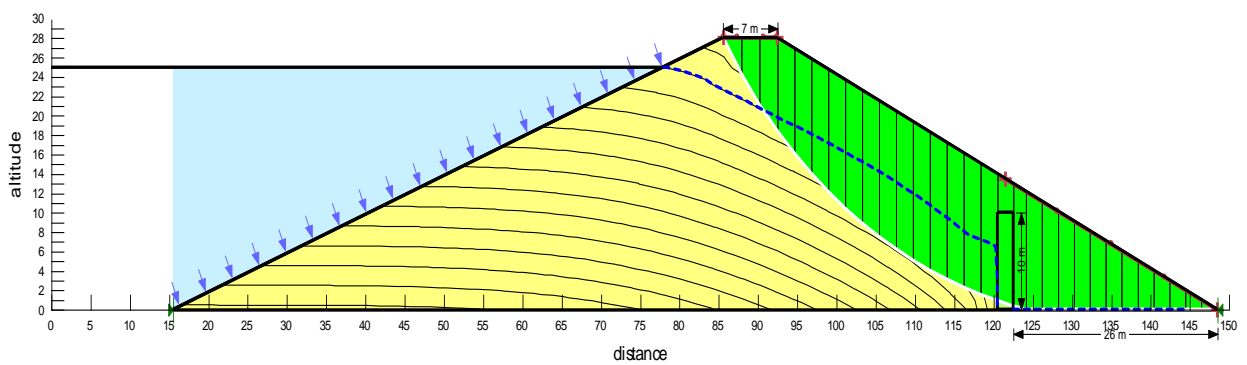


Fig. III. 24 : Résultats de simulation de la stabilité, $h_d=10$ m ; $b_d=26$ m ; $b_c=7$ m.

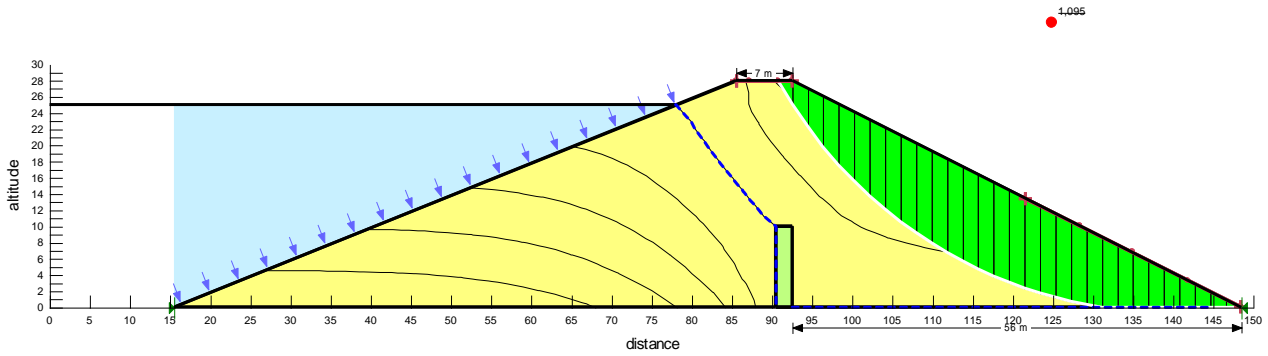
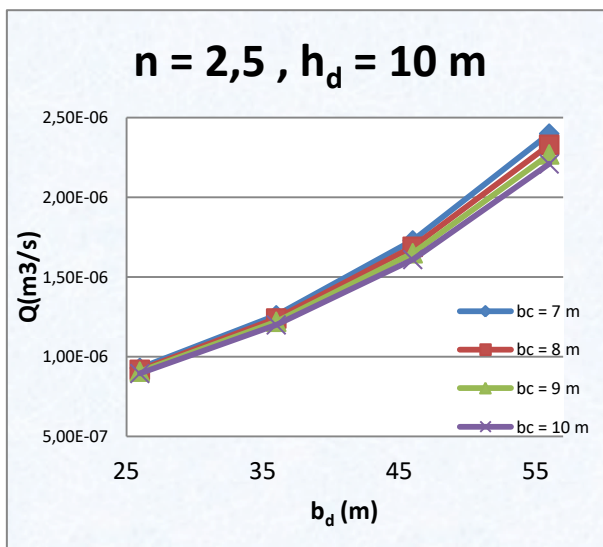
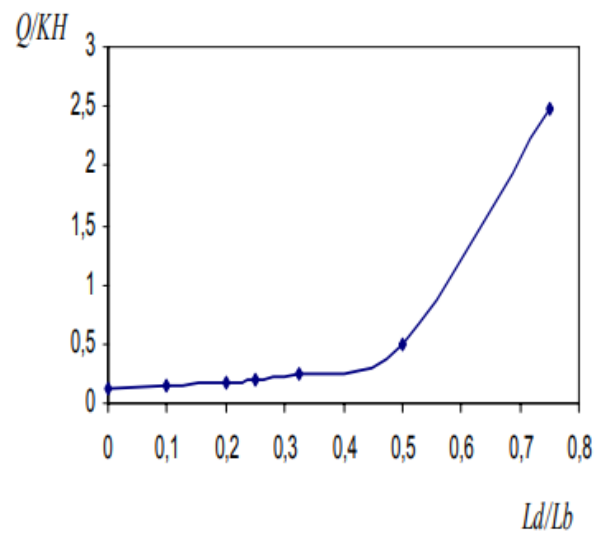


Fig. III. 25 : Résultats de simulation de la stabilité, $h_d=10\text{ m}$; $b_d=56\text{ m}$; $b_c=7\text{ m}$.



(a) (Résultats de l'expérimentation numérique)



(b) (H. Femmam et N. Benmebarek., 2011)

Fig.III. 26 : Variation de débit d'infiltration à différentes largeur de la crête en fonction de longueur du drain.

D'après les figures ci-dessus, nous constatons un bon accord entre les résultats de l'expérimentation numérique et celle obtenu par (H. Femmam et N. Benmebarek, 2011).

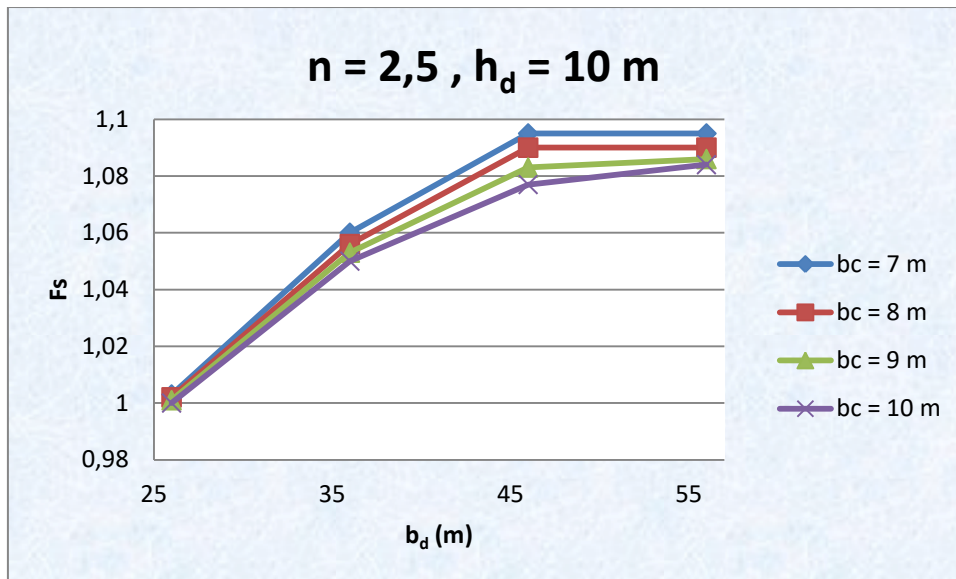


Fig.III. 27 : Variation de coefficient de sécurité à différentes largeur de la crête ($h_d = 10$ m).

III.5. Effet de la pente aval sur le coefficient de sécurité et le débit d’infiltration :

Un autre modèle est présenté dans la figure III. 28 et 29 c’est un barrage en terre homogène sur une base imperméable, la largeur de la crête $b_c = 8$ m, la largeur de la base B variable selon la pente aval m , d’une hauteur $H=28$ m, une pente amont $n=3,0$, d’une pente aval variable (1.5, 2.0, 2.5 et 3.0) et la hauteur du drain vertical $h_d=25$ m.

Tableau III.5. la différence de débit d’infiltration et le coefficient de sécurité à différent pente aval du barrage en terre :

$b_c = 8$ m, $h_d = 25$ m, $b_d = 56$ m, $n = 3$			
la base (B)	la pente aval	Q (m ³ /s)	Fs
176	3	2,07E-06	1,613
162	2,5	2,06E-06	1,344
148	2	2,05E-06	1,093
134	1,5	2,03E-06	0,899

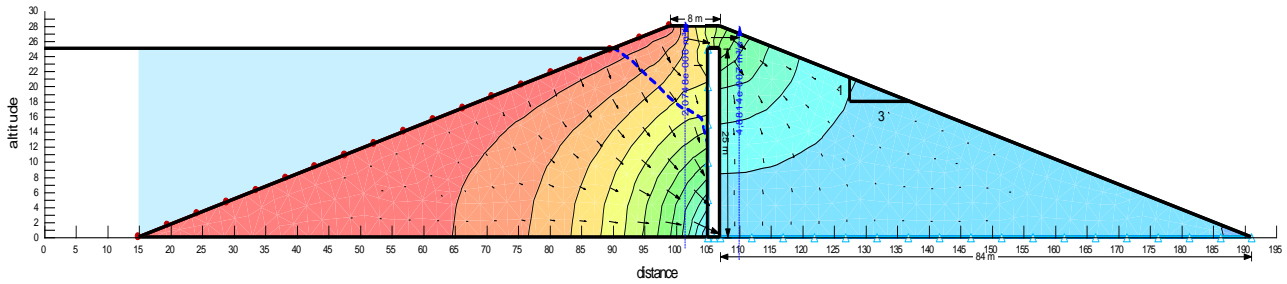


Fig. III.28 : Résultats de simulation de l'infiltration, $h_d=25\text{ m}$; $b_c=8\text{ m}$, $m=3.0$.

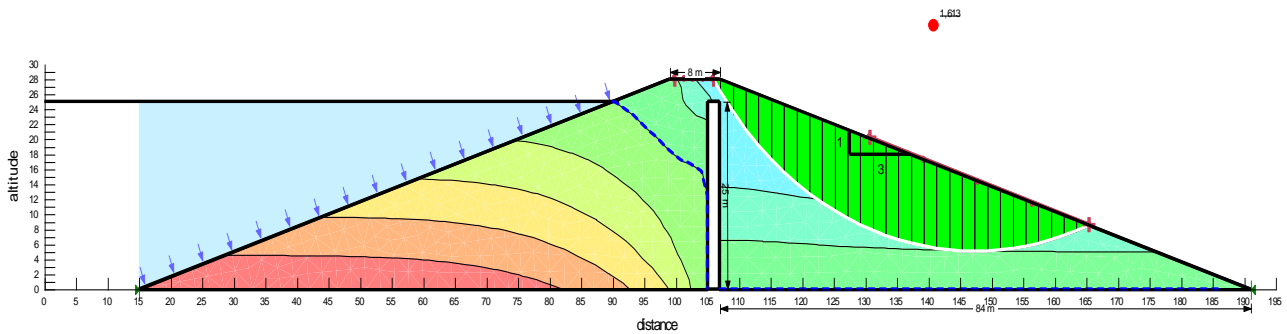


Fig. III.29 : Résultats de simulation de la stabilité, $h_d=25\text{ m}$; $b_c=8\text{ m}$, $m=3.0$.

La figure ci-dessous représente le débit de fuite Q à travers le corps du barrage homogène reposant sur un substratum en fonction de la pente aval.

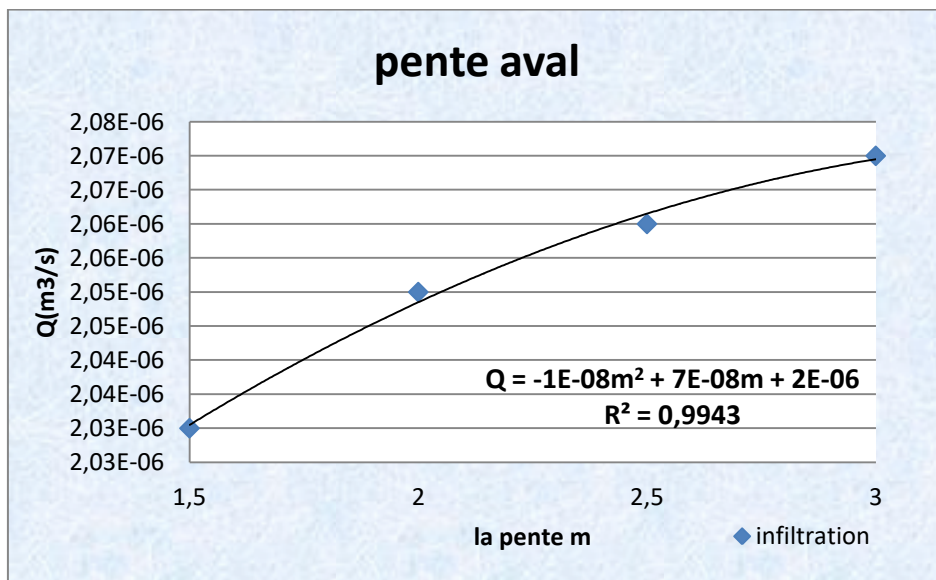


Fig. III.30. Variation de débit d'infiltration en fonction de pente aval.

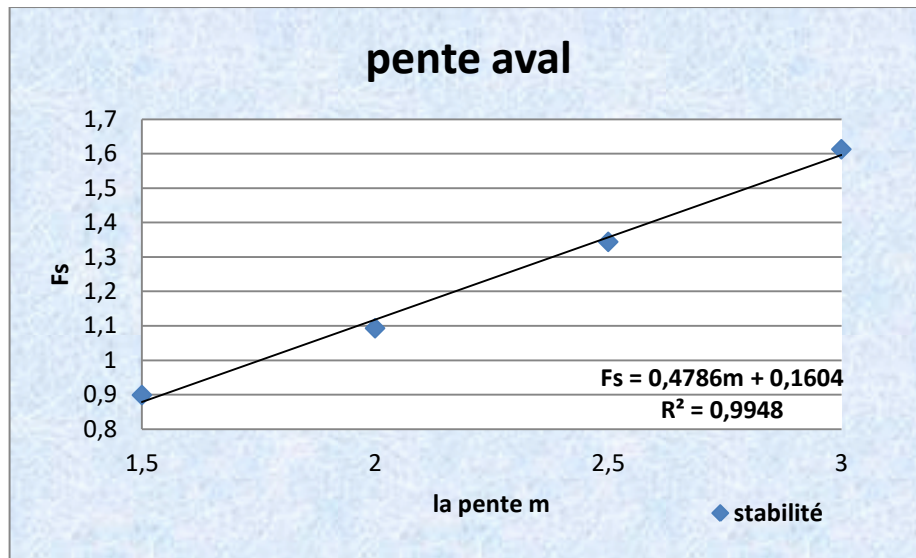


Fig. III.31. Variation de coefficient de sécurité en fonction de la pente aval.

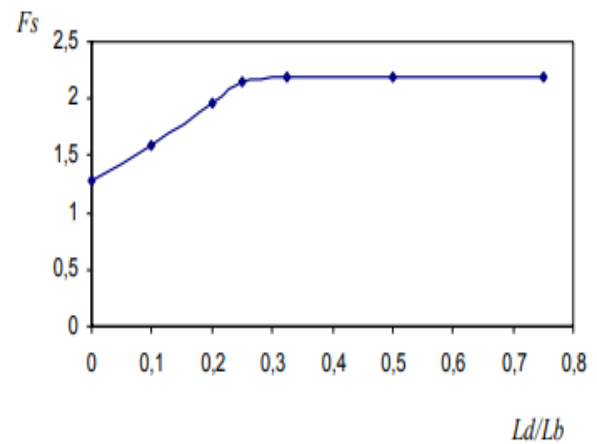
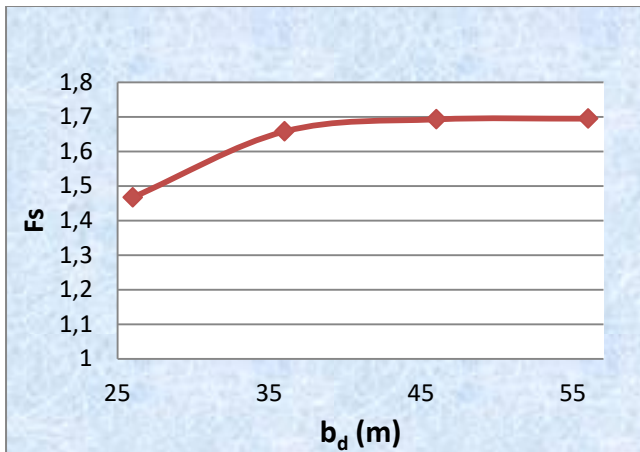
Commentaire :

Les résultats de simulation de la variation le débit d'infiltration et du coefficient de sécurité en fonction de la pente aval sont respectivement illustrés par les **figures III .28 et III. 29**, Ces résultats révèlent que le débit de fuite Q et le coefficient de sécurité du talus aval F_s augmente avec l'augmentation de la pente aval.

L'expérimentation numérique (**fig. III.30**) montre l'importance de la pente du talus aval sur la stabilité des barrages en terre.

III. 6. Effet de la position de drain sur le coefficient de secrété :

Le dernier modèle que je présente ici, c'est un barrage en terre homogène sur une base imperméable, la largeur de la crête $bc = 8 \text{ m}$, la largeur de la base B variable selon la pente aval m , d'une hauteur $H=28 \text{ m}$, une pente amont $n=3,0$, d'une pente aval variable (**1.5, 2.0, 2.5 et 3.0**) et la hauteur du drain vertical $h_d=25 \text{ m}$, b_d (variable).



(a) (Résultats de l'expérimentation numérique)

(b) (H. Femmam et N. Benmebarek ,2011)

Fig. III.32 : Variation de coefficient de sécurité en fonction de la position du drain.

Commentaire :

En comparant les deux **Fig.III.32, (a)** et **(b)**, on remarque que les résultats sont quasiment identiques en suivant les mêmes allures, donc la stabilité du barrage augmente avec l'augmentation de la longueur du drainage. L'expérimentation numérique montre que le coefficient de sécurité à une certaine distance est devient indépendant de la position de la cheminée.

III.7 : Effet de l'anisotropie de perméabilité :

Pour les barrages en terre, il est rare que le matériau soit isotrope à cause des conditions de mise en œuvre du remblai (Mallet et Pacquant, 1951 ; Marcel, 1977 ; H. Femmam et N. Benmebarek, 2011). La figure III.33 présente le débit d'infiltration en fonction de l'anisotropie de perméabilité (Kh/Kv). L'analyse de la figure pour différentes longueurs de drains, montre que le débit de fuite augmente avec le rapport Kh/Kv (H. Femmam et N. Benmebarek, 2011).

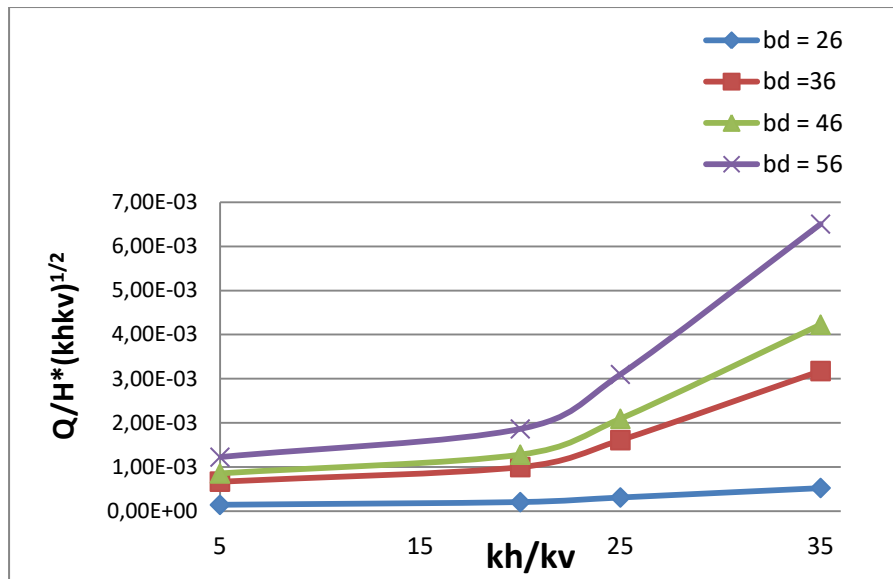


Fig. III.33 : Influence de l’anisotropie sur le débit de fuite.

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons présenté et discuter les résultats des expérimentations numériques, et nous avons présenté des graphiques illustrant les résultats obtenus lors des tests d'écoulement et de stabilité du barrage en terre sur une base imperméable.

Dans la Première partie du chapitre, nous avons présenté les résultats des expérimentations numériques pour un barrage en terre sur une base imperméable avec une pente et une crête constantes, la position et la hauteur du drain sont variable. On a conclu que la hauteur optimale pour la stabilité et le débit de fuite, il est commode de prendre la hauteur du drain ($h_d = 0.54.H$), et de prendre la longueur du drain b_d comprise entre $(\frac{bd}{3.6} < b_d < \frac{Bbd}{2.9})$.

Dans la deuxième partie, j'ai présenté les résultats d'expérimentation numérique pour un barrage à pente amont fixe pour différentes largeurs de crêtes et différentes positions du drain vertical, on a conclu que le débit de drainage est généré en fonction de la hauteur de l'eau, de la pente aval, de la position du drain et la largeur de la crête. Et pour avoir un barrage stable, il faut prendre la pente aval ($m \geq 2$).

À la fin nous concluons qu'il faut choisir la longueur, la position du drain et la pente aval optimaux pour donne un barrage économique, et au même temps augmenter leur stabilité et limité le débit de fuite.

Conclusion générale

Les barrages sont parmi les constructions humaine les plus importantes, que ce soit sur le côté réalisation avec une conception très sensible pour assurer sa sécurité vis-à-vis la rupture, ou sur le côté économique vu leur coût colossal, ce qui implique des exigences particulières dans leur dimensionnement.

Face à un tel projet, un bon drainage bien contrôlé est l'une des meilleures lignes de défense pour assurer la sécurité d'un tel ouvrage. A cet effet l'influence du dimensionnement de ce dispositif essentiel sur les caractéristiques d'écoulement est très importante.

Dans cette étude, nous nous sommes intéressés à l'écoulement à travers un barrage en terre sur une base imperméable avec cheminée de drainage. Notre objectif était en effet d'examiner l'influence de la dimension des drains, la pente aval et la dimension de la crête sur la stabilité et le débit de fuite à travers les barrages en terre. A l'aide du logiciel Géo-Studio, on a effectué des calculs sur les drains de point de vue hydraulique et mécanique, dont les résultats montrent que :

Dans un premier temps, nous avons constaté que la courbe de saturation est bien rabattue à l'intérieur du barrage et que le coefficient de sécurité $F_s > 1$. Ce fait permet de postuler que nous avons bien choisi la position et les dimensions des drains.

En second lieu, nous avons présenté les résultats des expérimentations numériques pour un barrage en terre sur une base imperméable avec une pente et une crête constantes, la position et la hauteur du drain sont variable. On a conclu que la hauteur optimale pour la stabilité et le débit de fuite, il est commode de prendre la hauteur du drain ($h_d = 0.54.H$), et de prendre la longueur du drain b_d comprise entre $(\frac{B}{3.6} < b_d < \frac{B}{2.9})$.

En troisième lieu, nous avons présenté les résultats d'expérimentation numérique pour un barrage à pente amont fixe pour différentes largeurs de crêtes et différentes positions de drain vertical, on a conclu que le débit de drainage est généré en fonction de la hauteur de l'eau, la pente aval, la dimension du drain et la largeur de la crête. Et pour avoir un barrage stable, il faut prendre la pente aval ($m \geq 2$).

Conclusion générale.

À la fin nous concluons qu'il faut choisir la longueur, la position du drain et la pente aval optimaux pour avoir un barrage économique, et au même temps augmenter leur stabilité et limité le débit de fuite.

➤ Références Bibliographiques :

- * **Bear Jacob., (1972).** Dynamics of Fluids in Porous Media-, New York : Elsevier.
- * **Benhamidouche Walid & Fouad BEDIRA.,(2017) :** Analyse de l'effet des infiltrations sur la stabilité d'un barrage en terre (application au cas du barrage de soubella - wilaya de msila) Université Mohamed Boudiaf - M'sila.
- ***Belkheir Messaud., Mr : DOUGHA M (2016).** Etude de stabilité d'un barrage en terre à zones cas barrage AIN ZADA ,B.B. Arreridj. Mémoire de Master, Université Mohamed Boudiaf – M'sila. 2.14 pages. Vol 190.
- ***Casagrande. A., (1937).** Seepage through Dams-,Journal of the New England water Works Assoc., Vol 51.
- ***Difi Salah.,(2019) :** Modelisation de la Stabilité des Barrages en Remblai. Barrage Zayzoun« Syrie » (Mémoire de Master ,Université Badji Mokhtar- Annaba).
- ***El-Masry. A. A., (1991).** Application Of The Finite Element Method to Solve Seepage through and Underneath Engineering Structure-,Ph. D. Thesis, Wroclaw University , Poland.
- * **Femmam Hadjira & Benmebarek Naima .,(2011) :** Effets des Drains sur la Stabilité des Barrages en Terre (Article , Université Mohamed Khider – Biskra, Algérie).
- ***Harr , M. E., (1962).** Groundwater and seepage-, McGrawHill Book Company, ISBN 0-486-66881-9 , New York .
- ***Harry.R, Cedergren.,(1989).** Seepage , drainage, and flow nets-, 3rd ed., new york.
- ***Labiodh soumia, (2019) :** « Effet de la dimension de la crête sur le débit d'infiltration à travers un barrage en terre » Mémoire de Master, Université Ammar Talidji Laghouat.
- ***Maanser Amira et Zérara Fatima Zohra., (2018) :** Analyse De La Stabilité Des Barrages En Terre : Etude Comparative Des Méthodes Analytiques Et Numériques (Mémoire de fin d'étude pour l'obtention du diplôme de Master en hydraulique). Université Larbi Ben M'hidi – Oum El Bouaghi.
- ***Mammeri Khaoula.,(2019) :** Etude Statique d'un Barrage en Remblais par la Méthode des Eléments Finis en Utilisant une Loi Elastoplastique (mémoire de master Université Saïda – Dr Tahar Moulay).

Références bibliographiques.

***Messaid Belkacem.,(2009).** Etude de la position efficace des drain dans les barrages en terre .
Thèse doctorat, université colonel hadj-Lakhdar-Batna.

* **Schleiss Anton J, Henri.P.,(2011).** Les barrages : du projet à la mise en service presses
polytechniques et universitaire Romandes .

* **Schneebli Georges.,(1987).** Hydraulique souterraine-, Edition Eyrolles, France .

ملخص

يقدم هذا البحث دراسة تأثير موضع المصرف العمودي، أبعاد قمة السد، والمنحدر الخلفي على معدل التسرب واستقرار السد. ناقشنا طرق التصميم المختلفة وتحليل الاستقرار للسدود الترابية وطرق الصرف. بعد ذلك، انتقلنا إلى عرض برنامج **GEOSTUDIO**، باستخدام برنامج **SEEP / W**، وحددنا تدفق التسرب، ثم التوازن الميكانيكي تحت تأثير مختلف الظروف الهيدروليكية (في الظروف العادية) والظروف الميكانيكية. باستخدام **SLPOE / W**.

الكلمات المفتاحية: سد ترابي، المصرف العمودي، الميل الخلفي، عرض قمة السد، التدفق المتسرب، الاستقرار،

GEOSTUDIO.

RESUME

Dans le présent travail de recherche, nous nous sommes intéressées à étudier l'effet de la position du drain, la largeur de la crête et la pente aval sur le débit de fuite et la stabilité du barrage. Nous avons abordé les différentes méthodes de conception et d'analyse de la stabilité des barrages en terre et les méthodes de drainage. Après cela, nous sommes passés à la présentation du programme **GEOSTUDIO**, à l'aide du programme **SEEP/W** nous avons déterminé le débit de fuite, puis l'équilibre mécanique sous l'influence des différentes conditions hydrauliques (en exploitation normale) et mécaniques avec **SLPOE/W**

Mots clés : barrage en terre, drain vertical, pente aval, largeur de la crête, débit de fuite, stabilité, GEOSTUDIO.

ABSTRACT

In this research work, we are interested in studying the effect of the position of the drain, the crest width and the downstream slope on the leakage rate and the stability of the earth dam in impervious foundation. We discussed the different design and stability analysis methods of earth dams and drainage methods. After that, we moved on to the presentation of the GEOSTUDIO program, using the SEEP / W program we determined the leakage flow, then the mechanical balance under the influence of different hydraulic conditions (in normal operation) and mechanical conditions, with SLPOE / W.

Keywords: earth dam, chimney drain, downstream slope, crest width, leakage rate, stability, GEOSTUDIO.