



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



## **Université Amar Thelidji- Laghouat**

**FACULTE ou INSTITUT : Génie civil et d'Architecture**

**DEPARTEMENT : Génie civil**

### **MEMOIRE DE MASTER**

**Présenté par : Labiadh Soumia**

**DOMAINE : Sciences et Technologie**

**FILIERE : Hydraulique**

**OPTION : Ressources en Eau**

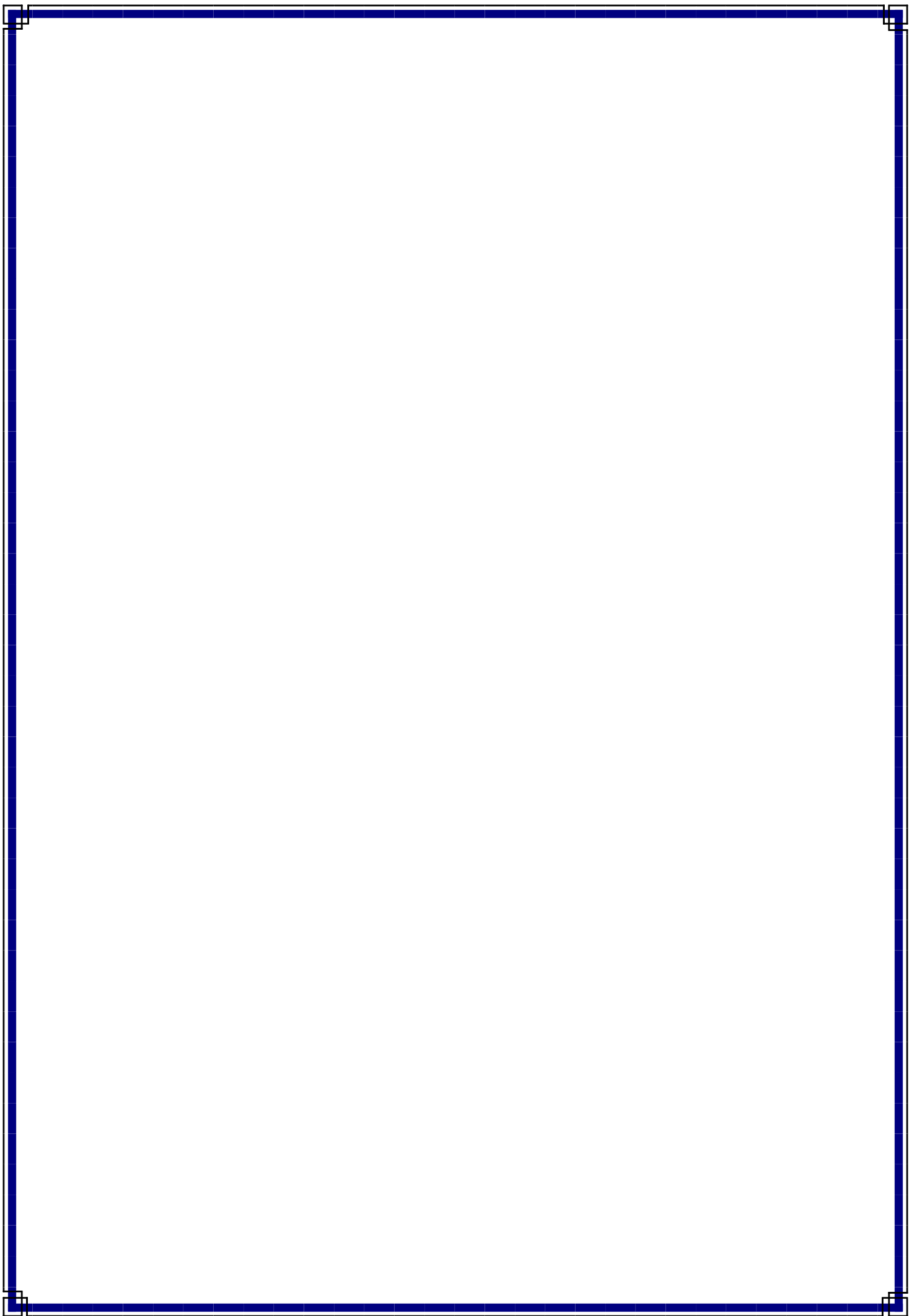
#### **Thème**

**Effet de la dimension de la crête sur  
le débit d'infiltration à travers un  
barrage en terre**

#### **Jury de soutenance :**

<b>Nom et Prénom</b>	<b>Grade</b>	<b>qualité</b>
Bouache Mohammed	MAA	Président
Tadj Walid	MCB	Examineur
Djehiche Abdel kader	Pr	Rapporteur

**Promotion : 06 - 2019**



# Remerciements

*Je remercie avant tous, Dieu le tout puissant pour la volonté et la santé qu'il m'a donné durant toutes les longues années d'études afin que je puisse arriver là.*

*Je tiens à remercier mon encadreur Monsieur **Djehiche Abd Alkadar**, pour m'avoir fait l'honneur d'accepter de diriger ce travail et avoir le soutenir. Pour votre encadrement, votre enseignement, vos précieux conseils et votre disponibilité tout au long de la réalisation de ce mémoire.*

*En préambule à ce mémoire, je souhaite adresser mes remerciements à Monsieur **Bouache Mohamed** et Monsieur **Tadj Walid**, de m'avoir fait l'honneur d'évaluer ce modeste travail. Qu'ils trouvent ici l'expression de ma gratitude pour leur participation.*

*Je tiens à exprimer mes sincères remerciements à toutes les personnes ayant contribué à la réalisation de la partie expérimentale et spécialement :*

- A Monsieur **Bouache Mohamed**, Monsieur **Guidoum Azeddine**, Mademoiselle **Harvat Samira**, pour son aide à donner des documents, pour ses nombreux conseils et ses instructions et ses discussions pertinentes.*
- A Mes camarades **Hadj Hacene Fathi**, **Labiodh Meriem Serine** et **Ben Mehairisse Keltoume** pour son aide.*
- A tout le personnel du Laboratoire de Génie Civil de m'avoir mis à notre disposition le matériel nécessaire.*
- Un grand merci à tous les enseignants de département de génie civil de l'université Ammar Thelidji, pour leur assistance, leurs encouragements et leurs conseils.*

*Enfin, je remercie chaleureusement mes camarades pour l'ambiance agréable passée ensemble.*



# Dédicace

*Je dédie ce mémoire à :*

*A Ma très chère mère et mon père*

*La source de tendresse et l'exemple du dévouement. Tu n'as pas cessé de m'encourager et de prier pour moi.*

*Que Dieu le tout puissant te préserve, t'accorde santé et bonheur, et te protège de tout mal.*

*A mes sœurs : Meriem Serine, Fatima.*

*A mon frère : Youcef.*

*A ma très chère amie :*

*Ghefaflia Kaltoum*

*Je veux la remercier ici pour les souvenirs de tous les moments que nous avons passés ensemble.*

*A tous les membres de ma promotion.*

*A tous mes professeurs.*

*Labiadh Soumia*

## ملخص:

هذه الدراسة جزء من دراسات سلوك السدود الترابية ذات الصرف العمودية على قاعدة غير نفاذة. يهدف العمل المقترح إلى تحقيق أداة لحساب أهم العوامل الهيكلية ومعدلات التسرب. مثل هذه الأدوات سوف تجعل من الممكن إجراء دراسات التصميم للأعمال الرئيسية وكذلك الأعمال ذات الصلة. سيتم إيلاء اهتمام خاص لدراسة أثر ابعاد قمة السد على كمية التدفق المتسرب من خلال السدود الترابية المتجانسة ذات المصارف عمودية على قاعدة غير نفاذة للسماح باختيار عرض قمة السد بطريقة فعالة.

**الكلمات المفتاحية:** السدود الترابية المتجانسة، المصارف عمودية، عرض قمة السد، كمية التدفق، جيوستديو.

## Résumé :

Cette étude se situe dans le cadre des études du comportement des barrages en terre avec un drain vertical sur une base imperméable. Le travail proposé se fixe pour objectif la réalisation d'un outil de calcul des paramètres de structure le plus importants et les débits de fuite. Un tel outil permettrait de mener les études de conception de l'ouvrage principal ainsi que des ouvrages annexes. Un intérêt particulier sera attribué à l'étude des effets de la crête sur le débit de fuite à travers les barrages en terre homogène avec un drain vertical sur une assise imperméable, pour permettre de choisir la largeur de la crête d'une manière efficace dans la digue.

**Mots clés :** Barrage en terre homogène, drain vertical, la largeur de la crête, débit d'infiltration, Géo-Studio.

## Summary:

This study is part of the studies of the behavior of earth dams with a vertical drain on an impervious layer. The proposed work aims to achieve a tool for calculating the most important structural parameters and seepage flow. Such a tool would make it possible to carry out design studies of the main work as well as appurtenant structures. Particular interest will be given to the study of the effects of the crest width of the dam on the seepage flow through the homogeneous earth dams with a vertical drain on an impervious layer to allow choosing the crest width in an efficient way in the dam.

**Keywords:** Homogeneous earth dam, Chimney drain, crest width, seepage flow, Géo-Studio.

## Table des matières

<b>Dédicace</b> .....	I
<b>Remerciement</b> .....	II
<b>Liste des tableaux</b> .....	III
<b>Liste des figures</b> .....	IV
<b>Liste des photos</b> .....	VI
<b>Liste des notations</b> .....	VII
<b>Introduction générale</b> .....	1

### Chapitre I : Etude Bibliographique

I. 1. Introduction.....	3
I. 2. Historique.....	3
I. 3. Différents types de barrages en terre.....	4
I. 3. 1. Barrage Homogène.....	4
I. 3. 2. Barrage à noyau .....	4
a. Barrage à noyau central .....	5
b. Barrages à noyau incliné .....	5
c. Barrage à diaphragme.....	6
I. 3. 3. Barrage à masque .....	6
I. 4. Définition du profil général des barrages en terre.....	7
I. 4. 1. Hauteur du barrage.....	7
I. 4. 2. Niveau normal de retenue.....	7
I. 4. 3. Niveau des plus hautes eaux.....	7
I. 4. 4. Revanche.....	7
I. 4. 5. Pente des Talus.....	8
I. 5. Drains et filtres du barrage en terre.....	8
I. 5. 1. Rôle des drains et filtres.....	8
I. 5. 2. Constitution des drains et filtres.....	9
I. 5. 3. Types des drains dans un barrage en terre.....	9
a. Drain cheminé (vertical).....	9
b. Tapis drainant aval.....	9
c. Prisme de drainage.....	10
I. 6. Largeur en crête.....	10
I.7. Dimension minimale de la crête du barrage.....	11

I. 8. Interprétation de la loi de Darcy.....	12
I. 8. 1. Loi fondamentale de l'écoulement.....	12
a. Définition de la loi de Darcy.....	12
b. Loi de Darcy.....	12
c. Limite de validité de la loi de Darcy.....	13
I. 9. Conditions aux limites des écoulements souterrains.....	13
a. Conditions aux limites de l'équation à travers un barrage interne.....	14
I. 10. Les méthodes de résolution.....	15
I. 10. 1. Méthodes graphiques.....	15
I. 10. 2. Méthodes analytiques.....	16
a. Théorie de Dupuit.....	16
b. Méthode analytique semi-empirique de Kozeny.....	18
I. 10. 3. Méthodes expérimentales.....	20
a. Modèle de bassin de perméabilité.....	20
I.10. 4. Méthodes numériques.....	20
a. Méthode des différences finies (MDF).....	21
b. Méthode des éléments finis (MEF).....	21
I. 11. Calcul de stabilité.....	21
I. 11. 1. Principe d'analyse.....	21
I. 11. 2. Méthodes d'analyse.....	22
I. 11. 3. Facteurs de sécurité.....	22
I. 12. Conclusion.....	23

## **Chapitre II : Matériels et Méthodes**

II. 1. Introduction .....	24
II. 2. Caractéristique des échantillons utilisés .....	24
II. 2. 1. Masses volumiques .....	24
II. 2. 1. 1. Masse volumique apparent .....	24
II. 2. 1. 2. Masse volumique absolue .....	26
II. 2. 2. Analyse granulométrique.....	28
II. 2. 3. Coefficients d'uniformité et de courbure .....	30
II. 2. 4. Détermination de coefficient de perméabilité du matériau utilisé.....	32
II. 2. 4. 1. Coefficient de perméabilité horizontale .....	32
II. 2. 4. 2. Coefficient de perméabilité verticale.....	37

II. 3. Modélisation expérimentale.....	40
II. 3. 1. Principe.....	40
II. 3. 2. Description du bassin de perméabilité.....	40
II. 3. 3. Modèle expérimentale.....	41
II. 3. 4. Construction des modèles expérimentaux.....	41
II. 3. 5. Modelés réduits proposés.....	42
II. 4. Conclusion.....	44

### **Chapitre III : Résultats expérimentaux et Discussion**

III. 1. Introduction.....	45
III. 2. Détermination expérimentale de débit d'infiltration.....	45
a. Barrage en terre homogène sur une base imperméable (bc = 5 cm).....	45
b. Barrage en terre homogène sur une base imperméable (bc = 10 cm).....	46
c. Barrage en terre homogène sur une base imperméable (bc = 15 cm).....	48
d. Barrage en terre homogène sur une base imperméable (bc = 20 cm).....	50
III. 3. Détermination expérimentale de débit de drainage en fonction de la variation de la crête.....	51
a. Barrage en terre homogène sur une base imperméable (n = 3).....	51
b. Barrage en terre homogène sur une base imperméable (n = 2.5).....	53
c. Barrage en terre homogène sur une base imperméable (n = 2).....	55
d. Barrage en terre homogène sur une base imperméable (n = 1.5).....	57
III. 4. Préparation des données pour le logiciel Géo-studio on utilise le sous-programme SEEP/W.....	60
III. 5. Calcul de débit d'infiltration par la méthode graphique.....	60
III. 6. Comparaison des débits expérimentaux, numériques et graphiques.....	61
III. 7. Comparaison des résultats pour les quatre modelés.....	63
III. 8. Calcul de la stabilité de la digue par le logiciel Géo-studio.....	65
III. 9. Conclusion.....	67
<b>Conclusion générale.....</b>	<b>68</b>

### **Références bibliographiques**

#### **Annexe 01**

#### **Annexe 02**

## Liste des tableaux

### Chapitre I : Etude bibliographique

<b>Tableau. I. 1</b>	Valeurs indicatives des fruits de talus (valeurs devront être vérifiées par calcul de stabilité).....	8
<b>Tableau. I. 2</b>	Dimension de la largeur de la crête en fonction des catégories de la route.....	11

### Chapitre II : Matériels et Méthodes

<b>Tableau. II. 1</b>	Ordres de grandeur des masses volumiques apparentes sont pour différents types de sols.....	25
<b>Tableau. II. 2</b>	Résultat de l'essai de masse volumique apparente.....	26
<b>Tableau. II. 3</b>	Masse volumique réelle (absolue) des éléments constituant le sol est fonction du type de matériaux.....	26
<b>Tableau. II. 4</b>	Résultat de l'essai de masse volumique absolue.....	28
<b>Tableau. II. 5</b>	Résultats de l'analyse granulométrique de sable.....	31
<b>Tableau. II. 6</b>	Coefficients d'uniformité et de courbure.....	32
<b>Tableau. II. 7</b>	Résultats de mesure de débit pour l'échantillon.....	35
<b>Tableau. II. 8</b>	Mesures de débit pour la perméabilité verticale.....	39
<b>Tableau. II. 9</b>	Largeur en crête de barrage de l'échantillon.....	42
<b>Tableau. II. 10</b>	Dimensions de chaque modèle proposé.....	43

### Chapitre III : Résultats Expérimentaux et Discussion

<b>Tableau. III. 1</b>	Mesure de débit collecté par le drain pour le 1 <sup>er</sup> modèle à différentes pentes.....	46
<b>Tableau. III. 2</b>	Mesure de débit collecté par le drain pour le 2 <sup>ème</sup> modèle à différentes pentes.....	47
<b>Tableau. III. 3</b>	Mesure de débit collecté par le drain pour le 3 <sup>ème</sup> modèle à différentes pentes.....	49
<b>Tableau. III. 4</b>	Mesure de débit collecté par le drain pour le 4 <sup>ème</sup> modèle à différentes pentes.....	50
<b>Tableau. III. 5</b>	Mesure de débit collecté par le drain pour le 1 <sup>er</sup> modèle à différentes crêtes.....	52
<b>Tableau. III. 6</b>	Mesure de débit collecté par le drain pour le 2 <sup>ème</sup> modèle à différentes crêtes.....	54
<b>Tableau. III. 7</b>	Mesure de débit collecté par le drain pour le 3 <sup>ème</sup> modèle à différentes crêtes.....	56
<b>Tableau. III. 8</b>	Mesure de débit collecté par le drain pour le 4 <sup>ème</sup> modèle à différentes crêtes.....	58
<b>Tableau. III. 9</b>	Valeurs de $F_s$ , cas de l'écoulement permanent.....	65



## Liste des Figures

### Chapitre I : Etude bibliographique

Figure. I. 1	Profil du barrage homogène.....	4
Figure. I. 2	Digue à noyau central étanche. ....	5
Figure. I. 3	Digue à noyau incliné. ....	5
Figure. I. 4	Digue à diaphragme. ....	6
Figure. I. 5	Digue avec masque étanche. ....	7
Figure. I. 6	Types de drainage des digues en terre. ....	10
Figure. I. 7	Profil général d'un barrages en terre. ....	11
Figure. I. 8	Expérience de Darcy.....	12
Figure. I. 9	Conditions aux limites pour un barrage en terre avec drain. ....	14
Figure. I. 10	Infiltration à travers barrage en terre homogène avec tapis horizontal. ....	16
Figure. I. 11	Profil de la courbe de saturation. ....	17
Figure. I. 12	Ligne de saturation d'après Kozeny. ....	19
Figure. I. 13	Effet de l'anisotropie sur la ligne de saturation. ....	20
Figure. I. 14	Glissement circulaire sur un talus.....	21

### Chapitre II : Matériels et Méthodes

Figure. II. 1	Courbe granulométrique. ....	32
Figure. II. 2	Schéma du bassin de perméabilité (écoulement horizontale). ....	33
Figure. II. 3	Courbe de $f(x) = Q_{20} (H_1^2 - H_2^2)$ .....	36
Figure. II. 4	Schéma du bassin de perméabilité (écoulement verticale).....	38
Figure. II. 5	Courbe de $Q_{20} = f(\Delta H)$ . ....	39
Figure. II. 6	Schéma du dispositif expérimentale. ....	40
Figure. II. 7	Dimensions de modèle pour les différentes crêtes. ....	43

### Chapitre III : Résultats expérimentaux et Discussion

Figure. III. 1	Variation des débits de drain à différentes pentes (bc = 5 cm).....	46
Figure. III. 2	Variation des débits de drain à différentes pentes (bc = 10 cm).....	48

<b>Figure. III. 3</b>	Variation des débits de drain à différentes pentes (bc = 15 cm).....	49
<b>Figure. III. 4</b>	Variation des débits de drain à différentes pentes (bc = 20 cm).....	51
<b>Figure. III. 5</b>	Variation des débits de drain à différentes crêtes (n=3.0). ....	53
<b>Figure. III. 6</b>	Variation des débits de drain à différentes hauteurs (n=3.0). ....	53
<b>Figure. III. 7</b>	Variation des débits de drain à différentes crêtes (n=2.5). ....	55
<b>Figure. III. 8</b>	Variation des débits de drain à différentes hauteurs (n=2.5). ....	55
<b>Figure. III. 9</b>	Variation des débits de drain à différentes crêtes (n=2.0). ....	57
<b>Figure. III. 10</b>	Variation des débits de drain à différentes hauteurs (n=2.0). ....	57
<b>Figure. III. 11</b>	Variation des débits de drain à différentes crêtes (n=1.5). ....	59
<b>Figure. III. 12</b>	Variation des débits de drain à différentes hauteurs (n=1.5). ....	59
<b>Figure. III. 13</b>	Schéma de la barre menu code de calcul SEEP/W. ....	60
<b>Figure. III. 14</b>	Comparaison entre les débits expérimentale, numériques et calculer par la méthode graphique. ....	62
<b>Figure. III. 15</b>	Simulation d'écoulement par le sous-programme SEEP/W.....	63
<b>Figure. III. 16</b>	Comparaison entre les débits expérimentale et numériques. ....	64
<b>Figure. III. 17</b>	Schéma présenté le coefficient de sécurité de barrage en terre. ....	65

## Liste des photos

### Chapitre II : Matériels et Méthodes

<b>Photo. II. 1</b>	Étapes d'essai de la masse volumique apparent.....	25
<b>Photo. II. 2</b>	L'essai de la masse volumique absolue.....	27
<b>Photo. II. 3</b>	Étapes d'analyse granulométrique à l'utilisation de la série de tamis et agitateur. ....	29
<b>Photo. II. 4</b>	Mesure de la perméabilité horizontale. ....	33
<b>Photo. II. 5</b>	Mesure de la perméabilité verticale. ....	38

### Chapitre III : Résultats expérimentaux et Discussion

<b>Photo. III. 1</b>	Barrage en terre homogène sur une base imperméable ( $bc = 5$ cm).....	46
<b>Photo. III. 2</b>	Barrage en terre homogène sur une base imperméable ( $bc = 10$ cm).....	48
<b>Photo. III. 3</b>	Barrage en terre homogène sur une base imperméable ( $bc = 15$ cm). ....	49
<b>Photo. III. 4</b>	Barrage en terre homogène sur une base imperméable ( $bc = 20$ cm). ....	51
<b>Photo. III. 5</b>	Barrage en terre avec un drain vertical et une crête variable ( $n = 3$ ). ....	53
<b>Photo. III. 6</b>	Barrage en terre avec un drain vertical et une crête variable ( $n = 2.5$ ). ....	55
<b>Photo. III. 7</b>	Barrage en terre avec un drain vertical et une crête variable ( $n = 2$ ). ....	57
<b>Photo. III. 8</b>	Barrage en terre avec un drain vertical et une crête variable ( $n = 1.5$ ). ....	59

## Liste des notations

A	Section de l'échantillon	(cm <sup>2</sup> )
bc	Largeur de la crête du barrage	(cm)
b	Largeur du bassin de perméabilité	(cm)
C <sub>u</sub>	Coefficient d'uniformité	
C <sub>c</sub>	Coefficient de courbure	
D <sub>10</sub>	Diamètre des grains (en mm) correspondant à 10 % de passant	
D <sub>30</sub>	Diamètre des grains (en mm) correspondant à 30 % de passant	
D <sub>60</sub>	Diamètre des grains (en mm) correspondant à 60 % de passant	
F <sub>s</sub>	Coefficient de sécurité	
H <sub>r</sub>	Hauteur totale du barrage	(cm)
H <sub>1</sub>	Hauteur d'eau en amont	(cm)
H <sub>2</sub>	Hauteur d'eau en aval	(cm)
I	Gradient hydraulique	
K <sub>h</sub>	Coefficient de perméabilité horizontale	(cm/s)
K <sub>v</sub>	Coefficient de perméabilité verticale	
L	Longueur de l'échantillon	(cm)
m	Masse de sol	(g)
m <sub>s</sub>	Masse du solide sec	(g)
m <sub>1</sub>	Pentes du talus aval	
n	Pentes du talus amont	
P	Reste de refus du tamis	
Q	Débit d'écoulement, mesuré à la sortie	(cm <sup>3</sup> /s)
Q <sub>20</sub>	Débit d'infiltration pour T= 20°C	(cm <sup>3</sup> /s)
R <sub>n</sub>	Masse des différents refus cumulés	(g)
S	Somme des refus partiels	(g)
T	Température	(°C)
t	Temps	(s)
V'	Volume de sol	(cm <sup>3</sup> )
V <sub>t</sub>	Volume total de l'échantillon de sol	(cm <sup>3</sup> )
v	Vitesse de filtration	(m/s)

X	Largeur de la digue	(cm)
$\rho_{app}$	Masse volumique apparente	(g/cm <sup>3</sup> )
$\rho_s$	Masse volumique absolue	(g/cm <sup>3</sup> )
$\mu$	Viscosité dynamique	( $\mu/\rho$ )
$\nu$	Viscosité cinématique	( $\mu/\rho$ )
$\nu_{20}$	Viscosité cinématique pour la température 20 °C	( $\mu/\rho$ )
$\nu_t$	Viscosité cinématique pour la température T °C	( $\mu/\rho$ )



# *Introduction Générale*

## Introduction générale

Les barrages sont des constructions particulières de point de vue technique et économique, cela justifie certainement les hautes exigences imposées en ce qui concerne l'étude du projet, la conception et l'exploitation. En effet le choix du type de barrage nécessite la prise en compte de plusieurs facteurs, citant la forme de la vallée (morphologie), la géologie, les conditions climatiques, la sismicité et la disponibilité des matériaux de construction, en vue de choisir la variante la plus économique tout en garantissant le plus haut degré de sécurité, et en minimisant les impacts causés par l'ouvrage (Anton et *al.*, 2011).

Il existe deux grandes familles de barrages, ceux construits en béton et ceux construits en remblai (terre ou enrochement). Les barrages en remblais sont constitués de matériaux locaux meubles, qu'ils soient très fins (argile) ou très grossiers (enrochements) (Anton et *al.*, 2011). Mais de telles construction posent des nombreux problèmes et délicats, et ces derniers sont 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.

L'ingénieur qui projette un barrage en terre aura comme objectif, premièrement de réduire les débits d'infiltrations à des valeurs acceptables, et deuxièmement de les contrôler. Il importe, donc, que les caractéristiques des matériaux du massif et de la fondation soient particulièrement bien connues car elles influent considérablement sur les phénomènes d'infiltration cause de tout désordre.

Dans cette étude, nous nous sommes intéressés à l'écoulement à travers le corps du barrage sur une base imperméable et étudier l'influence de la variation de la crête du barrage, des conditions de la charge et de la pente du talus amont sur le processus de drainage dans un barrage en terre homogène avec un drain vertical. A cet effet, des comparaisons seront effectuées entre les différents résultats expérimentaux et les résultats de la simulation numérique.

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 lois d'écoulement de l'eau dans les milieux poreux. Le deuxième

chapitre présente la description des matériaux utilisés, le matériel expérimental, des méthodes d'analyse et des protocoles expérimentaux. Le troisième chapitre est consacré à la présentation des principaux résultats expérimentaux, les résultats graphiques et les résultats de la simulation numérique 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.1. Introduction

Un barrage est un ouvrage artificiel retenant de l'eau. Il peut être installé sur un cours d'eau pour en bloquer les écoulements et élever le niveau d'eau en amont de l'ouvrage, ou de manière à fermer une cuvette naturelle dans le but de retenir les eaux de pluie et de ruissellement. Les barrages peuvent être constitués de matériaux durs (autrefois en maçonnerie, aujourd'hui en béton), ou en matériaux meubles (terre, enrochements).

## I.2. Historique

Les premiers barrages sont nés avec les premières civilisations de l'antiquité, en particulier dans la vallée du Nil, Mésopotamie, en Chine et en Asie du Sud. Ce sont certainement les traces de ces anciennes civilisations que les archéologues retrouvent facilement.

Le XX<sup>ème</sup> siècle a été marqué pour un taux très élevé de construction de barrages sur la planète, la plupart concentrés dans les pays les plus industrialisés selon le rythme de la croissance démographique et du développement économique, on a assisté à un accroissement de la construction des barrages dans le monde. A la fin du XX<sup>ème</sup> siècle, le total de retenues a atteint les 45 000, distribuées sur plus de 140 pays. Actuellement, près de la moitié des grands fleuves du monde comptent au moins un grand barrage. L'apogée de la construction de ces ouvrages remonte aux années 1960 et 1970, époque à laquelle ils étaient considérés comme un symbole de développement économique, des progrès technologiques et de modernisation. C'est à cette époque que la plus grande partie des barrages a été construite dans les pays d'Amérique du Nord, d'Asie et d'Europe, tandis que les pays d'Afrique, d'Amérique du Sud et d'Océanie présentaient un taux linéaire de croissance (Anton, J et *al.*, 2011).

Après les pays du nord de la Méditerranée, ceux d'Afrique du Nord et du Proche-Orient se sont lancés dans une politique de construction des petits barrages. Les objectifs de ces aménagements sont essentiellement la gestion et la conservation des eaux et des sols avec la protection des infrastructures en aval, en particulier en Afrique du Nord, celles des grands barrages contre une sédimentation trop rapide. Le développement des petits barrages a suivi des chemins et des objectifs différents. Le premier trait commun est une volonté politique de développer ce type d'aménagement dans les années à venir. L'évolution des capacités de stockage des petits barrages a été étudiée à travers un modèle d'estimation et de simulation des transports solides. Ces études ont permis de mieux comprendre les phénomènes d'envasement en relation avec l'érosion des sols sur les bassins-versants (Alberge, J et *al.*, 2004).

La réalisation de nouveaux barrages et retenues collinaires à travers le territoire de l'Algérie est retenue dans le cadre du programme du secteur de l'hydraulique au titre de la période quinquennale 2015-2019. Pour ce faire, des études sont prévues afin de déterminer la

faisabilité de plus d'une vingtaine des petits barrages et retenues collinaires dans l'objectif évident de combler le déficit enregistré en ce qui concerne l'irrigation agricole et l'alimentation en eau potable des populations.

### I. 3. Différents types de barrages en terre

Il existe trois types de barrages en terre, les ouvrages en terre homogènes, ceux à noyaux étanches et ceux à masques amont, qui diffèrent en fonction des matériaux utilisés et de la méthode utilisée pour assurer l'étanchéité du barrage.

#### I. 3. 1. Barrage Homogène

Utilisé en cas d'existence de grande quantité de sol pratiquement imperméable 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. La figure I.1, représente le profil général d'un barrage homogène.

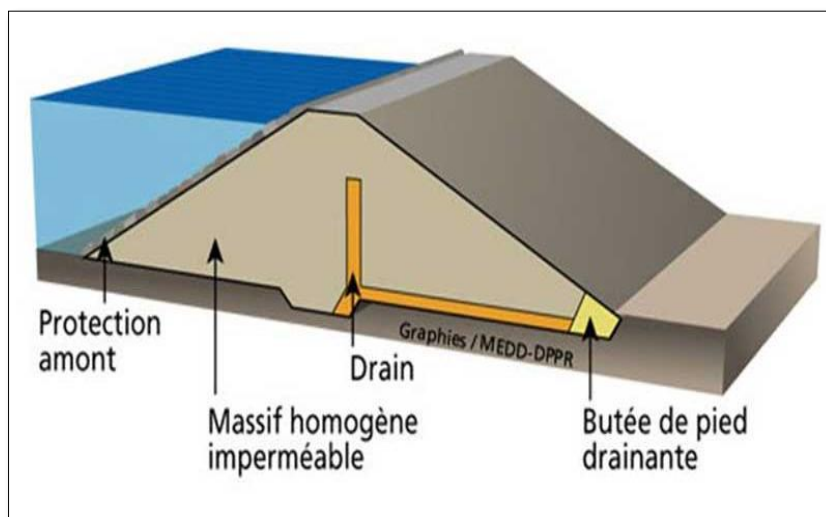


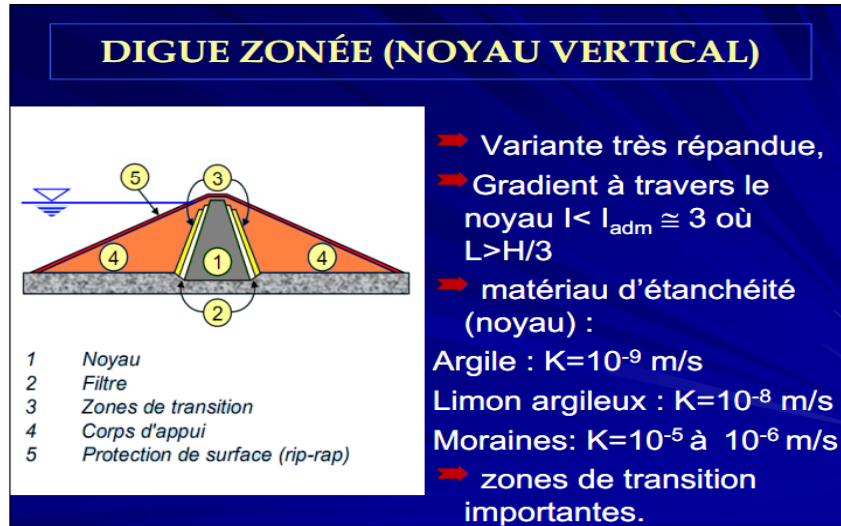
Fig. I. 1. Profil du barrage homogène.

#### I. 3. 2. Barrage à noyau

Dans le cas où la quantité des matériaux imperméables disponibles sur site est insuffisante pour réaliser tout le corps du barrage. Dans ce cas les fonctions de résistance et d'étanchéité sont en quelques sortes séparées. D'une part, la résistance est assurée par les recharges placées sur les flancs de l'ouvrage, d'autre part l'imperméabilité est assurée par le noyau central constitué de terre, la plus imperméable possible (argile). La stabilité du massif sera assurée par des zones perméables appelées recharges.

**a. Barrage à noyau central**

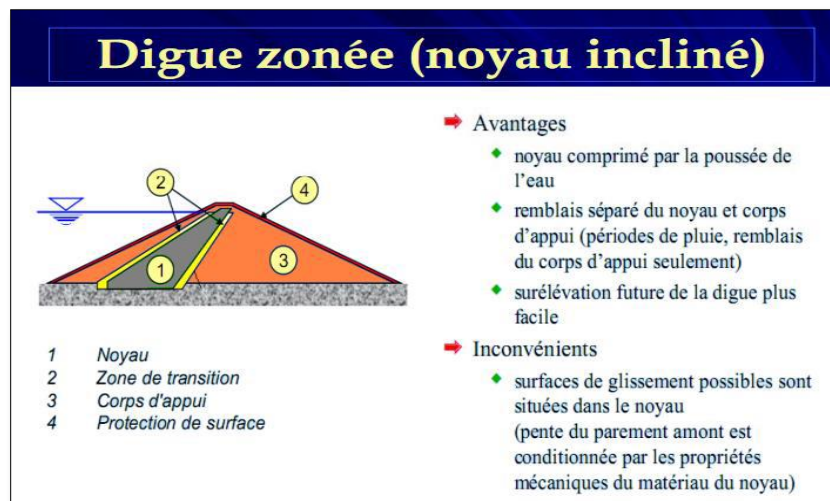
Dont le profil est présenté par la figure I.2, le noyau est constitué d'un sol imperméable ou peu perméable pour assurer l'étanchéité par contre la stabilité du massif sera assurée par des zones perméables appelées recharges (Cherif, S. M et *al.*, 2013).



**Fig. I. 2.** Digue à noyau central étanche (Benkaci, S., 2014).

**b. Barrage à noyau incliné**

Présenté par la figure I.3, dans ce cas le noyau est déplacé vers l'amont. Les surfaces potentielles de glissement traversent le noyau et la pente du parement amont est donc plus douce pour garantir la stabilité. La masse du corps d'appuis aval augmente également ce qui représente un certain avantage pour le barrage (Cherif, S. M et *al.*, 2013).



**Fig. I. 3.** Digue à noyau incliné (Benkaci, S., 2014).

### c. Barrage à membrane centrale

Lorsque le matériau nécessaire au noyau n'est pas disponible à proximité du site de construction, on peut envisager la mise en place d'une membrane centrale.

Deux solutions principales sont mises en œuvre pour cette membrane :

a) Le noyau bitumineux ( $e_{\min} = 50 \text{ cm}$  ;  $H/e \leq 120$ )

b) La paroi moulée à sec ( $e_{\min} = 80 \text{ cm}$ )

- Il est possible de réaliser des barrages avec membrane centrale en bitume jusqu'à une hauteur de 100 m.

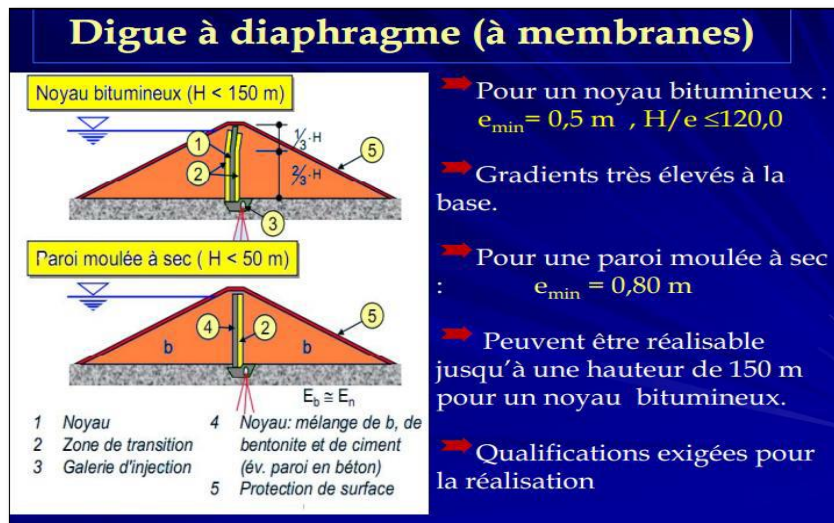


Fig. I. 4. Digue à diaphragme (Anton, J et al., 2011).

### I. 3. 3. Barrage à masque

Sur des sites particuliers où aucune terre imperméable n'est disponible et où seuls les enrochements sont dominants, le corps du barrage est donc 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 géo-membrane. 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. Ses éléments sont montrés sur la figure I.5 (Messaid, B., 2009).

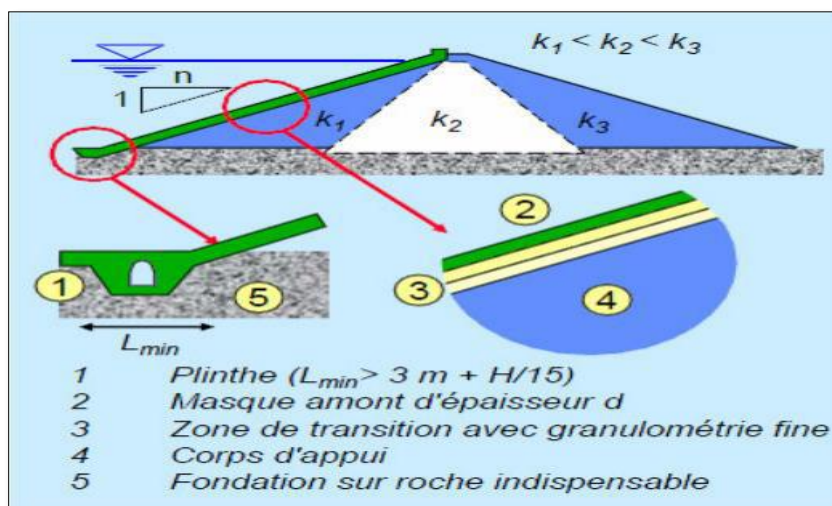


Fig. I. 5. Digue avec masque étanche (Anton, J et al., 2011).

## I. 4. Définition du profil général des barrages en terre

### I. 4. 1. Hauteur du barrage

La hauteur totale de la digue est égale à la hauteur normale de la retenue des eaux, majorée de la charge maximale au-dessus du seuil du déversoir et de la revanche.

### I. 4. 2. Niveau normal de retenue

La hauteur normale de la retenue est calculée compte tenue de la capacité utile à stoker, de volume mort, éventuellement prévue en fond de la retenue pour emmagasiner les dépôts, et de la tranche correspondant aux pertes par évaporation et par infiltration.

### I. 4. 3. Niveau des plus hautes eaux

La charge maximale au-dessus du réservoir de crue dépend des caractéristiques de l'évacuateur des crues définies en fonction de l'hydrologie du bassin versant et du laminage de crue de la retenue. On appelle niveau des plus hautes eaux le niveau normal de la retenue majoré de la charge sur le déversoir de crue.

### I. 4. 4. Revanche

En raison de la vulnérabilité d'un barrage en remblai en cas de submersion, il est primordial de prévoir une revanche qui, par définition, correspond à la distance verticale mesurée entre le niveau maximal d'exploitation et celui du couronnement (après la consolidation). La détermination de la revanche doit tenir compte d'une combinaison raisonnable des différents effets suivants :

- Le dysfonctionnement des organes de décharge mobiles.
- La hauteur maximale des vagues provoquées par le vent extrême considéré.
- Le déferlement des vagues à la surface du parement amont.

- Le supplément de sécurité (en cas d'avalanches, tremblements de terre, rupture des glaciers) (Anton, J et *al.*, 2011).

#### I. 4. 5. Pente des Talus

Le calcul de stabilité détermine les angles des talus nécessaires. Ils sont avant tout une fonction du matériau utilisé et le système d'étanchéité choisi. Le tableau suivant donne quelques indications pour le pré dimensionnement des digues.

**Tableau. I. 1.** Valeurs indicatives des fruits de talus (valeurs devront être vérifiées par calcul de stabilité).

Matériaux de remblai (corps d'appui)	Elément étanche	Pente amont	Pente aval
Enrochements	Noyau central	1 :1.80	1 :1.80
	Noyau incliné	1 :2.10	1 :1.80
	Masque amont	1 :1.50	1 :1.40
Alluvions perméables	Noyau central	1 :2.00	1 :2.00
	Noyau incliné	1 :2.30	1 :2.00
Alluvions fines	Noyau central	1 :3.00	1 :2.50
	Noyau incliné	1 :3.30	1 :2.50
Digue homogène		1 :3.00	1 :3.00

Source : (Anton, J et *al.*, 2011).

#### I. 5. Drains et filtres du barrage en terre

##### I. 5. 1. Rôle des drains et filtres

Du fait de la charge hydraulique à l'amont du barrage, l'eau s'infiltré progressivement dans le massif même du barrage et dans ses fondations, bien que le choix des matériaux de construction et de l'implantation de l'ouvrage ait été fait de manière à limiter les débits d'infiltration.

- ❖ **Drain** : est un organe qui évacue les eaux prévenant d'une infiltration à travers un massif ou d'un ressuyage.
- ❖ **Filtre** : est un organe destiné à bloquer la migration des particules fines éventuellement entraînées par la circulation de l'eau dans un massif.

La capacité des drains doit être suffisante pour leur permettre d'absorber les débits provenant non seulement de la percolation normale à travers le noyau et la fondation, mais aussi les fuites accidentelles pouvant provenir d'une fissuration du noyau (créée par fracturation

hydraulique ou tassement différentiel), ou d'un collage imparfait entre le noyau et sa fondation ou tout autre organe.

Il faut protéger les drains par des filtres, pour empêcher le sol de se déplacer : si on plaçait les drains directement au contact des matériaux à granulométrie fine comme un barrage en terre avec noyau (ou certaines fondations), l'eau en écoulement entraînerait les particules fines à travers les vides inter-granulaires du drain et l'on obtiendra ! It une érosion interne nommée renard.

### **I. 5. 2. Constitution des drains et filtres**

\*Les drains sont constitués, soit de graviers perméables, soit d'éléments de tuyaux en béton poreux ou en plastique perforé également entourés d'une couche de gravier.

\*Les filtres sont constitués des couches successives des matériaux perméables, de granulométries de plus en plus fines assurant la transition entre le drain et les éléments fins des terres drainées. Dans un filtre, chaque couche doit jouer le rôle de filtre vis-à-vis de la précédente dans le sens de l'écoulement de l'eau (Rolley, R et *al.*, 1977).

### **I. 5. 3. Types des drains dans un barrage en terre**

La construction des barrages en terre exige dans la plupart des temps la construction des dispositifs de drainage afin d'évacuer les eaux infiltrées et de protéger le talus aval contre les sous pressions et l'érosion. Le rôle d'un drain est d'éviter la surface de suintement et avoir un débit minimum, les différents types de drains sont présentés sur la figure I.6 (Anton, J et *al.*, 2011).

Le choix du type de drain dépend de plusieurs facteurs tels que :

- ✓ La hauteur du barrage.
- ✓ La perméabilité de la fondation.
- ✓ La disponibilité du matériau.
- ✓ Le coût du matériau.

Comme la plupart des ouvrages, les dispositifs de drainage nécessitent un entretien régulier qui, s'il n'est pas réalisé, peut leur enlever toute efficacité.

#### **a. Drain cheminé (vertical)**

Placé verticalement au centre de la digue, constitué d'un rideau d'une largeur minimale de 1 mètre en matériau grossier dont la granularité est choisie de manière à ce que les conditions de filtre soient réalisées.

#### **b. Tapis drainant aval**

Qui couvre la moitié aval de la fondation et sert d'exutoire au drain cheminée (et de drain vis à vis des eaux présentes en fondation).

### c. Prisme de drainage

Les prismes sont les éléments les plus utilisés pour le drainage. Dans sa partie centrale, ils sont construits en pierres et on place un filtre à l'envers au niveau de la zone de contact du remblai et sa fondation. Sa situation est particulière dans la partie du remblai qui passe par la voie de l'oued. Sa hauteur minimale est fonction du niveau d'eau dans le talus en aval et sa stabilité dépend des critères du concepteur. On peut calculer sa hauteur selon  $0.2 H$  où  $H$  est la hauteur du barrage. La largeur du prisme dans sa partie supérieure (berme) doit être de 3 m pour qu'il puisse être placé et compacté avec les engins de compactage (Rodriguez, B. A. et al., 2004).

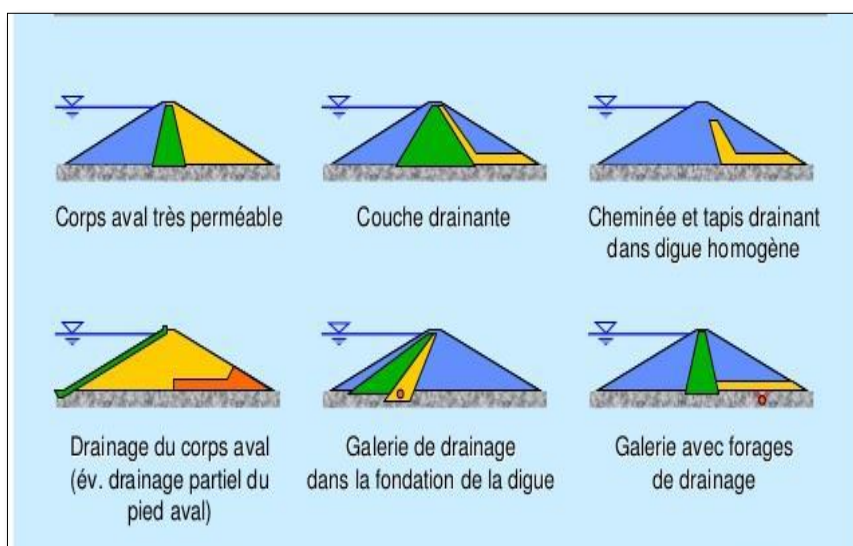


Fig. I. 6. Types de drainage des digues en terre (Anton, J et al., 2011).

### I. 6. Largeur en crête

Elle doit assurer la sécurité suffisante contre tout risque de submersion par les vagues au cas où la revanche serait faible. Elle dépend de plusieurs facteurs notamment de la longueur minimum du chemin d'infiltration qui assure un gradient hydraulique suffisamment faible à travers le barrage lorsque le réservoir est plein (Rolley, R et al., 1977).

Généralement pour les petits barrages, la largeur en crête est égale ou supérieure à 3 m, et pour des digues de plus de 9 m de haut on adopte souvent comme largeur en crête  $1/3$  de la hauteur de la digue.

L'épaisseur de la crête est en général déterminée par l'une des formules suivantes où  $H_r$  est la hauteur du remblai en mètres :

a. Formule de Knappen (Rolley, R. 1977).

$$b = 1,65 * \sqrt{H_r} \quad (I.1)$$

b. Formule de Preece (Poste et al., 1953).

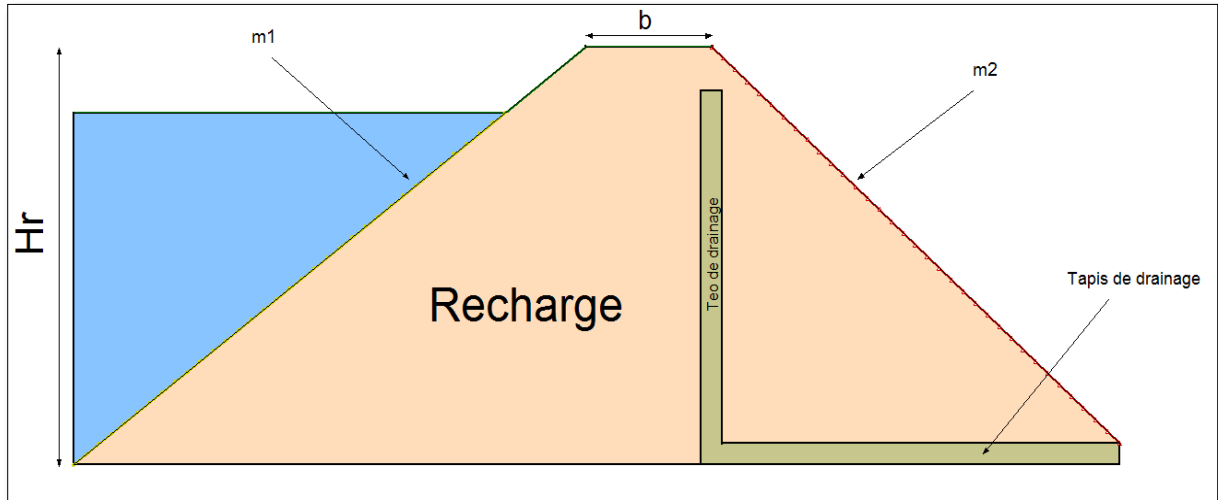
$$b = (1.1 * \sqrt{H_r}) + 1 \quad (I.2)$$

c. Formule Simplifié (Rolley,R. 1977.

$$b = 3.60 * \sqrt[3]{H_r} - 3 \tag{I.3}$$

d. Formule Pratique

$$b = \frac{5}{3} * \sqrt{H_r} \tag{I.4}$$



**Fig. I. 7.** Profil général d'un barrage en terre.

bc : Largeur de la crête de barrage (m).

H<sub>r</sub>: Hauteur de barrage (m).

m<sub>1</sub> ; m<sub>2</sub> : La pente des talus amont et aval.

**I. 7. Dimension minimale de la crête du barrage**

Si on prévoit le passage routier il faudra projeter une route automobile en remblai de largeur selon la catégorie de la route (tableau. I. 2).

**Tableau. I. 2.** Dimension de la largeur de la crête en fonction des catégories de la route.

Paramètres	Catégorie de la route				
	I	II	III	IV	V
Largeur de la crête b (m)	>=27.5	15	12	12	8
Largeur de la partie de passage	>=15	7.5	7.0	7.0	4.5
Largeur du bas-côté ,a1(m)	3.75	3.75	3.75	2.5	1.75

Source : (Belokonev, E., 1981).

## I. 8. Interprétation de la loi de Darcy

### I. 8. 1. Loi fondamentale de l'écoulement

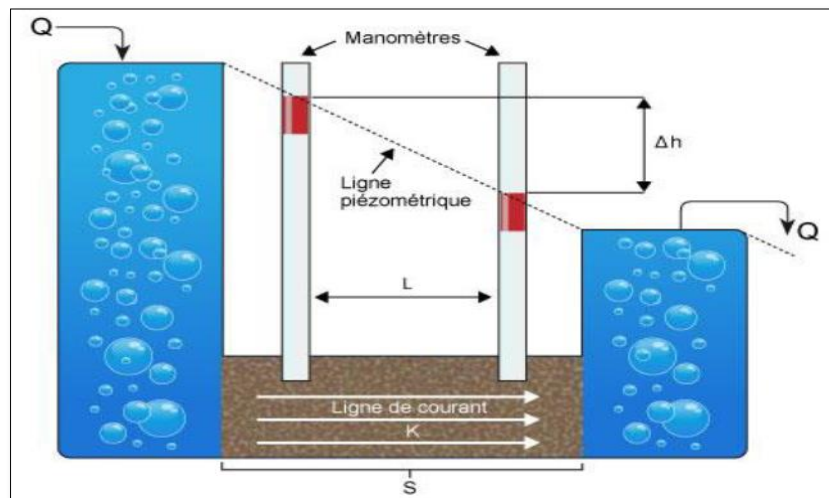
La loi de Darcy est notamment utile pour caractériser les écoulements souterrains de l'eau. On l'utilise donc fréquemment dans des milieux poreux comme, par exemple, barrage en terre (Laforest, M. et Jallifier-verne, I., 2009).

#### a. Définition de la loi de Darcy

C'est une loi physique mécaniste et déterministe qui exprime le débit d'un fluide incompressible filtrant au travers d'un milieu poreux (supposé isotrope à l'échelle de travail). La circulation de ce fluide entre deux points est déterminée par la conductivité hydraulique du substrat et par le gradient de pression du fluide (Mouali, L. Harzouz, S., 2015).

#### b. Loi de Darcy

Dans le cadre de ses expérimentations pour améliorer la qualité des filtres utilisés à la purification des eaux d'alimentation de la ville de Dijon en France, Henry Darcy fut le premier à observer en 1856 la relation entre le débit à travers le sable et la perte de charge qui lui était associée.



**Fig. I. 8.** Expérience de Darcy (Laforest, M. et Jallifier-verne, I., 2009).

Quoiqu'expérimental au début, les observations subséquentes en ont fait une loi de portée générale qui porte son nom. Le débit au travers d'un matériel poreux présenté à la (figure I.8) s'exprime :

$$Q = -K \frac{\Delta H}{\Delta L} A \quad (I. 5)$$

Q : débit (m<sup>3</sup>/s).

K : coefficient de proportionnalité appelé conductivité hydraulique de sol (m/s).

H : perte de charge (m).

L : longueur de l'écoulement (m).

A : section d'écoulement (m<sup>2</sup>).

Le débit est proportionnel à la perte de charge par unité de longueur et proportionnel à la surface de l'écoulement. Le débit est aussi proportionnel à un coefficient dépendant du type de sol, coefficient qui a été appelé conductivité hydraulique. Le rapport de la perte de charge par unité de longueur est appelé gradient hydraulique "i" :

$$i = \frac{\Delta H}{\Delta L} \quad (I.6)$$

### c. Limite de validité de la loi de Darcy

Pour que la loi de Darcy soit applicable c'est évident que l'écoulement reste en régime laminaire et de ne pas dépasser le seuil d'apparition de turbulence, il est nécessaire que le nombre de Reynolds ( $Re$ ) qui mesure l'importance de force d'inertie par rapport aux force de viscosité soit supérieur à 1.

$$1 < Re = \frac{V D}{\vartheta} < 10 \quad (I.7)$$

Avec :

$Re$  : nombre de Reynolds.

V : la vitesse d'écoulement.

$\vartheta$  : la viscosité cinématique ( $\mu/\rho$ ).

D : la longueur représentative de l'écoulement.

Aussi que La loi de Darcy soit valide, il est nécessaire que la matrice solide est homogène, isotrope et stable, ainsi que le fluide aussi est homogène isotherme et incompressible.

## I. 9. Conditions aux limites des écoulements souterrains

Nous savons qu'un écoulement à potentiel des vitesses ne peut être calculé que si les conditions aux limites sont connues. Du point de vue mathématique.

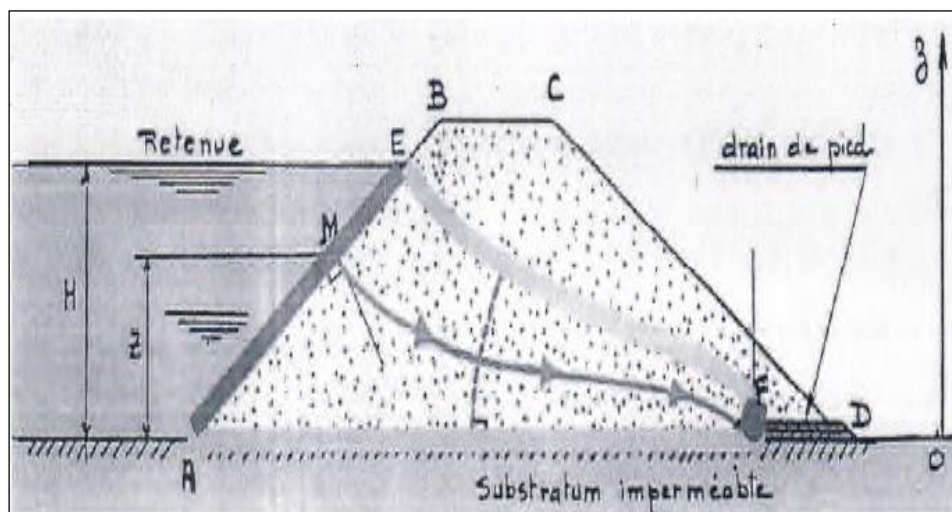
Les conditions aux limites des écoulements souterrains : appartiennent à l'une des deux catégories suivantes :

- **Condition de Dirichlet** : on connaît le potentiel  $\Phi$  sur une des limites du domaine,
- **Condition de Neumann** : on connaît le gradient de potentiel  $d\Phi/dn$  dans une direction donnée  $\vec{n}$  sur une des limites de domaine.

### a. Conditions aux limites de l'équation à travers un barrage interne

Dans la nature, sur le prototype, les sites ne sont pas limités à la zone dans laquelle se trouve les ouvrages à étudier (étendue de la mer, longueur d'une cour d'eau, etc.) sur le modèle, au contraire par raison d'économie on doit limiter l'emprise.

Il faut donc réaliser sur le modèle des conditions aux limites satisfaisantes, c'est-à-dire telles que les paramètres hydrodynamiques (vitesse, débit, profondeur et pression) soient les mêmes que dans la nature (Figure. I. 9) (Woumeni, R., 2003).



**Figure. I. 9.** Les conditions aux limites pour un barrage en terre avec drain.

Les conditions sont :

1- Contact d'une paroi imperméable (AD) : aucun débit ne la traverse, la composante de la vitesse de décharge selon la normal  $n$  à la surface imperméable est nulle : le gradient hydraulique transversal est nul.

$$\frac{\partial \phi}{\partial n} = 0, \text{ la dérivée normale est nulle (condition de Neumann)} \quad (\text{I.8})$$

2- Contact d'une surface filtrante (AE) : dans une masse d'eau libre, les pertes de charge sont nulles en comparaison avec celles qui règnent à l'intérieur du massif poreux, alors :

$\phi = \text{constante}$  (la condition de Dirichlet).

Les surfaces filtrantes sont des surfaces équipotielles.

3- Contact de la surface d'une nappe libre (EF) : sur toutes les surfaces le long desquelles l'écoulement de filtration est en contact avec l'air, La pression est égale à la pression atmosphérique, on dit que le débit qui la traverse est nul, donc on aura la double condition :

$$\phi = z \text{ et } \frac{\partial \phi}{\partial n} = 0 \quad (\text{I.9})$$

4- Si le barrage est constitué d'un drain au pied, on aura  $\phi=0$  au pied de ce drain (F).

### I. 10. Les méthodes de résolution

Ces méthodes sont employées pour déterminer les paramètres hydrauliques de l'infiltration (la construction du réseau d'écoulement, la surface de l'eau libre, débit d'infiltration, gradient hydraulique,). Des nombreux chercheurs ont étudié les problèmes d'infiltration dans les milieux poreux. Il existe différentes techniques traitant de ce problème chacun d'eux est adapté à certains types de problèmes (Harr, M. E., 1962).

Les équations générales qui régissent d'infiltration constante dans les milieux poreux utilisées pour la détermination des paramètres hydrauliques de l'infiltration peuvent décrit par l'équation de Laplace.

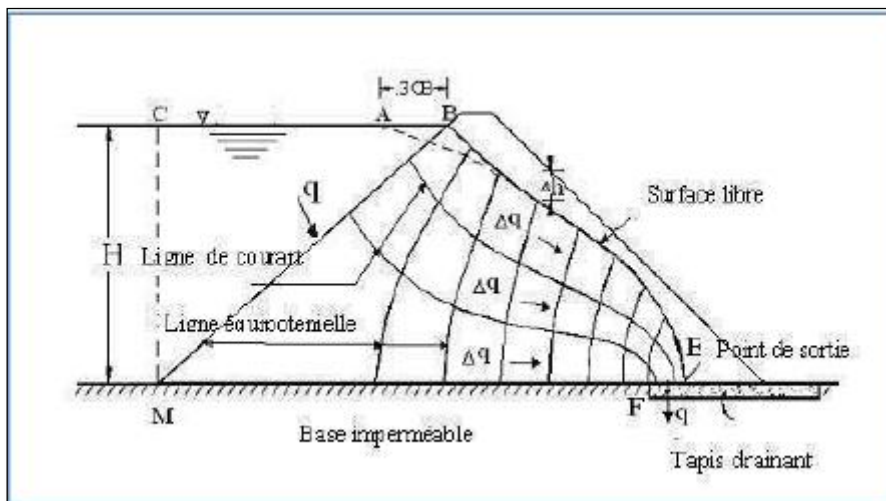
En principe, quatre méthodes existent pour résoudre les problèmes de débit d'infiltration :

- Méthodes graphiques.
- Méthodes analytiques.
- Méthodes expérimentales.
- Méthodes numériques.

#### I. 10. 1. Méthodes graphiques

Une représentation graphique de la famille des lignes de courant et de leurs correspondants des lignes équipotentiels dans une région d'écoulement est appelé un réseau d'écoulement, (Fig. I.10).

Le flux net est une solution graphique à l'équation de Laplace pour l'écoulement à deux dimensions à travers un milieu homogène, isotrope ( $k_x = k_y$ ).



**Fig. I. 10.** Infiltration à travers un barrage en terre homogène avec tapis horizontale.

(Harry, R. C., 1989).

La méthode graphique peut être utilisée pour résoudre une large classe des problèmes que la méthode d'analyse. Son avantage est très remarquable dans le cas de l'écoulement potentiel à travers les domaines avec des limites irrégulières. D'autres types de flux telle que celle du sol à travers deux dimensions homogènes ou multicouches anisotropes peuvent également être traitées graphiquement (Harry, R. C., 1989).

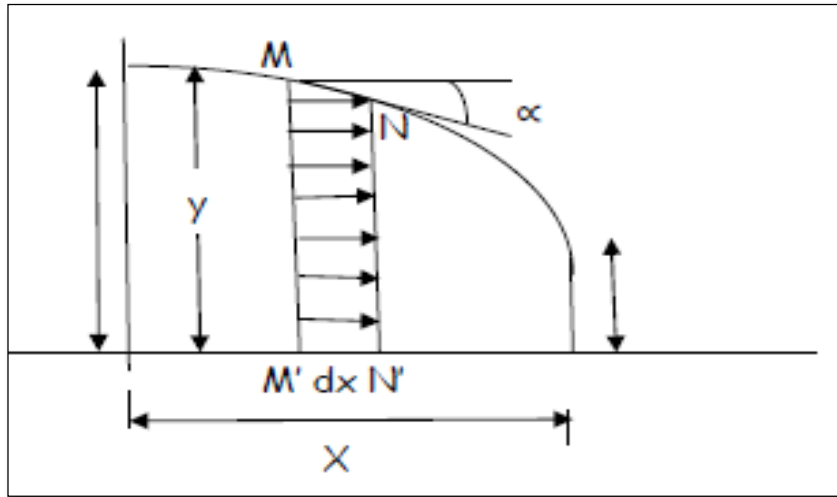
Les méthodes graphiques consistent à tracer le réseau d'écoulement à la main ; en respectant le mieux possible les propriétés des réseaux, vues antérieurement. Il est toujours plus facile de construire un réseau quadratique, c'est-à-dire :  $d\phi = d\psi$ . Ces méthodes dépendent beaucoup de l'habileté, l'intelligence et la pratique individuelle.

## I. 10. 2. Méthodes analytiques

### a. Théorie de Dupuit

Les hypothèses admises pour l'établissement des formules de Dupuit sont (Hug, M., 1975) :

- La loi de Darcy est applicable, c'est-à-dire que les vitesses sont proportionnelles aux pertes de charge (gradient hydraulique).
- Milieu homogène et isotrope, substratum horizontal l'eau et le milieu poreux sont incompressibles, régime permanent.



**Fig. I. 11.** Profil de la courbe de saturation. (Amieur, R. Dedouche, S., 2009).

Dans une section verticale de la nappe de trace MN, toutes les vitesses  $V$  sont supposées égales, parallèles entre elles et ayant pour valeur commune  $V = k \frac{dy}{dx}$  au signe près,  $x$  et  $y$  étant les coordonnées du point  $M$  situé à la surface de la nappe dans la section transversale considérée (Amieur, R. Dedouche, S., 2009).

On admet donc que l'écoulement se produit par tranches anneaux verticaux supposés animés sur toute leur hauteur de la vitesse horizontale  $V$  si on considère le filet liquide superficiel traversant en  $M$  et  $M'$  deux tranches infiniment voisines  $MN$  et  $M'N'$ , la perte de charge unitaire entre  $M$  et  $M'$  a pour expression exacte d'après Darcy si  $MM' = dl$  :

$$T = \frac{dy}{dl} = \sin \alpha \quad (\text{Au signe près})$$

L'hypothèse de **Dupuit** suppose que perte de charge a pour expression :  $I = \frac{dy}{dx} = \tan \alpha$

En fait cette hypothèse reste valable tant que  $X$  petit c'est-à-dire la courbure de la surface libre est suffisamment faible.

Cette hypothèse est en défaut lorsque se trouve près de l'extrémité aval car la pente de la courbe atteint des valeurs assez grandes.

$$Q = V.S = V.L.Y \rightarrow V = k \frac{dy}{dx} \rightarrow Q = kLY \frac{dy}{dx} = Qdx = kLYdY$$

Nous obtenons par intégration :

$$QX = \frac{1}{2} kLY^2 + cte \quad (I. 10)$$

En faisant intervenir les conditions aux limites on détermine la constante :  $cte = -\frac{1}{2} kLY_2^2$

En introduisant l'expression de la constante dans l'équation on aboutit à :

$$Q = \frac{1}{2} \frac{kL}{X} (Y^2 - H_2^2) \quad (I. 11)$$

L'équation de la courbe de Dupuit est donnée par (Georges, S., 1987) :

$$Y^2 = \frac{X}{X} (H_1^2 - H_2^2 + H_2^2) \quad (\text{I.12})$$

Où :

$H_1$  : hauteur amont (m).

$H_2$  : hauteur aval (m).

$X$  : largeur de la digue (m).

### b. Méthode analytique semi-empirique de Kozeny

Pour un barrage en terre constitué de matériaux homogène assis sur une fondation imperméable, la ligne de saturation coupe la face aval du massif.

Cette position n'est pas influencée par la perméabilité du matériau composant le massif. Elle ne dépend que de la forme géométrique du massif. Ceci bien entendu dans le cas de l'isotropie.

A partir du potentiel complexe :  $\omega = \phi + iQ = \sqrt{2ez}$ .

Kozeny a montré que pour les conditions énoncées ci-dessus la ligne de saturation, s'il n'y avait pas d'influence à l'entrée et la sortie de massif serait une courbe parabolique de foyer A et d'axe Ax représentée en tirets sur le schéma et d'équation :  $(x + y_0)^2 = x^2 + y^2$ .

Pour des valeurs données de y les paraboles coupent la ligne délimitant le plan d'eau de la retenue en des points tels que  $B_2$  de coordonnées  $y = H$  et  $x = d$ .

En supposant que l'infiltration dans les massifs de barrage en terre se comporte comme l'écoulement d'un fluide incompressible en mouvement plan permanent dans un milieu homogène, et obéit à la loi de Darcy qui met en relief la proportionnalité des pertes de charges aux vitesses d'écoulement, Casagrande a montré que celle de ces paraboles qui passe par le point  $B_2$  tel que  $BB_2$  soit égal au 3/10 de la projection horizontale S de la portion de la face amont du massif en contact avec l'eau de la retenue se confond sensiblement avec la ligne de saturation (Casagrande, A., 1937).

La ligne de saturation d'après Kozeny (Khalaf Allah, S., 2005) :

Parabole de base

$$\left\{ \begin{array}{l} X = \frac{Y^2 - Y_0^2}{2.Y_0} \\ Y_0 = \sqrt{H^2 + d^2 - d} \end{array} \right\} \quad (\text{I.13})$$

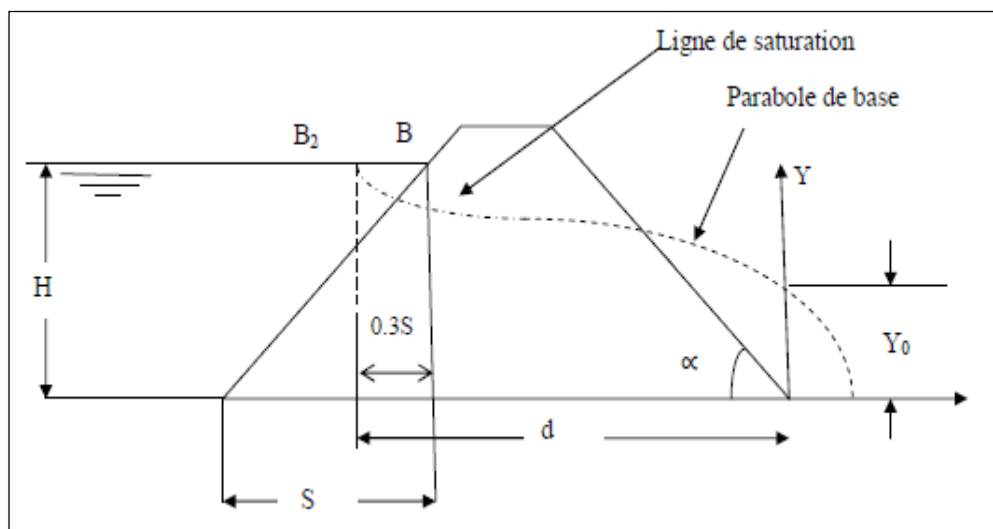


Fig. I. 12. Ligne de saturation d'après Kozeny.

Dans ces conditions, en faisant  $Y = H$  et  $x = d$  dans l'équation (I.13) et en remarquant que  $d$  doit être pris égal à la largeur du massif à son embase diminuée de  $0.7S$ , nous tirons la valeur de  $Y$ .

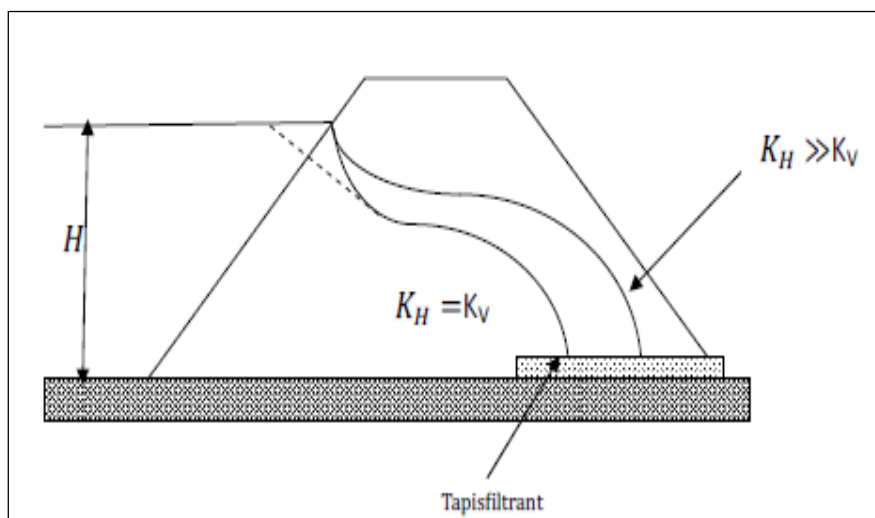
### Cas anisotrope

En fait, le massif du barrage ne forme pas un ensemble isotrope et les perméabilités sont différentes. Ceci est dû au compactage par couches successives qui entraîne en générale une anisotropie du remblai.

Dans ces conditions, la méthode de détermination de la ligne de saturation que nous venons d'exposer et qui supposait les matériaux parfaitement homogènes et isotropie se trouve en défaut. Il sera cependant, possible de l'appliquer en opérant une transformation au profil de l'ouvrage.

Si l'on désigne par  $k_v$  et  $k_h$  les perméabilités dans les directions verticales et horizontales, cette transformation se fera en multipliant les dimensions horizontales par  $\sqrt{\frac{k_v}{k_h}}$ .

Les ordonnées de la ligne phréatique ainsi obtenues sont reportées sur la section non réduite de l'ouvrage aux points d'abscisses correspondantes.



**Fig. I. 13.** Effet de l'anisotropie sur la ligne de saturation.

### I. 10. 3. Méthodes expérimentales

Les méthodes expérimentales sont considérées comme utiles pour simuler l'écoulement de l'eau par des modèles en laboratoire. Il y a deux types de modèles, le modèle électrique, qui analogues de l'écoulement de l'eau par un flux de modèles actuels et physiques comme modèle de bassin de perméabilité et le modèle de l'écoulement visqueux (modèle Hèle-Shaw). Ces méthodes ont des inconvénients tels que la construction complexe et l'exploitation. Dans le modèle de Hèle-Shaw, la viscosité du fluide varie avec la température, et le modèle de bassin de perméabilité souffre de la difficulté de représenter la perméabilité correcte du sol (Georges, S., 1987).

#### a. Modèle de bassin de perméabilité

En principe, les expériences de bassin de perméabilité représentent des reproductions à petite échelle des systèmes d'écoulement à grande échelle. En substance, on construit une maquette (généralement du sable) du prototype dans un bassin équipé de l'avant perforé et permet le passage de l'eau, lorsque l'état d'équilibre des flux est atteint, un colorant est introduit à divers endroits le long de la limite amont à proximité de la paroi transparente pour former les traces des lignes de courant.

Nous avons utilisé un modèle de bassin de perméabilité, afin d'évaluer l'effet de la crête sur le débit d'infiltration dans un barrage en terre homogène, repose sur une base imperméable.

### I. 10. 4. Méthodes numériques

Les deux méthodes numériques les plus largement utilisés au traitement des problèmes d'infiltration sont :

1 –Méthode des différences finies (MDF).

2 -Méthode des éléments finis (MEF).

### a. 1. Méthode des différences finies (MDF)

La méthode des différences finies a connu dans ses débuts un grand intérêt. En effet, c'est à travers celle-ci que les plus grands développements ont été réalisés en matière de résolution des problèmes d'écoulements. Toutefois, cette méthode semble, à l'heure actuelle, moins utilisée par comparaison avec la méthode des éléments finis (Harrat, S., 2015).

### b. 2. Méthode des éléments finis (MEF)

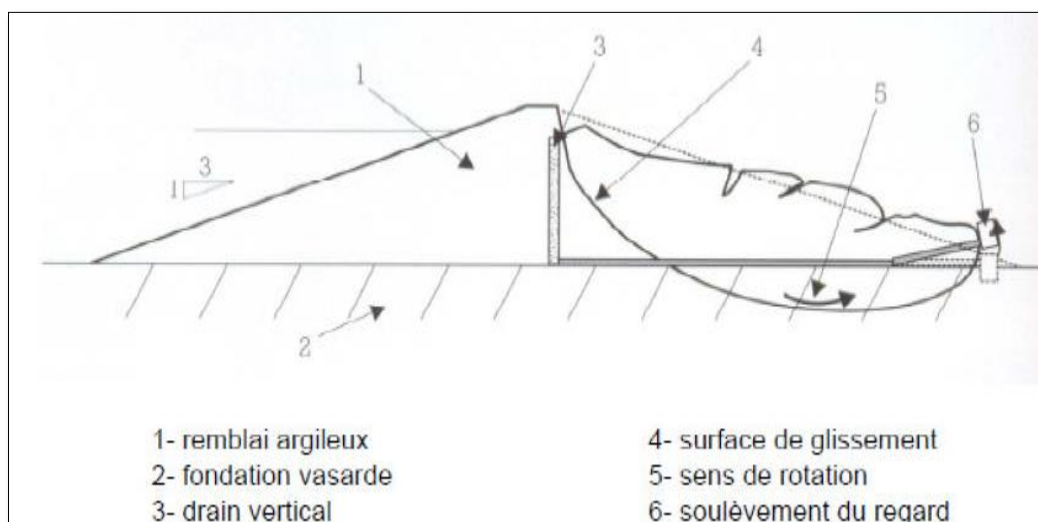
Dans cette méthode, le domaine de l'écoulement est divisé en un certain nombre d'éléments, les éléments ne doivent pas être rectangulaires. Ils peuvent prendre n'importe quel plan ou de la forme tridimensionnelle. Les côtés peuvent être des lignes droites ou courbes.

La méthode des éléments finis dépend des théories de calcul des variations. Le problème de valeur limite est remplacé par son intégrale variation elle équivalente minimale. Ce n'est pas toujours facile car le problème variation elle qui est équivalent au problème de valeur limite d'intérêt ne peut être connu. Il est heureux que les problèmes largement utilisé la valeur limite de l'écoulement à travers les milieux poreux ont connu équivalente intégrales variation elle (El-Masry, A. A., 1991).

## I. 11. Calcul de stabilité

### I. 11. 1. Principe d'analyse

On calcule la sécurité au glissement pour diverses surfaces de rupture qui traversent plusieurs zones de la digue et éventuellement le sous-sol. On cherche la surface de rupture qui donne la plus petite sécurité. Souvent on fait l'hypothèse d'une surface circulaire.



**Fig. I. 14.** Glissement circulaire sur un talus.

### I. 11. 2. Méthodes d'analyse

Pour les massifs hétérogènes comme les digues zonées on utilise les méthodes analytiques bien connues de la mécanique des sols. La masse instable est habituellement de coupes verticalement en tranches. Les caractéristiques de résistance au cisaillement sont constantes sur les faces inférieures des tranches, c'est à dire au niveau de la surface de glissement étudiée.

La surface de glissement dépend fortement du profil de la digue zonée. Les méthodes analytiques suivantes sont souvent utilisées :

Surface de glissement circulaire : - Fellinius (1948)  
- Bishop (1955)

Surface de glissement quelconque : - Janbu (1954)  
- Morgenstern-Price (1965)  
- Krey

A l'aide des logiciels, les surfaces de glissement critiques peuvent être trouvées assez facilement.

### I. 11. 3. Facteurs de sécurité

Un talus est stable lorsque les moments des forces actives (motrices) sont inférieurs aux moments des forces passives (stabilisantes) qui sont essentiellement des forces de résistance au cisaillement. La valeur du coefficient de sécurité est définie par le rapport des moments résistants sur les moments moteurs. En général, on considère qu'un coefficient égal à 1,4 assure une marge de sécurité suffisante mais on admet des valeurs plus faibles lorsque les conditions de rupture les plus sévères sont prises en compte dans le calcul : cas des tremblements de terre, de vidange rapide, etc. Par ailleurs, le coefficient de sécurité augmente de façon continue avec le temps sous l'influence de la consolidation essentiellement de la fondation. (Guesmia, S., 2015).

Le facteur de sécurité :

- cas de charge normal :  $F_s \geq 1.40$
- cas de charge spécial :  $F_s \geq 1.30$
- cas de charge exceptionnel :  $F_s \geq 1.20$

Le facteur de sécurité est défini dans la plupart des méthodes de tranches par le rapport.

$$F_s = \frac{\text{Forces stabilisantes}}{\text{Forces motrices}} \quad (\text{I.14})$$

La stabilité est calculée à l'aide d'un logiciel nommé Géo-studio on utilise le sous-programme SLOPE/W qui est réservé spécialement pour l'analyse de la stabilité des pentes ce programme utilise une interface graphique sous le system d'exploitation Windows qui permet aux utilisateurs de générer rapidement un modèle de géométrie ainsi que les conditions du terrain afin de trouver le cercle de rupture le plus défavorable qui donne un facteur de sécurité minime.

**I. 12. Conclusion**

Nous avons choisi la méthode expérimentale (le modèle de bassin de perméabilité), afin d'évaluer l'effet de la crête sur le débit d'infiltration dans un barrage en terre homogène avec un drain vertical, repose sur une base imperméable. Le choix a été motivé par la disponibilité du montage expérimental (le bassin de perméabilité) au laboratoire d'hydraulique du département de Génie Civil à l'Université Ammar Telidji Laghouat.



# ***CHAPITRE II***

## ***Matériels et Méthodes***

## II. 1. Introduction

Dans ce travail, une modélisation expérimentale du comportement des barrages en terre sur une base imperméable a été initiée. L'objectif est la réalisation d'un outil de calcul des paramètres de structure les plus importants et les débits de fuite ainsi que le niveau piézométrique à l'intérieur du barrage. Un tel outil permettrait de mener les études de conception de l'ouvrage principal ainsi que des ouvrages annexes. Un intérêt particulier sera attribué à l'étude des effets de la crête sur le débit de fuite à travers les barrages en terre sur une assise imperméable.

Ce chapitre est consacré à la présentation des équipements et du montage expérimentale ainsi qu'à la description de matériaux utilisés et leurs différentes propriétés. Avant toute expérience, il a été nécessaire de vérifier les propriétés des matériaux utilisés. Pour répondre à ce besoin, des tests de propriété ont été exécutés sur des échantillons représentatifs des matériaux. Les tests caractéristiques, présentés dans les sections suivantes, incluent masses volumique, l'analyse granulométrique, et l'essai de perméabilité.

## II. 2. Caractéristique d'échantillon

### II. 2. 1. Masse volumique

#### II. 2. 1. 1. Masse volumique apparente

La masse volumique apparente d'un matériau est la masse volumique d'un mètre cube du matériau pris en tas, comprenant à la fois des vides perméables et imperméables de la particule ainsi que les vides entre particules. (Ghomari, F et Bendi- Ouis, A., 2008).

La masse volumique apparente d'un matériau pourra avoir une valeur différente suivant qu'elle sera déterminée à partir d'un matériau compacté ou non compacté (Ghomari, F et Bendi- Ouis, A., 2008).

La masse volumique apparente est donnée par :

$$\rho_{app} = \frac{m}{v} \quad (II. 1)$$

m : Masse de sol (g) ;

v : Volume de sol (cm<sup>3</sup>).

### a. Description d'essai

On procède de la manière suivant (photo. II.1).

- Prendre le matériau dans les 2 mains formant entonnoir,
- Placer les 2 mains à 10 cm environ au-dessus de la mesure et laisser tomber le matériau ni trop vite, ni trop lentement,
- Verser ainsi le matériau au centre de la mesure jusqu'à ce qu'il déborde autour en formant un cône,
- Araser à la règle,
- Peser le contenu. (Ghomari, F et Bendi-Ouis, A., 2008).



**Photo. II. 1.** Étapes d'essai de la masse volumique apparent.

• L'essai est répété 3 fois pour un volume de 1 litre et la moyenne de ces essais donne la valeur de la masse volumique apparente.

**Tableau. II. 1 :** Ordres de grandeur des masses volumiques apparentes sont pour différents types de sols. (Www.grr.ulaval.ca).

Types de sols	La masse volumique apparent
Sols sableux	1,40 - 1,70 g/cm <sup>3</sup>
Sols argileux	1,00 - 1,50 g/cm <sup>3</sup>
Sols tourbeux	0,30 - 1,00 g/cm <sup>3</sup>

## b. Résultat de l'essai

**Tableau. II. 2 :** Résultat de l'essai de masse volumique apparente.

	V de ballon(cm <sup>3</sup> )	M de ballon vide (g)	Essai	V de ballon remplie (g)	V de sol net (g)	$\rho_{app}$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\rho_{app\ moy}$ (g/cm <sup>3</sup> )
<b>Sable</b>	1000	2394	01	3884	1488	1.49	1.48
			02	3864	1470	1.47	
			03	3874	1480	1.48	

Selon le tableau précédent en remarque que le sable de dune est de type sols sableux (l'essai de masse volumique apparente  $\rho_{app\ moy} = 1.48 \text{ g/cm}^3$ ).

**II. 2. 1. 2. Masse volumique absolue**

La masse volumique absolue  $\rho_s$  est la masse par unités de volume de la matière qui constitue le granulat, sans tenir compte des vides pouvant exister dans ou entre des grains (Ghomari, F et Bendi-Ouis, A., 2008). La masse volumique absolue est :

$$\rho_s = \frac{m_s}{v_2 - v_1} \quad (\text{II.2})$$

$\rho_s$  = Masse volumique absolue du sol (g/cm<sup>3</sup>) ;

$m_s$  = Masse des solides sec (g).

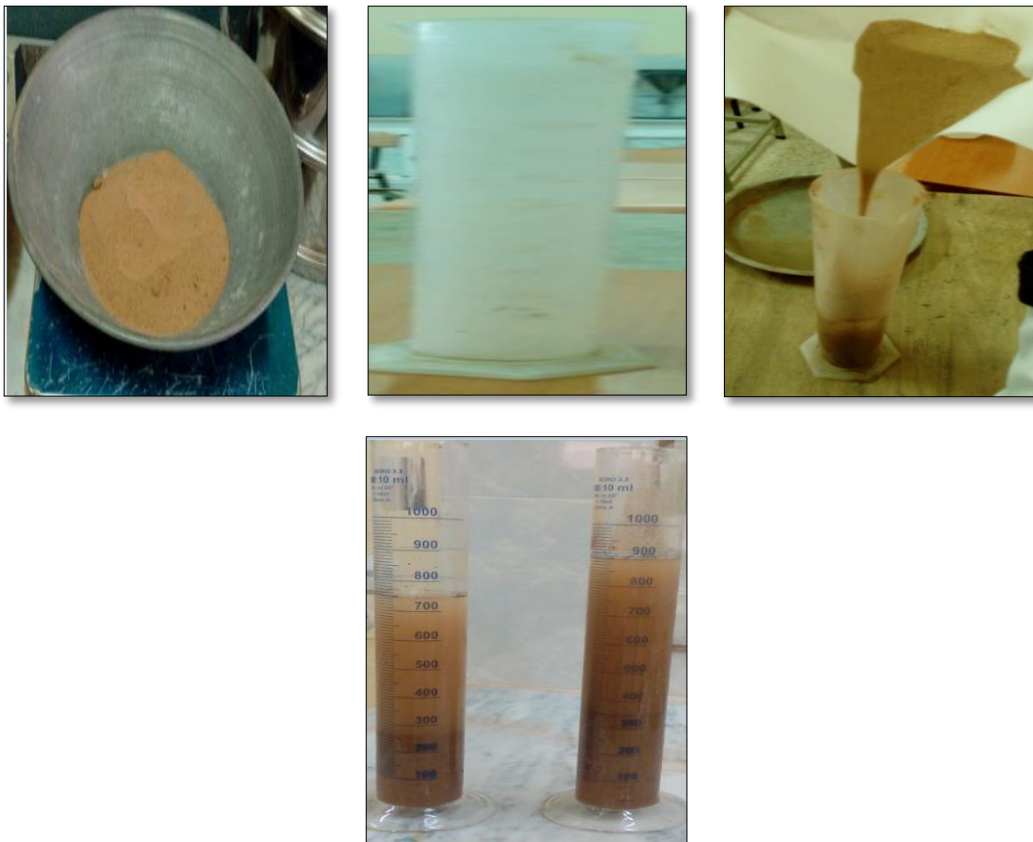
**Tableau. II. 3 :** Masse volumique réelle (absolue) des éléments constituant le sol est fonction des types de matériaux ([www.grr.ulaval.ca](http://www.grr.ulaval.ca)).

Types de matériaux	La masse volumique réelle (absolue)
Minéraux argileux	2,00 - 2,65 g/cm <sup>3</sup>
Quartz et feldspath (limon et sable)	2,50 - 2,60 g/cm <sup>3</sup>
Minéraux contenant des éléments métalliques	4,90 - 5,30 g/cm <sup>3</sup>
Fraction organique	1,30 - 1,40 g/cm <sup>3</sup>

**a. Description de l'essai**

Cette méthode est très simple et très rapide. Toutefois sa précision est faible. (Ghomari, F et Bendi-Ouis, A., 2008).

1. Remplir une éprouvette graduée avec un volume  $V_1$  d'eau.
2. Peser un échantillon sec  $M$  de granulats (400 g) et l'introduire dans l'éprouvette en prenant soin d'éliminer toutes les bulles d'air.
3. Lire le nouveau volume  $V_2$ .



**Photo. II. 2.** L'essai de la masse volumique absolue.

### b. Résultat de l'essai

**Tableau. II. 4 :** Résultat de l'essai de masse volumique absolue.

	Essais	M sec (g)	V <sub>1</sub> (ml)	V <sub>2</sub> (ml)	Masse volumique absolue (g/cm <sup>3</sup> )	Masse volumique absolue moy (g/cm <sup>3</sup> )
<b>Sable</b>	01	400	600	760	2.51	2.51
	02	500	700	900	2.51	

Selon le tableau précédent en remarque que le sable de dune est de type Quartz et feldspath (limon et sable) (l'essai de masse volumique absolue  $\rho_{s \text{ moy}} = 2.51 \text{ g/cm}^3$ ).

### II. 2. 2. Analyse granulométrique

L'analyse granulométrique consiste à déterminer la distribution dimensionnelle des grains constituant un granulat dont les dimensions sont comprises entre 6.3 et 0.08 mm. On appelle :

- REFUS sur un tamis : La quantité de matériau qui est retenue sur le tamis.
- TAMISAT (ou passant) : La quantité de matériau qui passe à travers le tamis.

#### a. Principe de l'essai

L'essai consiste à fractionner au moyen d'une série de tamis un matériau en plusieurs classes granulaires de tailles décroissantes. Les dimensions de mailles et le nombre de tamis sont choisis en fonction de la nature de l'échantillon et de la précision attendue.

Les masses des différents refus ou celles des différents tamisats sont rapportées à la masse initiale du matériau, les pourcentages ainsi obtenus sont exploités, soit sous leur forme numérique, soit sous une forme graphique (courbe granulométrique). ([www.idroproproject.com](http://www.idroproproject.com)).

#### b. Description de l'essai

Le matériau séché, de masse M, est versé sur une série de tamis choisis de telle manière que la progression des ouvertures soit croissante du bas de la colonne vers le haut. On considère que le tamisage est terminé lorsque les refus ne varient pas de plus de 1% entre deux séquences de variations de la tamiseuse.

### c. Résultat de l'essai

Peser le refus du tamis ayant la plus grande maille  $R_1$  la masse de ce refus.

- ✓ Poursuivre la même opération avec tous les tamis de la colonne pour obtenir les masses des différents refus cumulés  $R_n$ .
- ✓ Les masses des différents refus cumulés  $R_n$  sont rapportées à la masse totale de l'échantillon  $M = 1000$  g.
- ✓ Les pourcentages de refus cumulés ainsi obtenus, sont inscrits sur la feuille d'essai. Le pourcentage des tamisât cumulés sera déduit.
- ✓ Pour accepter le résultat, il faut la perte  $< 2\%$ .

On a:

$$S = R_n + P$$

Avec:

$S$  : somme des refus partiels.

$R_n$  : masses des différents refus cumulés.

$P$  : reste de refus du tamis.

$M$  : masse total d'échantillon.

$$\text{La perte} = ((M - S) / M) \cdot 100 \quad (\text{II.3})$$



**Photo. II. 3.** Étapes d'analyse granulométrique à l'utilisation de la série de tamis et agitateur.

### II. 2. 3. Coefficients d'uniformité et de courbure

On utilise habituellement les coefficients d'uniformité ( $C_u$ ) et de courbure ( $C_c$ ) pour décrire la forme des courbes granulométriques. Ces coefficients sont significatifs dans le cas de sols moins de 10% des particules passent le tamis de 80  $\mu\text{m}$  ; dans les autres cas, ils présentent beaucoup moins d'intérêt.

#### a. Coefficient d'uniformité

On le définit à l'aide de l'équation suivante :

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (\text{II.4})$$

Où :

- ✓  $D_{10}$  : diamètre effectif des particules qui correspond à 10% du passant.
- ✓  $D_{60}$  : diamètre effectif des particules qui correspond à 60% du passant.

Selon la valeur du coefficient d'uniformité, on reconnaît cinq classes de granulométrie

(Robitaille, V., 1997) :

- ✓  $C_u \leq 2$  granulométrie très serrée ;
- ✓  $2 < C_u \leq 5$  granulométrie serrée ;
- ✓  $5 < C_u \leq 20$  granulométrie semi-étalée ;
- ✓  $20 < C_u \leq 200$  granulométrie étalée ;
- ✓  $200 < C_u$  granulométrie très étalée.

#### b. Coefficient de courbure

On le définit à l'aide de l'équation suivante :

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \times D_{10}} \quad (\text{II.5})$$

Où :

- ✓  $D_{30}$  : diamètre effectif des particules qui correspond à 30% du passant.

Le résultat de l'analyse granulométrique de sable est représenté dans le tableau suivant :

Tableau. II. 5 : Résultats de l'analyse granulométrique de sable.

Tamis (mm)	Poids refus partiel(kg)	Poids refus partiel(g)	Poids refus (%)	Poids refus cumulé(g)	Poids refus cumulé(%)	Tamisât (%)
<b>0.8</b>	0	0	0	05	0	100
<b>0.63</b>	0.006	6	0.6	6	0.6	99.4
<b>0.5</b>	0.009	9	0.9	15	1.5	98.5
<b>0.4</b>	0.052	52	5.2	67	6.7	93.29
<b>0.315</b>	0.1125	112.5	11.25	179.5	17.95	82.05
<b>0.25</b>	0.286	286	28.6	465.5	46.55	53.45
<b>0.2</b>	0.202	202	20.2	667.5	66.75	33.25
<b>0.16</b>	0.164	164	16.4	831.5	83.15	16.85
<b>0.125</b>	0.072	72	7.2	903.5	90.35	9.65
<b>0.1</b>	0.049	49	4.9	952.5	95.25	4.75
<b>0.08</b>	0.026	26	2.6	978.5	97.85	2.15
<b>Reste</b>	0.019	19	1.9	998	99.8	0.2
<b>La Somme S</b>	0.998	998	100%			

On a :

La perte = 0.2% < 2%

Donc le résultat de tamisage est acceptable.

## La courbe granulométrique de sable

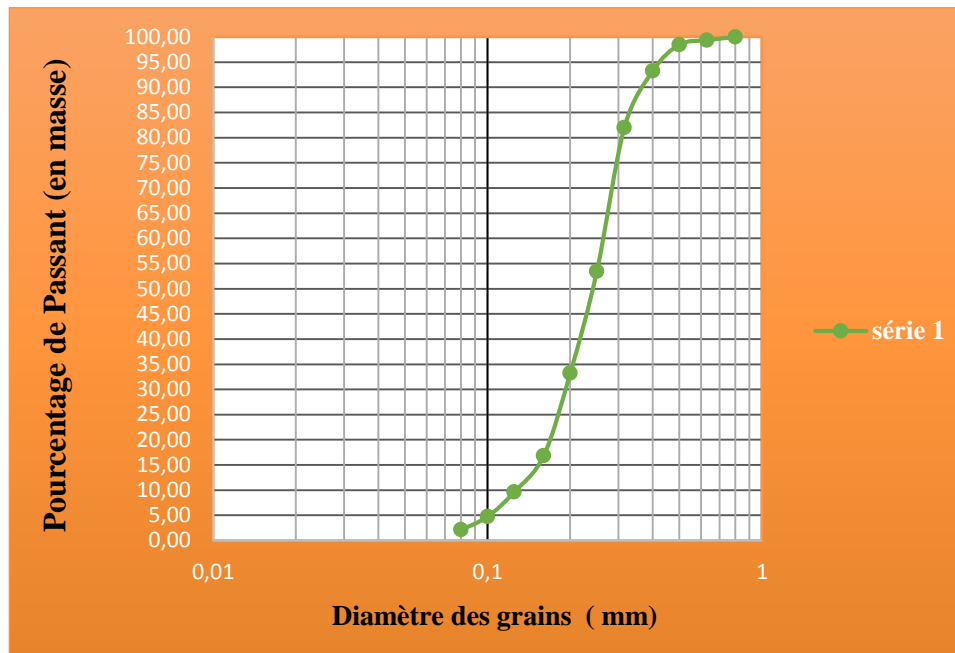


Fig. II. 1. Courbe granulométrique.

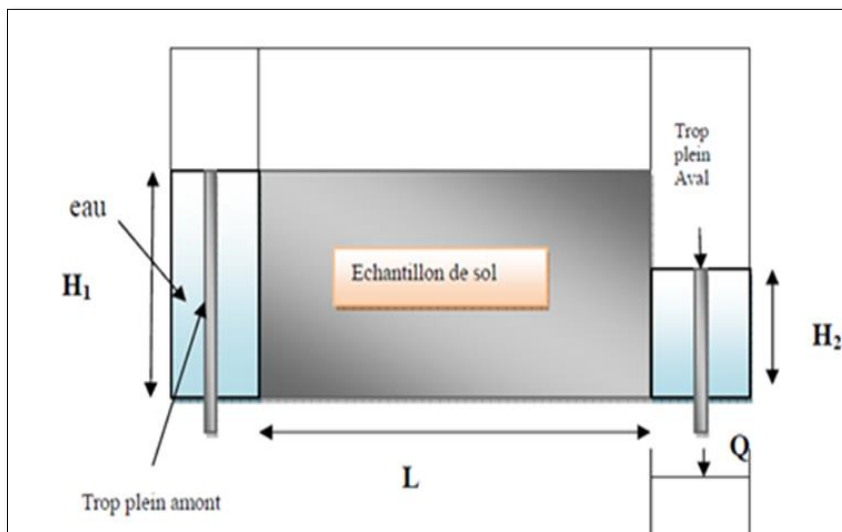
Tableau. II. 6 : Coefficients d'uniformité et de courbure.

Courbe	D <sub>10</sub>	D <sub>60</sub>	D <sub>30</sub>	C <sub>u</sub>	C <sub>c</sub>	classement selon C <sub>u</sub>	classement selon C <sub>c</sub>
Sable	0.126	0.280	0.199	2.2	1.12	granulométrie serrée	bien graduée bien répartie

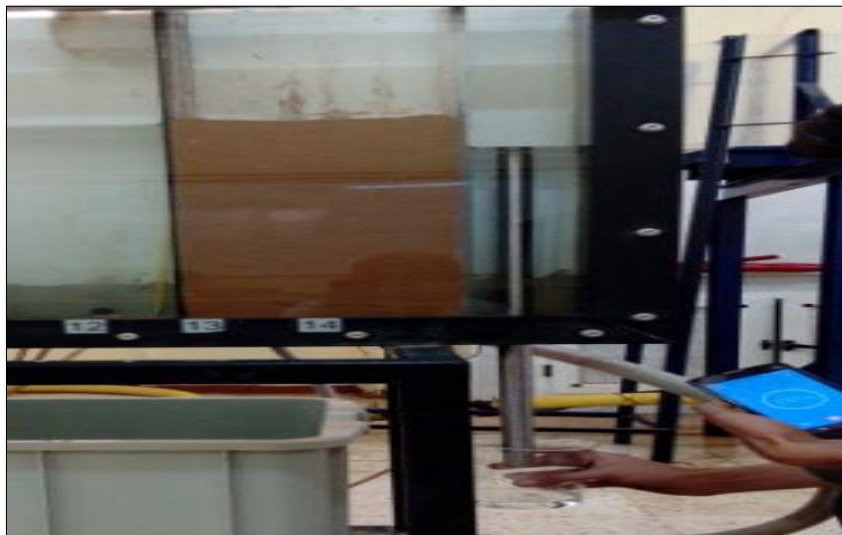
## II. 2. 4. Détermination de coefficient de perméabilité du matériau utilisé

## II. 2. 4. 1. Coefficient de perméabilité horizontale

Pour déterminer le coefficient de perméabilité horizontale on procède de la manière suivante (Figure II. 2).



**Fig. II. 2.** Schéma du bassin de perméabilité (écoulement horizontale). (Harrat, S., 2015).



**Photo. II. 4.** Mesure de la perméabilité horizontale.

$Q$  : débit qui traverse l'échantillon ( $\text{cm}^3/\text{s}$ ) ;

$H_1$  : hauteur de l'eau à l'amont (cm) ;

$H_2$  : hauteur de l'eau à l'aval (cm) ;

$L$  : longueur de l'échantillon (cm) ;

On pose à l'intérieur du bassin de perméabilité, le premier échantillon (sable) entre deux plaque perforé ; pour déterminer son perméabilité. La hauteur et la longueur de l'échantillon sont respectivement  $H_{\text{amont}} = 40 \text{ cm}$ ,  $L = 20 \text{ cm}$ .

Pour obtenir la valeur de coefficient de perméabilité, il faut garder les mêmes conditions thermiques, c'est-à-dire faire une correction de chaque débit d'infiltration à une température constante  $T = 20^\circ\text{C}$ .

On utilise la relation qui relie le coefficient de perméabilité à l'inverse du coefficient de viscosité :

$$k = \frac{k_g}{\vartheta} \quad (\text{II.6})$$

Sachant que le débit est proportionnel au coefficient de la perméabilité, donc le débit à

$T = 20^\circ\text{C}$  est donné par :

$$\frac{Q_{20}}{Q_t} = \frac{\vartheta_t}{\vartheta_{20}} \quad (\text{II.7})$$

$$Q_{20} = Q_t \frac{\vartheta_t}{\vartheta_{20}} \quad (\text{II.8})$$

Où :

$Q_t$  : débit d'infiltration ( $\text{cm}^3/\text{s}$ ) ;

$Q_{20}$  : débit d'infiltration ( $\text{cm}^3/\text{s}$ ) ;

$\vartheta_t$  : viscosité cinématique en (Stokes) [ $1 \text{ stokes} = 10^{-4} \text{ m}^2/\text{s}$ ] à  $T$  ( $^\circ\text{C}$ ) ;

La viscosité cinématique est donnée par la relation suivante :

$$\vartheta = \frac{0.0178}{(1+0.337T+0.000221T^2)} \text{ (stokes)} \quad (\text{II.9})$$

### Mesures de débit pour l'échantillon

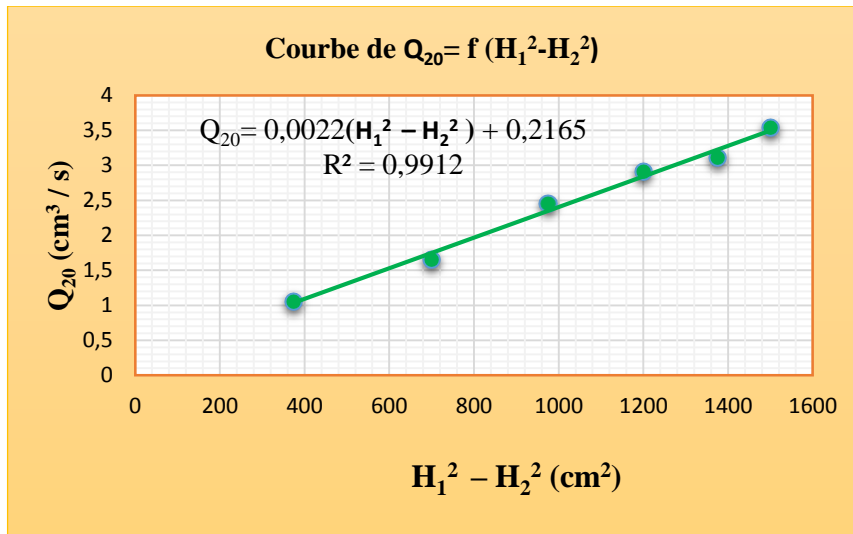
Chaque fois on mesure la quantité d'eau infiltrée  $Q$  à travers l'échantillon en fonction de la variation de la charge en aval.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau. II. 7 :** Résultats de mesure de débit pour l'échantillon.

H <sub>1</sub> (cm)	H <sub>2</sub> (cm)	T (C <sup>0</sup> )	H <sub>1</sub> <sup>2</sup> - H <sub>2</sub> <sup>2</sup> (cm <sup>2</sup> )	t (s)	V(cm <sup>3</sup> )	Q(cm <sup>3</sup> /s)	Q <sub>moy</sub> (cm <sup>3</sup> /s)	Q <sub>moy</sub> (cm <sup>3</sup> /s)	Q <sub>20</sub> (cm <sup>3</sup> /s)
40	35	18.4	375	120	112.5	0.937	0.945	0.944	1.0517
					114.42	0.953			
				180	169.89	0.944	0.9444		
					169.69	0.943			
					240	226.91			
	225.90	0.941							
	30	19.5	700	120	190.34	1.586	1.587	1.615	1.6515
					190.54	1.587			
				180	292.86	1.627	1.629		
					293.67	1.632			
				240	390.65	1.627	1.629		
	391.34	1.630							
	25	19.5	975	120	286.40	2.386	2.338	2.393	2.4470
					286.62	2.389			
				180	430.90	2.394	2.396		
					431.41	2.397			
				240	574.84	2.396	2.394		
	573.74	2.391							
	20	20	1200	120	353.58	2.947	2.942	2.907	2.907
					352.45	2.937			
180				525.66	2.920	2.920			
				525.68	2.920				
240				686.28	2.859	2.859			
	686.48	2.860							
15	21	1375	120	387.90	3.233	3.213	3.243	3.1057	
				387.13	3.226				
			180	574.60	3.192	3.193			
				574.66	3.193				
			240	796.93	3.321	3.323			
767.95	3.325								
10	21	1500	120	444.01	3.700	3.698	3.678	3.5309	
				443.45	3.695				
			180	663.95	3.689	3.689			
				663.92	3.688				
			240	882.03	3.676	3.676			
882.02	3.675								

Présentation le courbe  $Q_{20} (H_1^2 - H_2^2)$



**Fig. II. 3.** Courbe de  $f(x) = Q_{20} (H_1^2 - H_2^2)$

On utilise la formule de **Dupuit** pour déterminer le coefficient de perméabilité horizontale :

$$Q = K_h \frac{(H_1^2 - H_2^2) b}{2L} \quad (\text{II.10})$$

Avec :

$Q$  : débit qui traverse l'échantillon ( $\text{cm}^3/\text{s}$ ) ;

$K_h$  : coefficient de perméabilité horizontale ( $\text{cm/s}$ ) ;

$H_1$  : hauteur de l'eau à l'amont (cm) ;

$H_2$  : hauteur de l'eau à l'aval (cm) ;

$b$  : largeur du bassin de perméabilité (cm) ;

$L$  : longueur de l'échantillon (cm) ;

D'après l'équation (II.10), on détermine graphiquement le coefficient de perméabilité horizontale (figure II. 3) :

$$Q = A(H_1^2 - H_2^2) \quad \text{Tel que } A = \frac{K_h b}{2L} \quad (\text{II.11})$$

A est la pente (la tangente).

$$k_h = A \frac{2L}{b} \quad (\text{II.12})$$

On déduit la tangente de courbe :

Sable:  $A = 0.0022 \rightarrow K_h = 0.0176 \text{ cm/s}$

#### II. 2. 4. 2. Coefficient de perméabilité verticale

Le principe de la mesure consiste à relier le débit Q traversant un échantillon de sol saturé (écoulement permanent) à la charge H sous laquelle se produit l'écoulement suivant l'ordre de grandeur de la perméabilité du sol étudié. (Jacques, L., 2005).

Le coefficient de perméabilité, appelé perméabilité dans la suite, est calculé à partir de la loi de Darcy exprimant la proportionnalité entre le gradient hydraulique  $\Delta H/L$  et le débit Q d'un fluide incompressible visqueux traversant un milieu poreux homogène.

$$\frac{Q}{s} = \frac{k_v \cdot \Delta H}{\Delta L} \quad (\text{II.13})$$

$$k_v = \frac{\Delta L}{\Delta H} \cdot \frac{Q}{s} \quad (\text{II.14})$$

Où :

Q : débit dans l'échantillon ( $\text{cm}^3/\text{s}$ ) ;

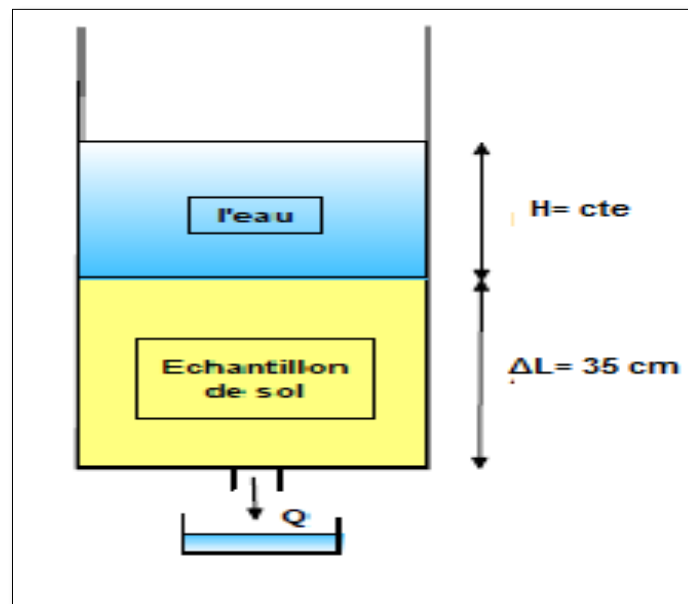
$\Delta H/\Delta L$  : gradient hydraulique ;

$\Delta L$  : longueur de l'échantillon (cm) ;

Pour déterminer la perméabilité verticale du sable, on utilise le bassin de perméabilité à charge constante, l'expérience a donné ce qui suit :

Sachant que :

- $S = 265 \text{ cm}^2$  ;
- $\Delta L = 35 \text{ cm}$  ;



**Fig. II. 4.** Schéma du bassin de perméabilité (écoulement verticale).



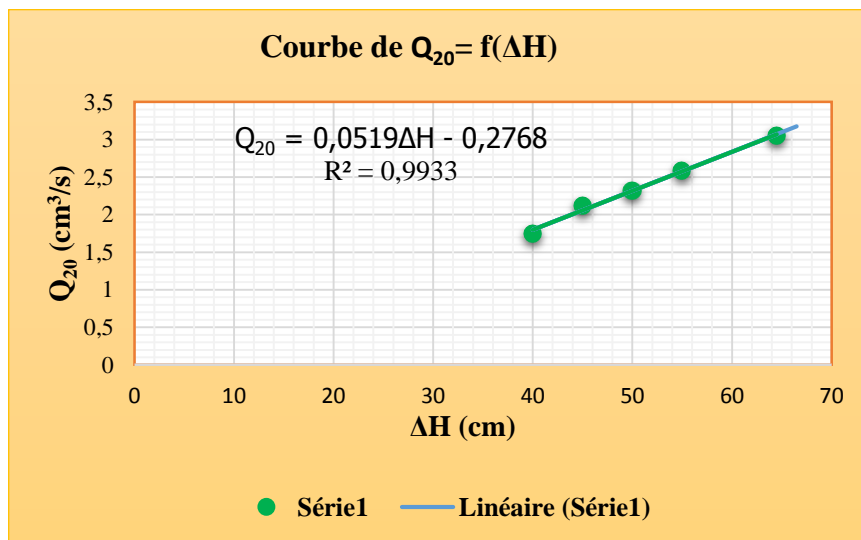
**Photo. II. 5.** Mesure de la perméabilité verticale.

La quantité d'eau infiltrée  $Q$  à travers l'échantillon en fonction de la variation de la charge est mesurée. Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau II. 8 :** Mesures de débit pour la perméabilité verticale.

$\Delta H$ (cm)	T (°c)	t (s)	V(cm <sup>3</sup> )	Q(cm <sup>3</sup> /s)	Q <sub>T</sub> (cm <sup>3</sup> /s)	Q <sub>20</sub> (cm <sup>3</sup> /s)
64.5	14	120	270.18	2.251	2.246	3.052
		180	405.28	2.251		
		240	537.09	2.238		
55	14	120	228.41	1.903	1.9039	2.586
		180	342.24	1.9008		
		240	457.79	1.908		
50	14	120	204.35	1.7025	1.7048	2.316
		180	308.11	1.711		
		240	409.67	1.7005		
45	13.9	120	186.84	1.556	1.558	2.117
		180	281.3	1.562		
		240	373.57	1.556		
40	14	120	168.88	1.407	1.287	1.748
		180	253.02	1.405		
		240	337.28	1.404		

Les résultats obtenus sont traduits graphiquement dans la figure suivante :



**Fig. II. 5.** Courbe de Q<sub>20</sub>= f (ΔH).

On détermine graphiquement le coefficient de perméabilité verticale (figure II. 5) :

$$Q = A \cdot \Delta H \text{ tel que } A = kv \cdot \frac{S}{\Delta L} \tag{II.15}$$

A est la pente (la tangente).

$$k_v = A \frac{\Delta L}{s} \quad (\text{II.16})$$

**On déduit la tangente de courbe**

➤ **Sable 01** :  $A = 0.0519 \rightarrow K_v = 0.0068 \text{ cm/s}$  ;

## II. 3. Modélisation expérimentale

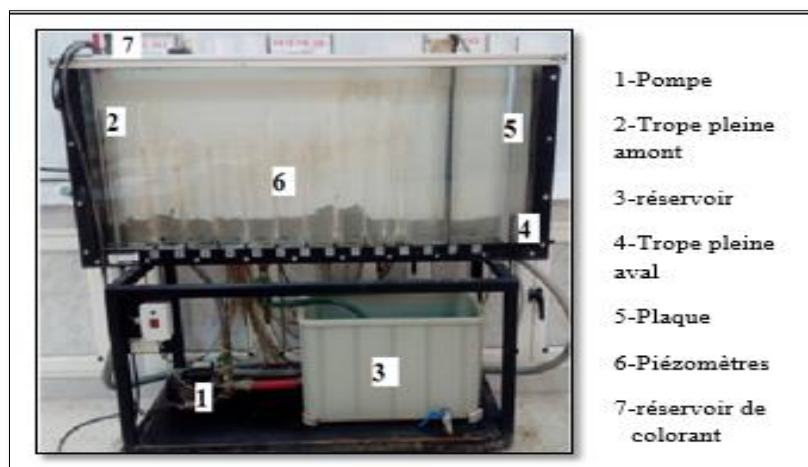
### II. 3. 1. Principe

Il s'agit d'étudier l'écoulement plan à travers un corps de barrage en terre homogène avec un drain vertical, mesurer ainsi le débit de fuite à travers le corps du barrage, et aussi déterminer la position de la surface libre, tout en constatant l'influence de la pente amont et de la crête sur le débit de fuite et le niveau d'eau dans le drain.

On a construit un modèle réduit ; c'est un barrage en terre homogène avec un drain vertical sur une base imperméable. On a pour cela utilisé du sable de dune pour le corps du barrage.

### II. 3. 2. Description du bassin de perméabilité

Le bassin de perméabilité est un bassin en plexiglas de 150 cm de longueur, 60 cm de hauteur et 10 cm de largeur. Une paroi latérale de ce bassin est transparente pour permettre de tracer les lignes d'écoulement et les lignes équipotentielles (Figure II. 6). De l'autre côté il y a 14 piézomètres le long du bassin. Ce bassin est disposé sur une embase mobile elle contient une source d'alimentation continue en eau, ainsi un système d'évacuation. Des tuyaux de trop plein réglables règlent les niveaux d'eau en amont et en aval de la structure étudiée.



**Fig. II. 6.** Schéma du dispositif expérimentale.

### II. 3. 3. Modèle expérimentale

Le modèle physique pour l'étude de l'infiltration à travers les barrages en terre a été entièrement conçu et réalisé au laboratoire du département de Génie Civil à l'Université Laghouat. Celui-ci compose de :

- Un bassin de perméabilité formé de deux parois verticales en plexiglas parallèle ;
- Une source d'eau permettant l'alimentation du dispositif d'une façon permanente ;
- Des tubes de piézomètres pour la mesure des pressions le long du bassin ;
- Des trop-pleins pour l'évacuation des eaux et le maintien d'un niveau d'eau désiré ;
- Des plaques métalliques pour maintenir la forme du drain ;
- D'un modèle du barrage en sable sur une base imperméable.

### II. 3. 4. Construction des modèles expérimentaux

On a construit plusieurs modèles réduits, ce sont des digues formées d'un matériau homogène (le sable) avec un drain vertical, réalisés dans le bassin de perméabilité. Pour chaque modèle, les dimensions ont été marquées à l'extérieur de vitre de paroi du canal, afin de s'y baser pour la construction de la digue. La mise en place du sable a été effectuée par couche de quelques centimètres. Le sol a été humidifié en ajoutant graduellement la quantité d'eau appropriée pour que la teneur en eau optimale soit atteinte et il a été bien malaxé pour obtenir un mélange ayant une texture assez homogène, en appliquant le poids mort d'un marteau mécanique équipé d'une plaque de compactage carrée sur la surface du sol dans le but d'atteindre un degré de compaction proche de l'optimum. Chaque couche a été scarifiée après compactage pour assurer l'adhésion avec la couche suivante. La digue a été construite sur toute la largeur du canal.

Ces modèles comportent 16 piézomètres le long du bassin (voir figure II. 6) pour bien suivre l'écoulement.

Le bassin est alimenté par un circuit fermé constitué d'une pompe centrifuge approvisionnant un réservoir. Ce dernier assure une charge constante dans le canal.

Pour chaque essai, la préparation du modèle a pris 5 à 6 heures environ (en fonction de la taille et la géométrie). Dans les essais où la pente amont de la digue a été modifiée, la préparation de ce dernier prenait un jour.

Pour commencer, le bassin a été alimenté par un débit d'apport constant et le niveau d'eau a été régularisé à un niveau constant par-dessus la crête du sol, afin de laisser le sable se saturer pour assurer un écoulement permanent monophasique.

Le niveau de l'eau à l'amont a été fixé à des cotes : 38, 35, 32, 30, 25, 22, et 20 cm pour différentes pentes amont ; 3.0, 2.5, 2.0, 1.5. Pour chaque hauteur et chaque pente, les pressions du corps du barrage ont été mesurées à l'aide des tubes piézométriques et ainsi le volume d'eau collecté par le drain. A chaque mesure de volume d'eau, une durée d'attente de 45 à 60 minutes était nécessaire pour avoir un régime d'écoulement permanent. Pour chaque modèle, l'épaisseur de la crête a été modifiée (5 cm, 10 cm, 15 cm et 20 cm).

Il faut noter que le séchage du sable a été effectué avant de le réutiliser à l'essai suivant. Cependant, il a été constaté que le séchage n'a aucune influence sur les caractéristiques physiques du sol utilisé.

### II. 3. 5. Modelés réduits proposés

On a proposé quatre modèles, chaque modèle s'agit d'une digue formée d'un matériau homogène d'un coefficient de perméabilité horizontale  $k_H = 1.76 \times 10^{-2}$  cm/s et d'un coefficient de perméabilité verticale  $k_V = 6,8 \times 10^{-3}$  cm/s, pourvue d'un drain vertical.

La digue dans son ensemble occupe toute la longueur du bassin. Sa hauteur était de 40cm. La largeur en crête et la pente amont ont été variées, tandis que celle du parement aval a été fixée pour les différents essais.

On a choisi l'intervalle de variation de la largeur en crête, en utilisant les différentes formules empiriques :

**Tableau. II. 9 :** Largeurs en crête de barrage de l'échantillon.

Hr (cm)	Knappen	Preece	Pratique	Simplifiée
40	10,43	7,96	9,31	10,54

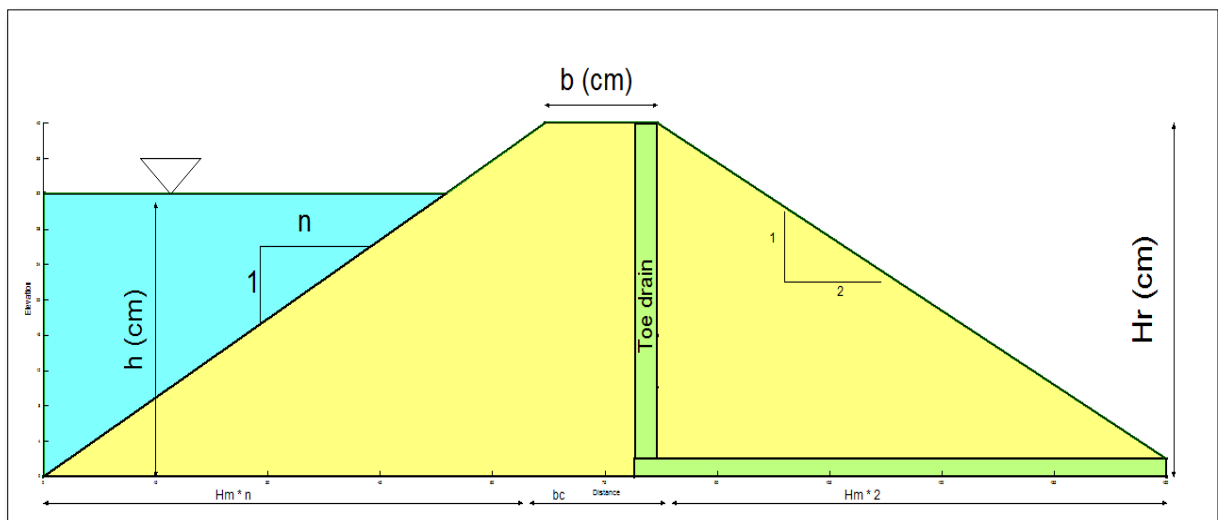
Donc, à la base de ces résultats on a choisi ces valeurs :  $b_c = 5$  cm,  $b_c = 10$  cm,  $b_c = 15$  cm et  $b_c = 20$  cm, pour voir l'effet de la variation de la crête sur le débit de fuite.

Les modèles proposés sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau. II. 10 :** Dimensions de chaque modèle proposé.

$n$ \ $b(\text{cm})$	Modèle 01	Modèle 02	Modèle 03	Modèle 04
3	bc = 5 cm Hr=40cm h (variable)	bc=10cm Hr=40cm h (variable)	bc=15cm Hr=40cm h (variable)	bc=20cm Hr=40cm h (variable)
2.5	bc=5cm Hr=40cm h (variable)	bc=10cm Hr=40cm h (variable)	bc=15cm Hr=40cm h (variable)	bc=20cm Hr=40cm h (variable)
2	bc=5cm Hr=40cm h (variable)	bc=10cm Hr=40cm h (variable)	bc=15cm Hr=40cm h (variable)	bc=20cm Hr=40cm h (variable)
1.5	bc =5cm Hr=40cm h (variable)	bc=10cm Hr=40cm h (variable)	bc=15cm Hr=40cm h (variable)	bc=20cm Hr=40cm h (variable)

La figure suivante représente la dimension de modèle pour les différentes crêtes à l'aide du sous-programme SEEP/W.



**Fig. II. 7.** Dimensions de modèle pour les différentes crêtes.

$b$  : largeur de la crête de barrage (cm).

$H_r$  : hauteur de barrage (cm).

$h$  : hauteur de l'eau (cm).

#### II. 4. Conclusion

Ce chapitre a permis d'illustrer le montage expérimentale et les équipements utilisés à différentes fins lors de la réalisation des essais expérimentaux. La géométrie de tous les modèles et leurs compositions ont été présentées en détail. De plus, une étude détaillée a été effectuée sur les différentes propriétés physiques de matériau utilisé tels que la distribution granulométrique, la masse volumique et la perméabilité du sol.

À la lumière des connaissances théoriques acquises sur l'écoulement dans les milieux poreux et les connaissances techniques sur le montage, les équipements et les matériaux utilisés, une modélisation expérimentale de l'écoulement à travers les barrages en terre sur une assise imperméable a été initiée.

L'objectif est le développement d'un modèle physique simple permettant d'étudier les infiltrations à travers un barrage en terre homogène, et de voir l'effet de la dimension de la crête sur la ligne de saturation et sur le débit de fuite. Les résultats obtenus, leur exploitation et leur interprétation sont présentées dans le chapitre suivant.



# ***CHAPITRE III***

## ***Résultats et Discussions***

### III. 1. Introduction

Ce chapitre présente les résultats des expériences réalisées et leur discussion, et il est composé de deux parties principales. Dans la première partie, des graphiques illustrant les résultats obtenus lors des essais sur un modèle réduit de l'écoulement à travers un barrage en terre sur une assise imperméable, dans la deuxième partie je présente une comparaison entre les résultats expérimentaux, graphiques et numériques à l'aide du logiciel Géo-studio 2007. L'objectif est de choisir la largeur de la crête la plus stable d'une manière efficace dans une digue homogène sur une base imperméable avec un drain vertical et un tapis horizontal.

### III. 2. Détermination expérimentale de débit d'infiltration

#### a. Barrage en terre homogène sur une base imperméable ( $bc = 5$ cm)

Le premier modèle (Photo. III.1) est un modèle réduit d'un barrage en terre homogène sur une base imperméable et la largeur de la crête  $bc = 5$  cm avec un drain vertical.



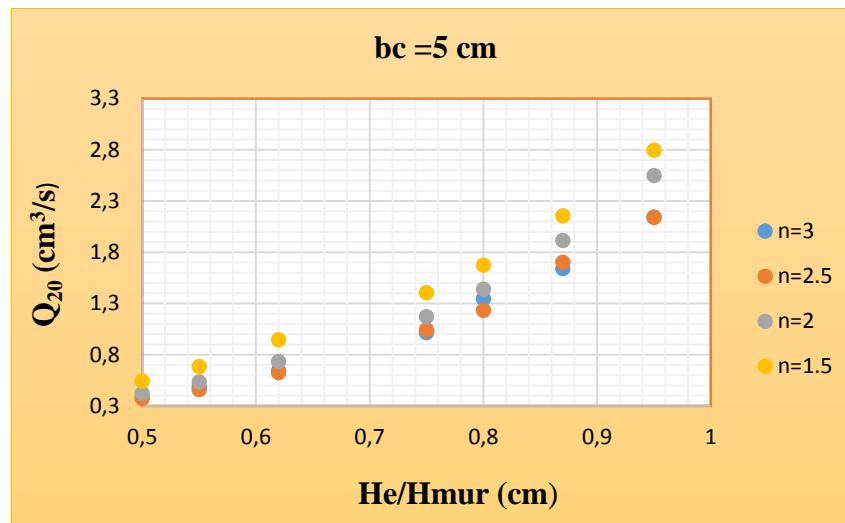
**Photo. III. 1.** Barrage en terre homogène sur une base imperméable ( $bc = 5$  cm).

On mesure le débit collecté par le drain, les résultats expérimentaux pour chaque pente sont rapportés dans le tableau suivant :

**Tableau. III. 1 :** Mesure de débit collecté par le drain pour le 1<sup>er</sup> modèle à différentes pentes.

<b>bc = 5 cm</b>				
<b>Pente</b>	<b>n= 3</b>	<b>n= 2.5</b>	<b>n= 2</b>	<b>n= 1.5</b>
<b>He/H<sub>mur</sub>(cm)</b>	<b>Q (cm<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Q (cm<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Q (cm<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Q (cm<sup>3</sup>/s)</b>
0.95	2.144	2.139	2.550	2.798
0.87	1.640	1.702	1.916	2.157
0.80	1.347	1.234	1.441	1.674
0.75	1.016	1.044	1.170	1.407
0.62	0.643	0.625	0.735	0.946
0.55	0.485	0.459	0.534	0.684
0.50	0.384	0.376	0.421	0.542

Les résultats obtenus sont traduits graphiquement dans la figure suivante :

**Fig. III. 1.** Variation des débits de drain à différentes pentes (bc = 5 cm).

### b. Barrage en terre homogène sur une base imperméable (bc = 10 cm)

Le deuxième modèle (Photo. III. 2) est un modèle réduit d'un barrage en terre homogène sur une base imperméable et la largeur de la crête bc = 10 cm avec un drain vertical.



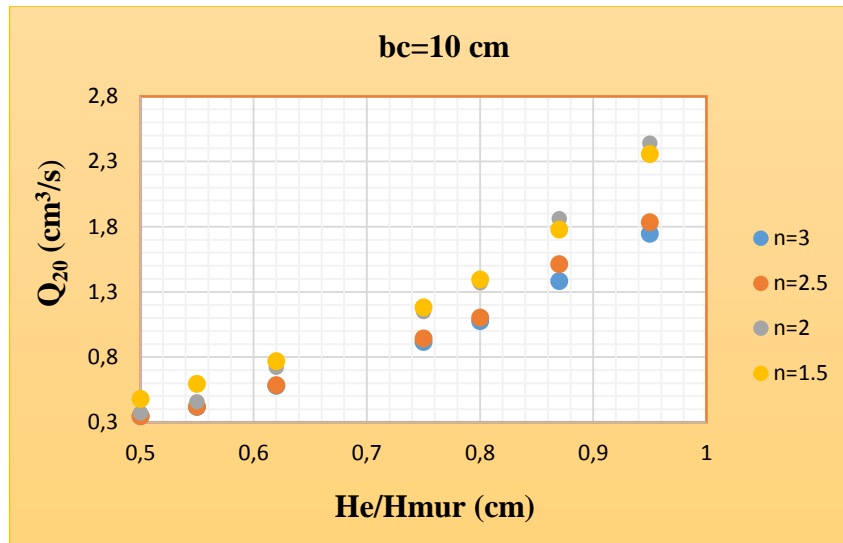
**Photo. III. 2.** Barrage en terre homogène sur une base imperméable ( $bc = 10$  cm).

Les résultats expérimentaux des débits de drain de chaque pente sont rapportés aussi dans le tableau suivant :

**Tableau. III. 2 :** Mesure de débit collecté par le drain pour le 2<sup>ème</sup> modèle à différentes pentes.

<b>bc = 10 cm</b>				
<b>Pente</b>	<b>n= 3</b>	<b>n = 2.5</b>	<b>n= 2</b>	<b>n= 1.5</b>
<b>He/H<sub>mur</sub>(cm)</b>	<b>Q (cm<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Q (cm<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Q (cm<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Q (cm<sup>3</sup>/s)</b>
0.95	1.746	1.833	2.440	2.356
0.87	1.383	1.513	1.861	1.777
0.80	1.075	1.103	1.370	1.395
0.75	0.915	0.942	1.149	1.181
0.62	0.580	0.584	0.721	0.769
0.55	0.418	0.421	0.457	0.595
0.50	0.346	0.347	0.371	0.480

Les résultats obtenus sont traduits graphiquement dans la figure suivante :



**Fig. III. 2.** Variation des débits de drain à différentes pentes (bc = 10 cm).

### c. Barrage en terre homogène sur une base imperméable (bc = 15 cm)

Le troisième modèle (Photo. III. 3) est un modèle réduit d'un barrage en terre homogène sur une base imperméable et la largeur de la crête bc = 15 cm avec un drain vertical.



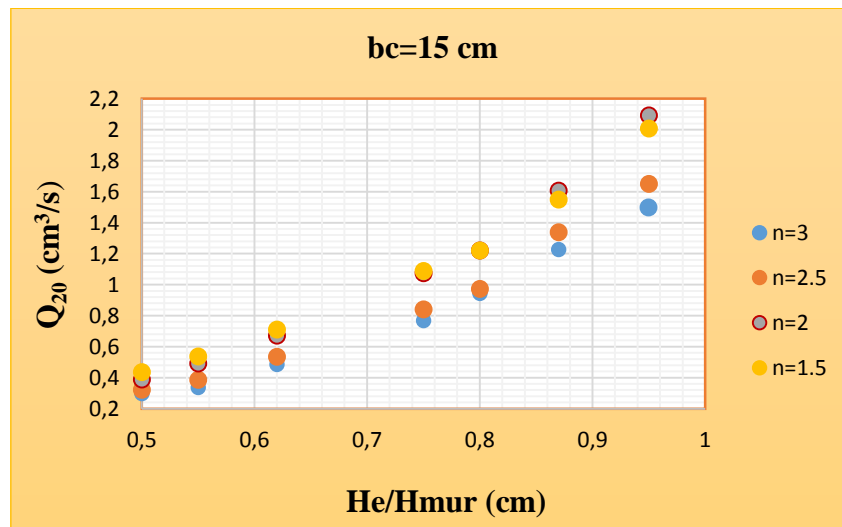
**Photo. III. 3.** Barrage en terre homogène sur une base imperméable (bc = 15 cm).

Les résultats expérimentaux des débits de drain de chaque pente sont rapportés aussi dans le tableau suivant :

**Tableau. III. 3 :** Mesure de débit collecté par le drain pour le 3<sup>ème</sup> modèle à différentes pentes.

<b>bc =15 cm</b>				
<b>Pente</b>	<b>n= 3</b>	<b>n= 2.5</b>	<b>n= 2</b>	<b>n= 1.5</b>
<b>He/H<sub>mur</sub>(cm)</b>	<b>Q (cm<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Q (cm<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Q (cm<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Q (cm<sup>3</sup>/s)</b>
0.95	1.498	1.651	2.092	2.008
0.87	1.228	1.339	1.607	1.550
0.80	0.945	0.973	1.222	1.222
0.75	0.769	0.842	1.074	1.089
0.62	0.486	0.535	0.672	0.711
0.55	0.337	0.386	0.492	0.538
0.50	0.299	0.322	0.389	0.437

Les résultats obtenus sont traduits graphiquement dans la figure suivante :



**Fig. III. 3.** Variation des débits de drain à différentes pentes (bc = 15 cm).

**d. Barrage en terre homogène sur une base imperméable ( $bc = 20$  cm)**

Le quatrième modèle (Photo. III. 4) est un modèle réduit d'un barrage en terre homogène sur une base imperméable et la largeur de la crête  $bc = 20$  cm avec un drain vertical.



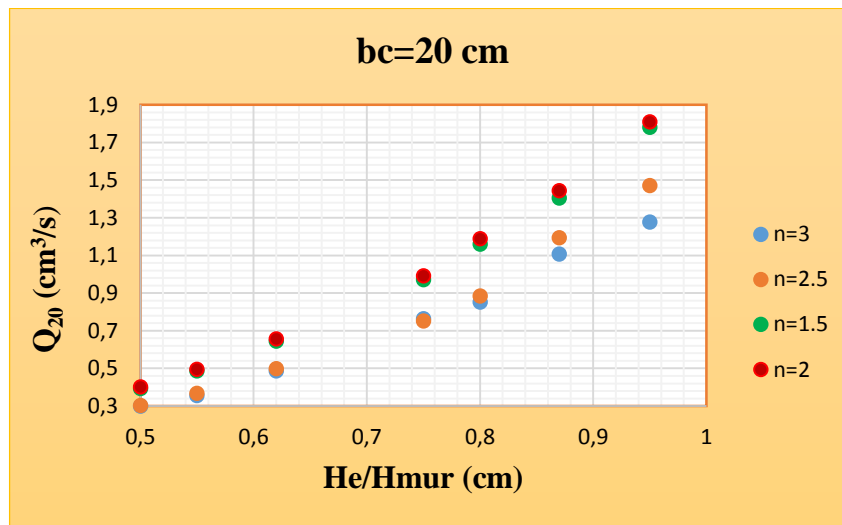
**Photo. III. 4.** Barrage en terre homogène sur une base imperméable ( $bc = 20$  cm).

Les résultats expérimentaux des débits de drain de chaque pente sont rapportés aussi dans le tableau suivant :

**Tableau. III. 4 :** Mesure de débit collecté par le drain pour le 4<sup>ème</sup> modèle à différentes pentes.

<b>bc = 20 cm</b>				
<b>Pente</b>	<b>n= 3</b>	<b>n= 2.5</b>	<b>n= 2</b>	<b>n= 1.5</b>
<b>He/H<sub>mur</sub>(cm)</b>	<b>Q (cm<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Q (cm<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Q (cm<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Q (cm<sup>3</sup>/s)</b>
0.95	1.278	1.343	1.810	1.782
0.87	1.108	1.143	1.445	1.406
0.80	0.853	0.846	1.189	1.161
0.75	0.765	0.752	0.992	0.972
0.62	0.488	0.522	0.658	0.646
0.55	0.357	0.401	0.495	0.487
0.50	0.300	0.344	0.402	0.394

Les résultats obtenus sont traduits graphiquement dans la figure suivante :



**Fig. III. 4.** Variation des débits de drain à différentes pentes ( $bc = 20$  cm).

#### Commentaire :

Ces résultats montrent que le débit de drainage diminue avec la diminution de la pente amont ( $1/n$ ) d'une part, cela est dû à l'augmentation de la longueur de l'écoulement donc une diminution du gradient hydraulique, et d'autre part, on constate aussi que le débit de fuite augmente avec l'augmentation de la charge, c'est-à-dire l'augmentation du gradient hydraulique.

### III. 3. Détermination expérimentale de débit de drainage en fonction de la variation de la crête

La pente est constante pour les différentes largeurs de la crête ( $bc = 5$  cm,  $bc = 10$  cm,  $bc = 15$  cm,  $bc = 20$  cm) pour les 4 modèles.

#### a. Barrage en terre homogène sur une base imperméable ( $n = 3$ )

Le premier modèle (Photo. III. 5) est un modèle réduit d'un barrage en terre homogène sur une base imperméable avec un drain vertical.



**Photo. III. 5.** Barrage en terre avec un drain vertical et une crête variable ( $n = 3$ ).

Les résultats expérimentaux des débits de drain de chaque crête sont rapportés dans le tableau suivant :

**Tableau. III. 5 :** Mesure de débit collecté par le drain pour le 1<sup>er</sup> modèle à différentes crêtes.

La pente $n = 3$				
	bc = 5 cm	bc = 10 cm	bc = 15 cm	bc = 20 cm
H (cm)	Q (cm <sup>3</sup> /s)	Q (cm <sup>3</sup> /s)	Q (cm <sup>3</sup> /s)	Q (cm <sup>3</sup> /s)
38	2.144	1.658	1.498	1.278
35	1.640	1.383	1.228	1.108
32	1.347	1.075	0.945	0.853
30	1.016	0.915	0.769	0.765
25	0.643	0.580	<b>0.486</b>	<b>0.480</b>
22	0.485	0.418	<b>0.337</b>	<b>0.330</b>
20	0.384	0.346	<b>0.276</b>	<b>0.270</b>

Les résultats obtenus sont traduits graphiquement dans la figure suivante :

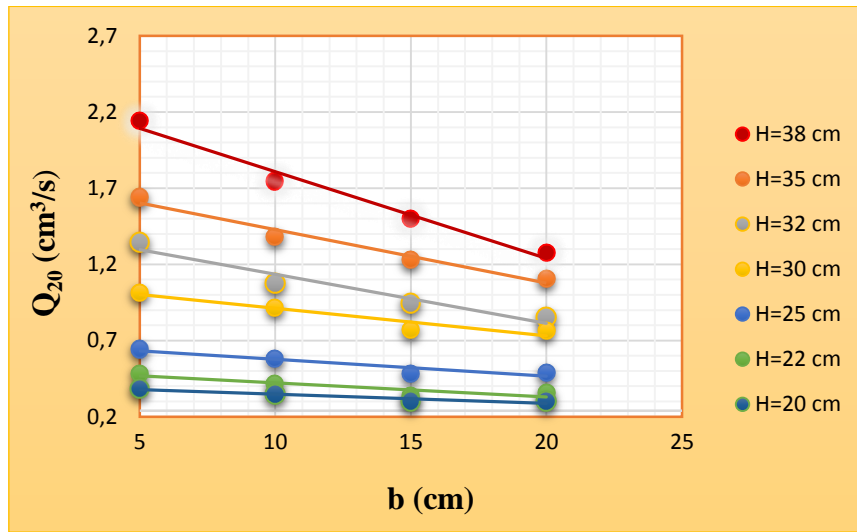


Fig. III. 5. Variation des débits de drain à différentes crêtes ( $n=3.0$ ).

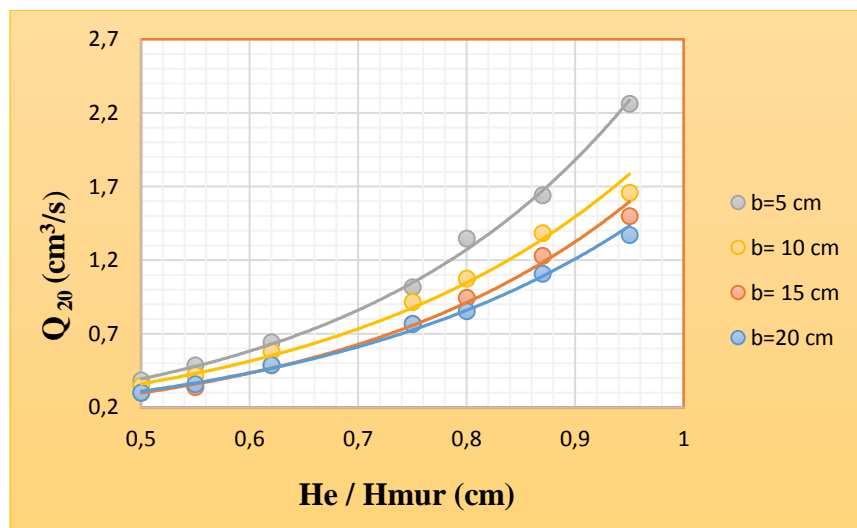


Fig. III. 6. Variation des débits de drain à différentes hauteurs ( $n=3.0$ ).

**b. Barrage en terre homogène sur une base imperméable ( $n = 2.5$ )**

Le deuxième modèle (Photo. III. 6) est un modèle réduit d'un barrage en terre homogène sur une base imperméable avec un drain vertical.



**Photo. III. 6.** Barrage en terre avec un drain vertical et une crête variable ( $n=2.5$ ).

Les résultats expérimentaux des débits de drain de chaque crête sont rapportés dans le tableau suivant :

**Tableau. III. 6 :** Mesure de débit collecté par le drain pour le 2<sup>ème</sup> modèle à différentes crêtes.

La pente $n = 2.5$				
	bc =5 cm	bc =10 cm	bc =15 cm	bc =20 cm
H (cm )	Q (cm <sup>3</sup> /s)	Q (cm <sup>3</sup> /s)	Q (cm <sup>3</sup> /s)	Q (cm <sup>3</sup> /s)
38	2.139	1.833	1.651	1.472
35	1.702	1.513	1.339	1.195
32	1.234	1.103	0.973	0.885
30	1.044	0.942	0.842	0.752
25	0.625	0.584	<b>0.535</b>	<b>0.499</b>
22	0.459	0.421	<b>0.386</b>	<b>0.368</b>
20	0.376	0.347	<b>0.322</b>	<b>0.303</b>

Les résultats obtenus sont traduits graphiquement dans la figure suivante :

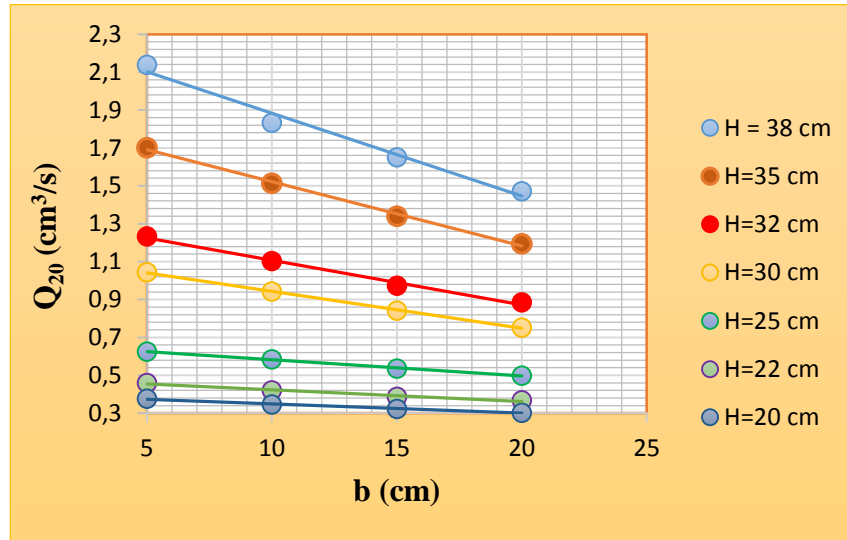


Fig. III. 7. Variation des débits de drain à différentes crêtes (n=2.5).

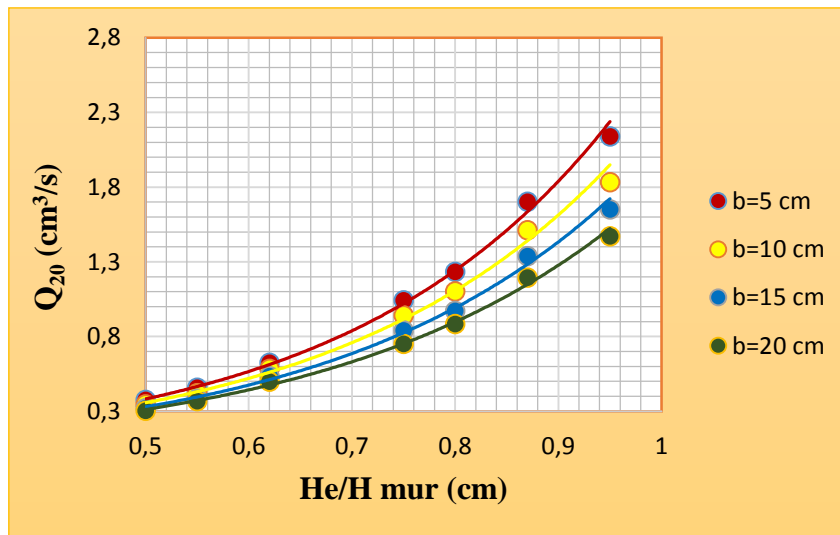
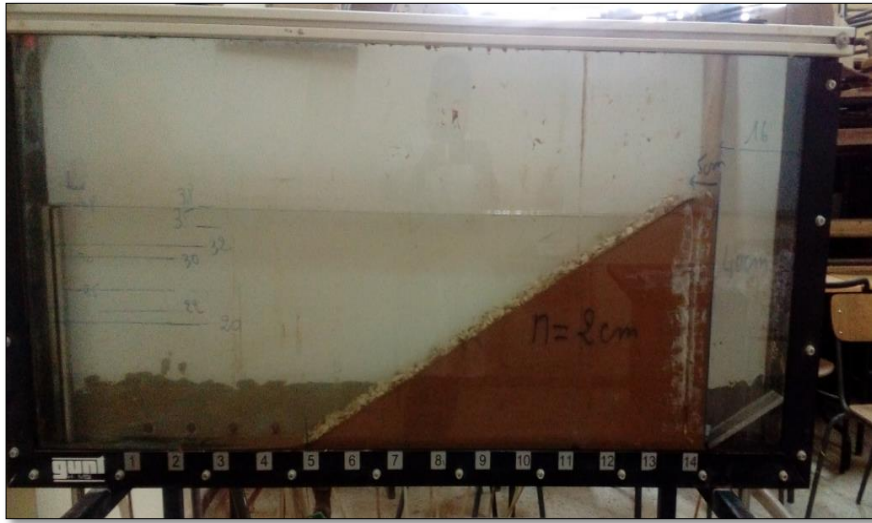


Fig. III. 8. Variation des débits de drain à différentes hauteurs (n=2.5).

**c. Barrage en terre homogène sur une base imperméable (n = 2)**

Le troisième modèle (Photo. III. 7) est un modèle réduit d'un barrage en terre homogène sur une base imperméable avec un drain vertical.



**Photo. III. 7.** Barrage en terre avec un drain vertical et une crête variable ( $n = 2$ ).

Les résultats expérimentaux des débits de drain de chaque crête sont rapportés dans le tableau suivant :

**Tableau. III. 7 :** Mesure de débit collecté par le drain pour le 3<sup>ème</sup> modèle à différentes crêtes.

La pente $n = 2$				
	bc =5 cm	bc =10 cm	bc =15 cm	bc =20 cm
H (cm)	Q (cm <sup>3</sup> /s)	Q (cm <sup>3</sup> /s)	Q (cm <sup>3</sup> /s)	Q (cm <sup>3</sup> /s)
38	2.550	2.440	2.092	1.810
35	1.916	1.861	1.607	1.445
32	1.441	1.370	1.222	1.189
30	1.170	1.149	1.074	0.992
25	0.735	0.721	<b>0.672</b>	<b>0.658</b>
22	0.534	0.457	<b>0.449</b>	<b>0.390</b>
20	0.421	0.371	<b>0.389</b>	<b>0.375</b>

Les résultats obtenus sont traduits graphiquement dans la figure suivante :

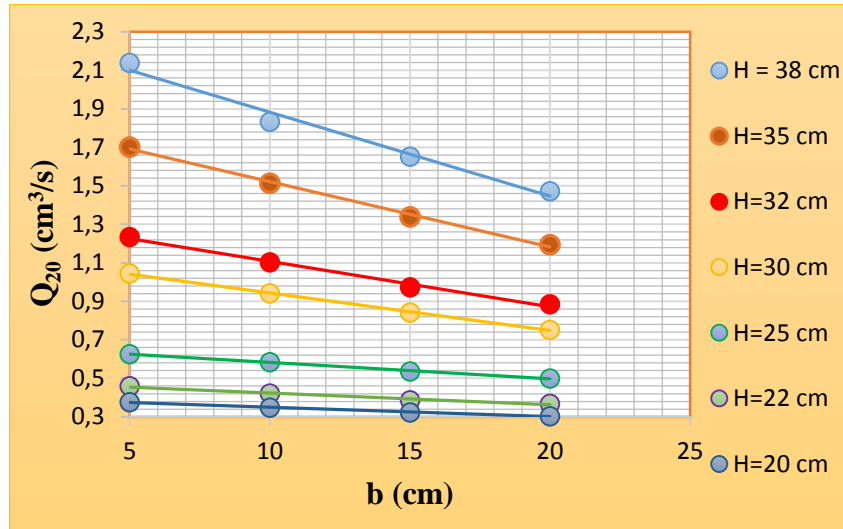


Fig. III. 9. Variation des débits de drain à différentes crêtes ( $n=2.0$ ).

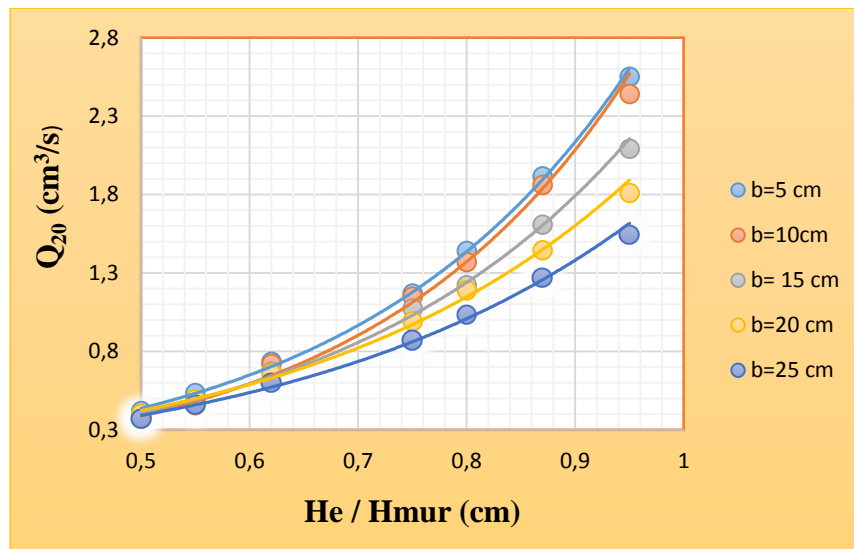
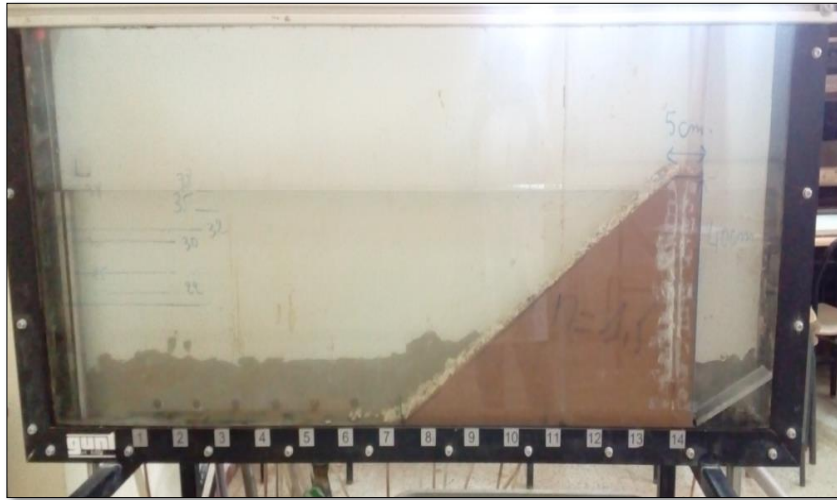


Fig. III. 10. Variation des débits de drain à différentes hauteurs ( $n=2.0$ ).

**d. Barrage en terre homogène sur une base imperméable ( $n = 1.5$ )**

Le quatrième modèle (Photo. III. 8) est un modèle réduit d'un barrage en terre homogène sur une base imperméable avec un drain vertical.



**Photo. III. 8.** Barrage en terre avec un drain vertical et une crête variable ( $n = 1.5$ ).

Les résultats expérimentaux des débits de drain de chaque crête sont rapportés dans le tableau suivant :

**Tableau. III. 8 :** Mesure de débit collecté par le drain pour le 4<sup>ème</sup> modèle à différentes crêtes.

La pente $n = 1.5$				
	bc =5 cm	bc =10 cm	bc =15 cm	bc =20 cm
H (cm)	Q (cm <sup>3</sup> /s)	Q (cm <sup>3</sup> /s)	Q (cm <sup>3</sup> /s)	Q (cm <sup>3</sup> /s)
38	2.798	2.356	2.008	1.782
35	2.157	1.777	1.550	1.406
32	1.674	1.395	1.222	1.161
30	1.407	1.181	1.089	0.972
25	0.946	0.769	<b>0.711</b>	<b>0.646</b>
22	0.684	0.595	<b>0.538</b>	<b>0.487</b>
20	0.542	0.480	<b>0.437</b>	<b>0.394</b>

Les résultats obtenus sont traduits graphiquement dans la figure suivante :

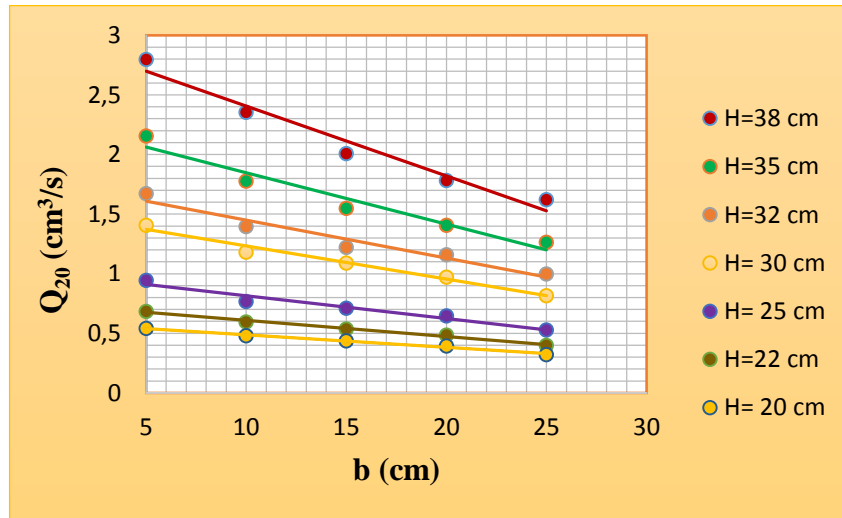


Fig. III. 11. Variation des débits de drain à différentes crêtes (n=1.5).

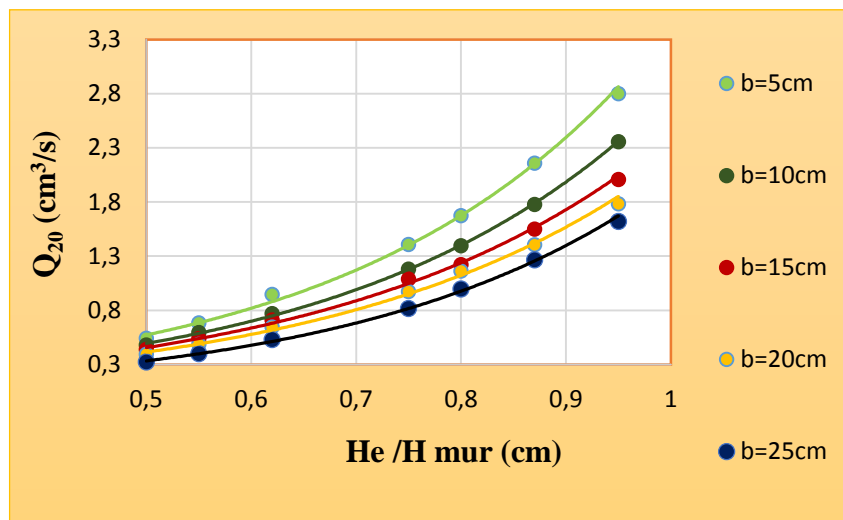


Fig. III. 12. Variation des débits de drain à différentes hauteurs (n=1.5).

**Commentaire**

On note une diminution notable du débit de drainage avec l'augmentation de la crête, c'est à cause de l'augmentation de cheminement d'eau à travers le barrage.

D'après les tableaux (III.5), (III.6), (III.7) et (III.8), on constate une faible variation de débit pour une charge d'eau inférieure ou égale à 65% de la hauteur totale.

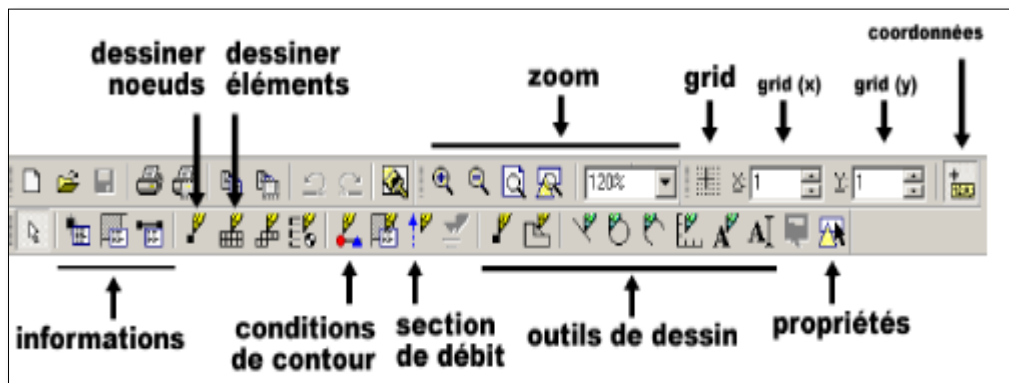
On remarque que le débit de drainage est établi en fonction de la largeur de la crête, la pente amont et la charge d'eau.

**III. 4. Préparation des données pour le logiciel Géo-studio on utilise le sous-programme SEEP/W**

SEEP/W est un logiciel commercialisé par **Géo-studio** International utilisé pour la modélisation par éléments finis des écoulements de fluides et les pressions interstitielles dans les milieux poreux (sols, bétons, roche, etc.).

SEEP/W peut titrer utiliser pour des projets de géotechnique, municipaux, hydrogéologiques, miniers, etc. On s’en sert pour, par exemple, modéliser les écoulements à travers les barrages, dans les routes, à travers les sites d’enfouissement, autour des rivières, etc. (**S-E. Parent., 2007**).

La figure illustre toutes les fonctions du menu du logiciel.



**Fig. III. 13.** Schéma de la barre menu code de calcul SEEP/W.

**III. 5. Calcul de débit d’infiltration par la méthode graphique**

Entre les limites du système d’écoulement considéré, c’est-à-dire entre la face amont d’infiltrations et la face aval de résurgence constituée par le filtre, la variation de potentiel  $\Delta\Phi$  ou encore la perte de charge dans la fondation entre l’amont et l’aval est représentée par la différence  $h_1$  entre les plans d’eau amont et aval. Si nous divisons en parties égales, par  $n$  équipotentiels, la surface du réseau d’infiltration, il est clair que la variation de potentiel ou la perte de charge entre deux équipotentiels consécutives est égale à  $\left(\frac{-\Delta\Phi}{n}\right)$  ou  $\frac{H}{n}$

Si la distance entre deux équipotentiels pour un point donné est  $d$ , la perte de charge le long de l’équipotentielle sera :

$$\frac{\Delta\Phi}{nd} \quad \text{Ou} \quad \frac{H}{nd}$$

Si, à l’un des petits carrés (on considère l’épaisseur de la surface soumise à l’infiltration égale à l’unité), on applique la formule de Darcy.

$$q = K i A$$

Dans la quelle  $k$  est la perméabilité,  $A$  la surface de la face du carré normale aux lignes d'infiltration et  $i$  le gradient hydraulique, en remarquant par ailleurs que le gradient hydraulique  $i$  vaut :

$$\frac{H}{n} \times \frac{1}{d}$$

Et que la surface  $A$  est égale à :  $d \times 1$ ,

On obtient le volume d'eau traversant le petit carré :

$$\Delta q = K \frac{H}{n} \times \frac{1}{d} \times d = K \frac{H}{n}$$

C'est également le débit qui passe entre deux lignes de courant.

Finalement, si le réseau contient  $m-1$  lignes de courant entre les lignes de courant limites (dans le cas considéré entre l'assise du massif et le fond imperméable), le débit total  $q$  d'infiltration, pour une largeur unité, sera égal à :

$$q = m\Delta q = \frac{m}{n}KH \quad (\text{III.1})$$

Si les matériaux constituant le système pour lequel on se propose de calculer les débits d'infiltration sont homogènes et anisotropes, la formule (III.1) ne sera plus applicable et elle doit être remplacée par :

$$q = \frac{m}{n}H\sqrt{K_v \times K_h}$$

$K_v$  : perméabilité dans le sens verticale.

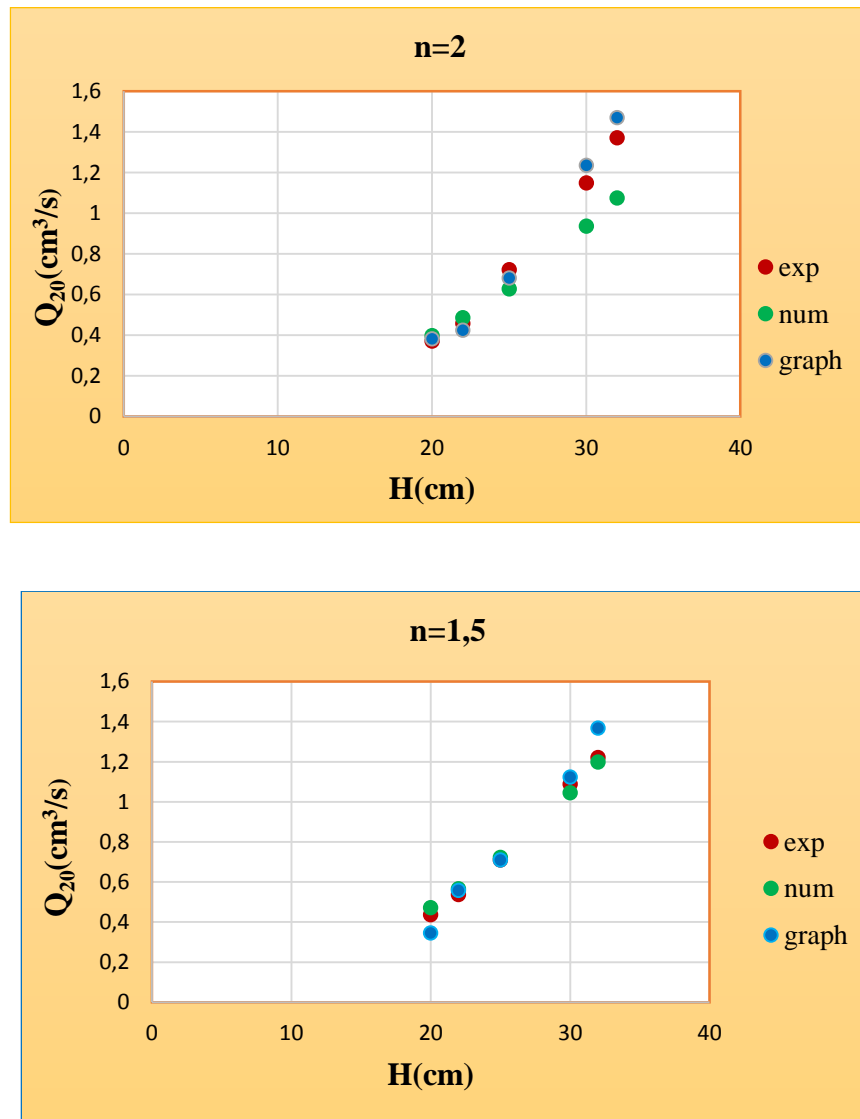
$K_h$  : perméabilité dans le sens horizontale.

$\frac{m}{n}$  : facteur de forme.

On trace le réseau d'écoulement par la méthode de Prasil, cette méthode qui consiste à tracer des bissectrices aux angles droits formés par les  $\varphi=\text{cte}$  et  $\Phi=\text{cte}$  .

### III. 6. Comparaison des débits expérimentaux, numériques et graphiques

Les graphes suivants illustrent les valeurs des débits expérimentaux, les débits obtenus par le logiciel « SEEP/W » et la méthode graphique :



**Fig. III. 14.** Comparaison entre les débits expérimentale, numérique et graphique.

La figure suivante représente la simulation d'écoulement à l'aide du sous-programme SEEP/W à condition d'écoulement permanent :

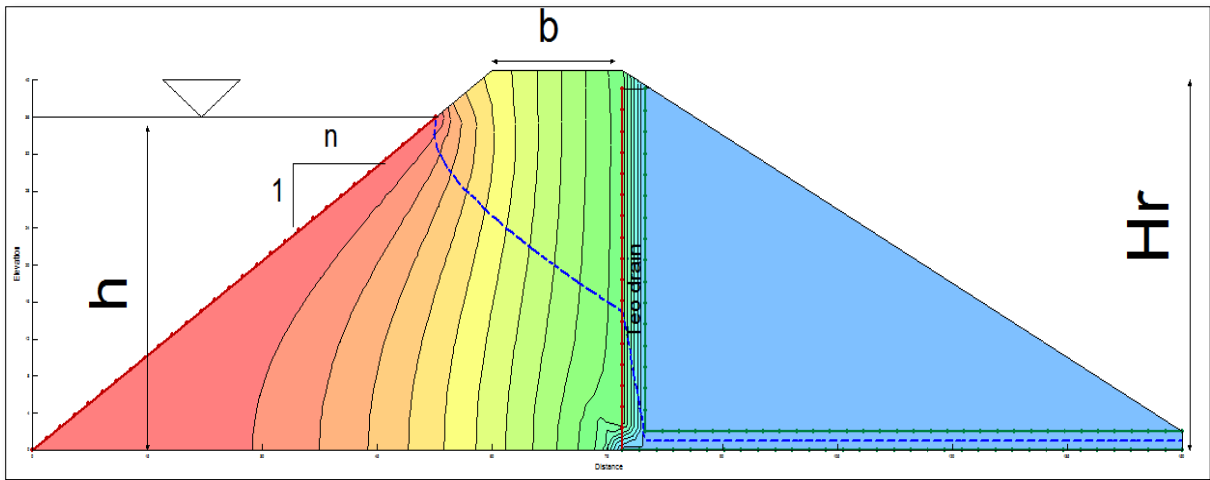


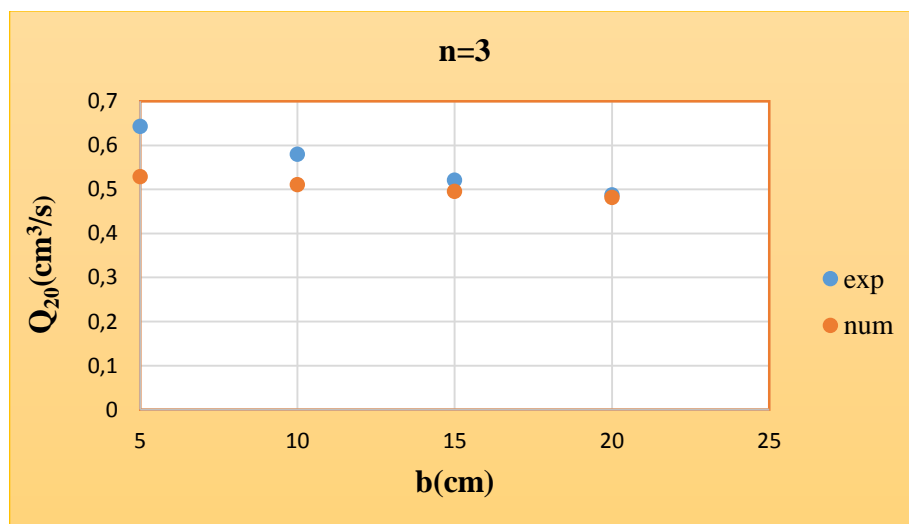
Fig. III. 15. Simulation d'écoulement par le sous-programme SEEP/W.

### III. 7. Comparaison des résultats pour les modelés

#### ✓ Comparaison des débits de drain

Pour chaque pente, on compare les débits collectés par le drain en fonction de la largeur de la crête ( $b_1 = 5 \text{ cm}$ ,  $b_2 = 10 \text{ cm}$ ,  $b_3 = 15 \text{ cm}$ ,  $b_4 = 20 \text{ cm}$ ).

Les graphes suivant représentent la comparaison entre les débits drainés de chaque modèle.



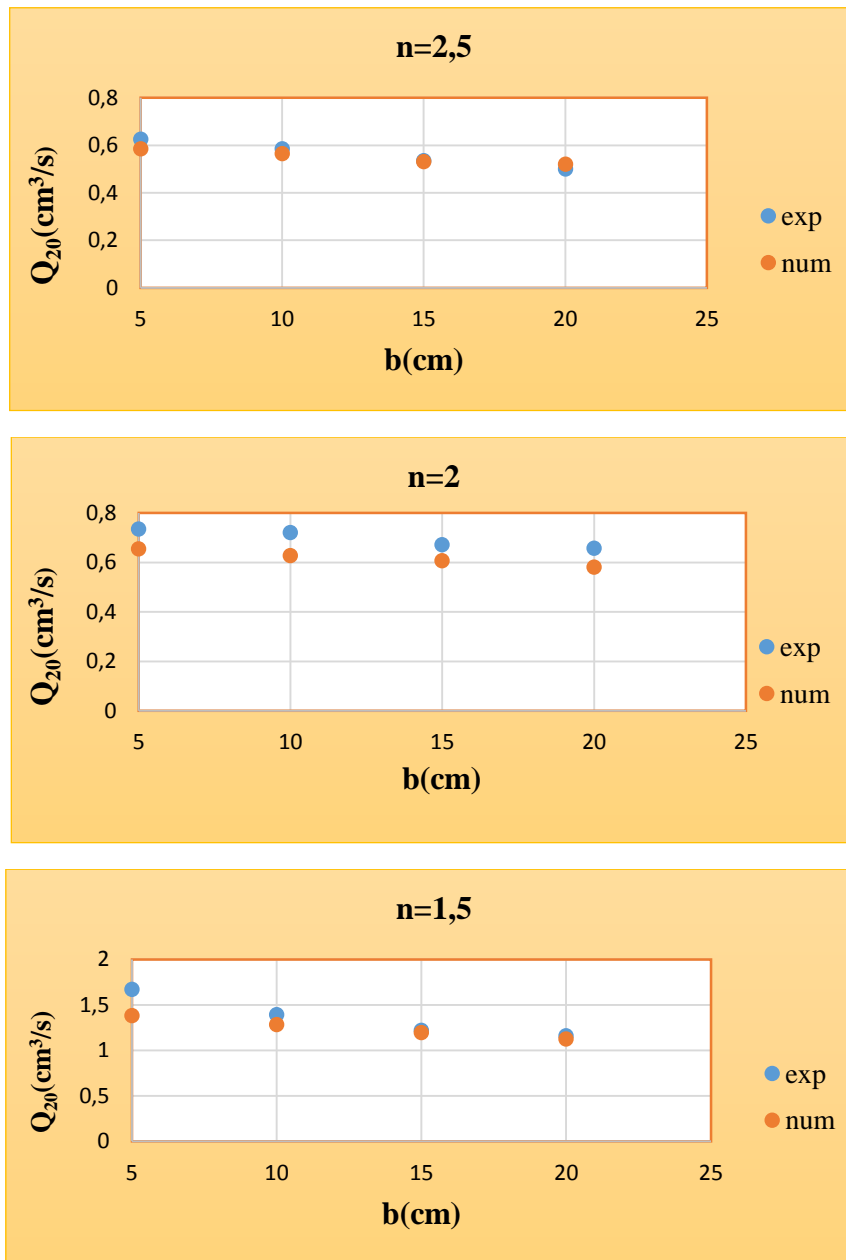


Fig. III. 16. Comparaison entre les débits expérimentale et numérique.

**Commentaire :**

D'après les analyses des résultats obtenus grâce aux mesures de débit d'infiltration à travers le corps du barrage, et ceux obtenus par le logiciel « SEEP/W » et la méthode graphique, on a pu constater une bonne cohérence entre les résultats obtenus par les trois méthodes, ce qui montre que l'emploi des modèles expérimentaux pour l'étude des écoulements à travers les milieux poreux est très efficace.

**III. 8. Calcul de la stabilité de la digue par le logiciel Géo-studio**

La stabilité est calculée à l'aide d'un logiciel nommé **Géo-studio** on utilise le sous-programme **SLOPE/W**.

A condition normale le coefficient de sécurité doit être supérieur à **1,4**. Pour celle en calcule la stabilité de chaque modèle pour le cas d'une charge d'eau maximale.

Les résultats de l'étude statique de la stabilité de la retenue sont résumés dans le tableau suivant :

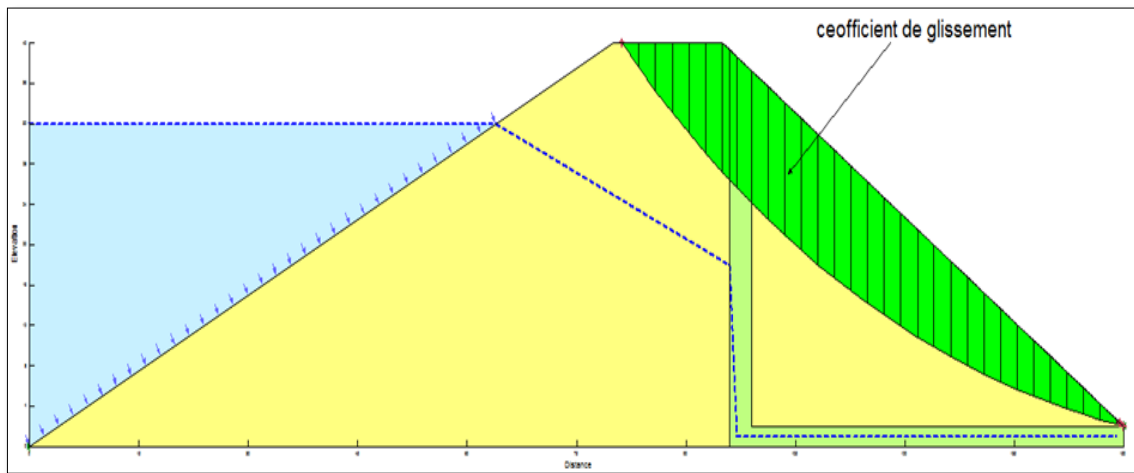
**Tableau. III. 9 :** Valeurs de Fs, cas de l'écoulement permanent.

		Valeur de pente des talus amont et aval 1/3-1/2			
bc(cm)		bc = 5 cm	bc = 10 cm	bc = 15 cm	bc = 20 cm
Fs	Fs calculé	1.652	1.602	1.583	1.568
	Fs requis	1.4			

Fs : Coefficient de sécurité.

H<sub>max</sub> : 32 cm.

La figure suivante représente la simulation de coefficient de sécurité à l'aide du sous-programme SLOP/W à condition d'écoulement permanent



**Fig. III. 17.** Schéma présenté le coefficient de sécurité de barrage en terre.

**Commentaire**

D'après ces résultats de simulation, nos modèles dans les conditions d'une charge maximale et un écoulement permanent sont tous stables.

### III. 9. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté les résultats des expériences réalisées et leur discussion. Nous avons présenté, des graphiques illustrant les résultats obtenus lors des essais de l'écoulement sur quatre modèles réduits d'un barrage en terre sur une assise imperméable.

Dans la première partie du chapitre, nous avons présenté les résultats des expériences pour un barrage avec une pente variable et une crête constante. On a noté que le débit du drain diminue avec la diminution de la pente ( $1/n$ ).

Dans la deuxième partie avons présenté les résultats des expériences pour un barrage avec une pente constante pour les différentes largeurs de la crête, on a conclu que le débit de drainage est établi en fonction de la charge d'eau, la pente amont et de la largeur de la crête. Dans la troisième partie une comparaison entre les différentes méthodes utilisée, méthodes expérimentales, graphiques et numériques par le logiciel « SEEP/W ». On a pu constater une bonne cohérence entre les résultats obtenus par les trois méthodes.

À la fin nous concluons qu'il faut choisir une largeur de la crête et une pente optimales pour donne un barrage économique, au même temps augmenter leur stabilité et limité l'infiltration.



# *Conclusion Générale*

## 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.

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 crête sur le débit de fuite à travers les barrages en terre sur une assise imperméable.

Dans un premier temps nous avons constaté que la courbe de saturation est bien rabattue à l'intérieur du barrage. Ce fait permet de postuler que nous avons bien choisies les dimensions et la position des drains,

En second lieu, à partir du changement de la pente et de la charge d'eau en amont nous avons mesuré le débit de fuite.

Les principaux résultats présentés dans ce travail peuvent se résumer de la manière suivante :

- Les résultats des expériences pour un barrage avec une pente variable et une crête constante. On a noté que le débit du drain diminue avec la diminution de la pente ( $1/n$ ).
- Les résultats des expériences pour un barrage avec une pente constante pour les différentes largeurs de la crête, on a conclu que le débit de fuite diminue avec l'augmentation de la crête.
- Une comparaison entre les différentes méthodes utilisées, méthodes expérimentales, graphiques et numériques par le logiciel « SEEP/W ». On a pu constater une bonne cohérence entre les résultats obtenus par les trois méthodes.

D'après les résultats obtenus on a noté qu'il y a une relation entre la charge d'eau, la pente amont et la largeur de la crête, avec l'augmentation de la crête il y aura une diminution du débit de fuite.

À la fin nous concluons qu'il faut choisir une largeur de la crête et une pente optimales pour donne un barrage économique, au même temps augmenter leur stabilité et limité l'infiltration. En s'appuyant sur une multitude de critères et paramètres significatifs, on a opté pour le modèle le plus performant c'est le premier modèle avec une crête  $bc=5\text{cm}$ ,  $F_s=1.652$ .





# *Références*

## *Bibliographiques*

**Alberge. J, Nasri. S, Boufaroua. M, Droubi. A, Merzouk. A., (2004).** Petits barrages et lacs collinaires, aménagements originaux de conservation des eaux et de protection des infrastructures avales : exemples des petits barrages en Afrique du nord et au Proche-Orient. Sécheresse n°1, 78-86 pages. Vol. 15.

**Amara Fatma., (2018).** Optimisation de la largeur en crête des petits barrages et retenues collinaires. Mémoire de master. Ecole nationale supérieure d'hydraulique -Arbaoui Abdellah. 1-17 pages. Vol 38.

**Amieur. R., Dedouche. S., (2009).** Etude expérimentale d'un barrage en terre avec cheminée filtrante sous l'action de l'infiltration-, projet de fin d'étude d'ingénieur. Université Amar Thelidji - Laghouat.

**Amieur. R., (2012).** Etude expérimentale d'un barrage en terre avec cheminée filtrante sous l'action de l'infiltration sur une base perméable, mémoire magister, université Amar Thelidji - Laghouat.

**Ait Saadi. L., (2005).** Méthodologie de contrôle de l'homogénéité et de la perméabilité des barrières argileuses -, Thèse doctorat. Université de Lyon,

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

**Baylik. Y, Mousselmal. I., (2016).** Effet de la perméabilité de la base sur le comportement hydraulique d'un barrage en terre avec drain vertical : Etude expérimentale. Mémoire de Master. Université Amar Thelidji - Laghouat. Vol 141.

**Belkheir Messaoud., (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.

**Belokonev. E., (1981).** Barrages en matériaux locaux. Institut d'hydrotechnique et de bonification, TIPASA ,1981. 261 pages.

**Benkaci. S., (2014).** Chap-6- Barrages en remblais. UMMTO (Tizi-Ouzou),103 pages.

**Braja M. Das., (2007).** Advanced Soil Mechanics-Third edition, Taylor & Francis.

**Casagrande. A., (1937).** Seepage through Dams-, Journal of the New England Water Works Assoc., Vol 51.

**Cherif. S. M et Bouhassane. M. C., (2013).** Etude comparative des barrages a noyau central. Mémoire de Master. Tlemcen : université abou bekr belkaid, faculté de technologie, 93 pages.

**Djemili. L., (2006).** Critères de choix de projet des barrages en terre « étanchéité par le masque en béton bitumineux ». Thèse de Doctorat.

**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.

**Harrat Samira., (2015).** Etude expérimentale d'un barrage en terre homogène sur une base. Mémoire Magister. Université des sciences et de la technologie d'Oran Mohamed Boudiaf.

**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.

**Heragmi Ali., (2009).** Choix et conception de L'organe de l'étanchéité des barrages en Terre, Barrage El-Agrem Jijel. Mémoire de Magister, Université Badji-Mokhtar-Annaba. 20 pages. Vol 94.

**Hug, M., (1975).** Mécanique des fluides appliqués-, Edition Eyrolles.

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

**Géraldine Cosset., (2009).** Comportement hydrogéologique d'une couverture monocouche sur des résidus miniers sulfureux : essais en colonne et simulations numériques. Thèse de Maîtrise ès sciences appliquées, université de Montréal.

**Gérard Degoutte et Paul Royet., (2009).** Aide-mémoire de mécanique des sols.

**Ghomari. F et Bendi-Ouis. A., (2008).** Science des matériaux de construction Travaux pratiques.

**Guesmia Samira., (2015).** Analyse numérique de la Stabilité d'un barrage en terre, Mémoire de fin d'étude pour l'obtention du diplôme de Master. Université Larbi Ben M'hidi - Oum El Bouaghi. 49 pages. Vol 85.

- Jacob Bear., (1972).** Dynamics of Fluids in Porous Media-, New York : Elsevier.
- Jacques Lerau., (2005).** Géotechnique -, institut national des sciences appliquées de Toulouse.
- Kettab. A., (2005).** Simulation numérique de transport d'un polluant chimiquement inerte dans un milieu poreux – Thèses de Magistère, Ecole Nationale Polytechnique d'Alger.
- Khalaf Allah S., (2005).** Seepage through Earth dams with Filters-, M. Sc thesis, Dept. Of Irrigation and Hydraulics Eng. Mansoura university, Egypt.
- Laforest. M et Jallifier-verne. I., (2009).** Applications des mathématiques : la loi de Darcy. Ecole Polytechnique de Montréal, Canada.
- Messaid Belkacem., (2009).** Etude de la position efficace des drains dans les barrages en terre. Thèse doctorat, université colonel hadj-Lakhdar- Batna.
- Ministère de l'agriculture française., (1977).** Technique des barrages en aménagement rural, édition.
- Mouali Lila et Harzouz Safia., (2015).** Etude expérimentale et simulation numérique des infiltrations à travers les barrages en terre. Mémoire de Master. Université Abderrahmane MIRA de Bejaia. 2-10 pages. Vol 69.
- Poste. G et Londe. P., (1953).** Les barrages en terre compactée : pratiques américaines. Gauthier-Villars, Paris, 185 pages.
- Robitaille Vineent., (1997).** Mécanique des sols ; théorique et pratique.
- Rodriguez. B. A et Rosa. S., (2004).** Procédures méthodologiques pour l'exécution des études. Manuel de conception et projets typiques. La Rosa, Santos, 28 pages.
- Rolley. R et als., (1977).** Technique des barrages en aménagement rural. Edition Eyrolles. Paris : Ministère de l'agriculture, 325 pages.
- Tonino Nzakimuena., (1965).** Ecoulement dans les milieux poreux-première cours national post-gradue sur l'irrigation le drainage et la gestion des ressources hydriques.
- William. D, Brown., (1993).** Seepage analysis and control for dams –Engineering and design, EM-1110-2-19.
- Woumeni. R., (2003).** Hydraulique souterraine.

**Web références :**

**Source d'internet n°1 :**

[www.grr.ulaval.ca/gae\\_3001/Documents/Notes\\_2011/CH\\_01\\_Lois.pdf](http://www.grr.ulaval.ca/gae_3001/Documents/Notes_2011/CH_01_Lois.pdf).

**Source d'internet n°2 :**

[www.grr.ulaval.ca/gae\\_3001/Documents/Notes\\_2011/CH\\_05\\_Lois.pdf](http://www.grr.ulaval.ca/gae_3001/Documents/Notes_2011/CH_05_Lois.pdf).

**Source d'internet n° 3 :**

[www.idroproject.com/uploads/1/5/0/9/15095244/analyse\\_granulometrie.pdf](http://www.idroproject.com/uploads/1/5/0/9/15095244/analyse_granulometrie.pdf).



# *Annexes*

- **Calcul d'incertitude**

En physique expérimentale, les grandeurs que l'on mesure sont généralement utilisées pour déduire des résultats par des calculs. Il est alors intéressant de savoir de quelle manière les incertitudes des mesures se répercutent sur les incertitudes des résultats.

- La mesure des débits :  $Q = \frac{V}{t}$  [cm<sup>3</sup>/s]

Donc on calcule l'incertitude comme suite :

$$\frac{\Delta Q}{Q} = \frac{\Delta V}{V} + \frac{\Delta t}{t}$$

Tel que :  $\Delta V=0.1$  et  $\Delta t=0.01$

Correction des débits:  $Q_{20} = Q_t \frac{\vartheta_t}{\vartheta_{20}}$

Donc on calcule l'incertitude comme suite :  $\frac{\Delta Q_{20}}{Q_{20}} = \left( \frac{\Delta Q}{Q} + \frac{\Delta \vartheta_t}{\vartheta_t} + \frac{\Delta \vartheta_{20}}{\vartheta_{20}} \right)$

Perméabilité :

Pour déterminer la perméabilité horizontale, on applique la relation suivante :

$$K_h = \frac{2QL}{(H_1^2 - H_2^2)b}$$

$$\frac{\Delta K_h}{K_h} = \frac{\Delta Q}{Q} + \frac{\Delta L}{L} + \frac{\Delta b}{b} + \frac{\Delta(H_1^2 - H_2^2)}{(H_1^2 - H_2^2)}$$

Pour déterminer la perméabilité verticale, on applique la relation suivante :

$$K = \frac{1}{\frac{\Delta H}{L}} \cdot \frac{Q}{S}$$

$$\frac{\Delta K_v}{K_v} = \frac{\Delta Q}{Q} + \frac{\Delta L}{L} + \frac{\Delta S}{S}$$

## Perméabilité horizontale

Tableau. I. 01 : Mesures de débit pour perméabilité horizontale.

h ( cm)	T (c <sup>0</sup> )	(H <sup>2</sup> -h <sup>2</sup> ) (cm <sup>2</sup> )	t (s)	V(cm <sup>3</sup> )	Q(cm <sup>3</sup> /s)	Q <sub>Moy</sub> (cm <sup>3</sup> /s)	Q <sub>Moy</sub> (cm <sup>3</sup> /s)	Q <sub>20</sub> (cm <sup>3</sup> /s)	ΔQ	ΔQ <sub>20</sub>
35	18.4	375	120	112.5	0.937	0.945	0.944	1.051	0.0004	0.0052
				114.42	0.953					
			180	169.89	0.944	0.9444				
				169.69	0.943					
			240	226.91	0.945	0.943				
				225.90	0.941					
30	19.5	700	120	190.34	1.586	1.587	1.615	1.651	0.0004	0.0082
				190.54	1.587					
			180	292.86	1.627	1.629				
				293.67	1.632					
			240	390.65	1.627	1.629				
				391.34	1.630					
25	19.5	975	120	286.40	2.386	2.338	2.393	2.447	0.0005	0.0121
				286.62	2.389					
			180	430.90	2.394	2.396				
				431.41	2.397					
			240	574.84	2.396	2.394				
				573.74	2.391					
20	20	1200	120	353.58	2.947	2.942	2.907	2.907	0.0005	0.0145
				352.45	2.937					
			180	525.66	2.920	2.920				
				525.68	2.920					
			240	686.28	2.859	2.859				
				686.48	2.860					
15	21	1375	120	387.90	3.233	3.213	3.243	3.105	0.0005	0.0161
				387.13	3.226					
			180	574.60	3.192	3.193				
				574.66	3.193					
			240	796.93	3.321	3.323				
				767.95	3.325					
10	21	1500	120	444.01	3.700	3.698	3.678	3.530	0.0005	0.0182
				443.45	3.695					
			180	663.95	3.689	3.689				
				663.92	3.688					
			240	882.03	3.676	3.676				
				882.02	3.675					

### Perméabilité verticale

**Tableau. I. 02 :** Mesures de débit pour la perméabilité verticale

$\Delta H$ (cm)	T (°c)	t (s)	V(cm <sup>3</sup> )	Q(cm <sup>3</sup> /s)	Q <sub>T</sub> (cm <sup>3</sup> /s)	Q <sub>20</sub> (cm <sup>3</sup> /s)	$\Delta Q$	$\Delta Q_{20}$
64.5	14	120	270.18	2.251	2.246	3.052	0.0005	0.011
		180	405.28	2.251				
		240	537.09	2.238				
55	14	120	228.41	1.903	1.9039	2.586	0.0004	0.010
		180	342.24	1.9008				
		240	457.79	1.908				
50	14	120	204.35	1.7025	1.7048	2.316	0.0004	0.009
		180	308.11	1.711				
		240	409.67	1.7005				
45	13.9	120	186.84	1.556	1.558	2.117	0.0004	0.008
		180	281.30	1.562				
		240	373.57	1.556				
40	14	120	168.88	1.407	1.287	1.748	0.0004	0.006
		180	253.02	1.405				
		240	337.28	1.404				

### Correction de coefficient de perméabilité horizontale

Q	0.944	1.615	2.393	2.907	3.243	3.678
$\Delta Q$	0.0004	0.0004	0.0005	0.0005	0.0005	0.0005
$\Delta K$	0.0006	0.0006	0.0006	0.0006	0.0006	0.0006
$\Delta K_{\text{moy}}$	0.0006					

### Correction de coefficient de perméabilité verticale

Q	2.246	1.903	1.704	2.907	1.558	1.287
$\Delta Q$	0.0005	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004
$\Delta V$	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002
$\Delta V_{\text{moy}}$	0.0002					



**Tableau I. 1** : Correction des débits de drain en la pente  $n = 3$  ; la largeur de la crête  $b = 5$  cm.

H (cm)	T (c°)	T(s)	V (cm <sup>3</sup> )	Q (cm <sup>3</sup> /s)	Q moy(cm <sup>3</sup> /s)	Q moy(cm <sup>3</sup> /s)	Q <sub>20</sub> moy (cm <sup>3</sup> /s)	ΔQ	ΔQ <sub>20</sub>	He /H mur
38	16.5	60	108.63	1.811	1.812	1.814	2.144	0.00196	0.0112	0.95
			108.74	1.812						
		120	217.54	1.813	1.813					
			217.29	1.811						
		180	327.00	1.816	1.817					
			326.99	1.817						
35	16.5	60	83.79	1.396	1.399	1.387	1.640	0.00189	0.0090	0.87
			84.19	1.403						
		120	164.26	1.368	1.366					
			163.60	1.363						
		180	251.25	1.395	1.397					
			251.86	1.399						
32	16.5	60	68.77	1.146	1.147	1.140	1.347	0.00187	0.0078	0.80
			68.88	1.148						
		120	136.68	1.139	1.139					
			136.60	1.138						
		180	204.38	1.135	1.135					
			204.30	1.135						
30	18	60	55.94	0.932	0.932	0.927	1.016	0.00182	0.0065	0.75
			55.93	0.932						
		120	111.31	0.927	0.928					
			111.45	0.928						
		180	165.79	0.921	0.921					
			165.85	0.921						
25	17.2	60	33.94	0.565	0.564	0.564	0.643	0.00184	0.0048	0.62
			33.81	0.563						
		120	67.91	0.565	0.566					
			67.88	0.566						
		180	101.29	0.563	0.563					
			101.38	0.562						
22	17.5	60	26.90	0.488	0.440	0.432	0.485	0.00189	0.0042	0.55
			25.95	0.432						
		120	51.46	0.428	0.429					
			51.67	0.430						
		180	77.04	0.428	0.428					
			77.11	0.428						
20	18	60	21.40	0.356	0.357	0.351	0.384	0.00172	0.0035	0.50
			21.45	0.357						
		120	41.88	0.349	0.349					
			41.80	0.348						
		180	62.59	0.347	0.348					
			62.63	0.348						

**Tableau I.2 :** Correction des débits de drain en la pente  $n = 2.5$ ; la largeur de la crête  $b = 5$  cm.

H (cm)	T (c°)	T(s)	V (cm <sup>3</sup> )	Q (cm <sup>3</sup> /s)	Q moy(cm <sup>3</sup> /s)	Q moy(cm <sup>3</sup> /s)	Q <sub>20</sub> moy (cm <sup>3</sup> /s)	ΔQ	ΔQ <sub>20</sub>	He /H mur
38	16	60	105.45	1.757	1.76	1.762	2.139	0.00195	0.011	0.95
			105.82	1.763						
		120	210.37	1.753	1.755					
			210.90	1.757						
		180	318.68	1.771	1.771					
			318.81	1.771						
35	17	60	88.87	1.481	1.481	1.477	1.702	0.00191	0.0094	0.87
			88.88	1.481						
		120	177.25	1.477	1.477					
			177.27	1.477						
		180	265.51	1.475	1.475					
			265.55	1.475						
32	18	60	67.71	1.128	1.128	1.126	1.234	0.00185	0.0075	0.80
			67.70	1.128						
		120	134.92	1.124	1.124					
			134.95	1.124						
		180	202.76	1.126	1.126					
			202.70	1.126						
30	19	60	59.89	0.998	0.997	0.998	1.044	0.00183	0.0067	0.75
			59.80	0.996						
		120	119.97	0.999	0.999					
			119.90	0.999						
		180	179.76	0.998	0.998					
			179.80	0.998						
25	20	60	37.58	0.626	0.624	0.625	0.625	0.00177	0.0047	0.62
			37.42	0.623						
		120	75.07	0.625	0.626					
			75.12	0.626						
		180	112.51	0.625	0.625					
			112.55	0.625						
22	21	60	29.11	0.485	0.486	0.480	0.459	0.00176	0.0039	0.55
			29.20	0.486						
		120	57.44	0.478	0.478					
			57.40	0.478						
		180	85.93	0.477	0.477					
			85.99	0.477						
20	22	60	24.86	0.414	0.414	0.410	0.376	0.001734	0.0035	0.5
			24.80	0.413						
		120	49.30	0.410	0.410					
			49.29	0.410						
		180	73.29	0.407	0.407					
			73.20	0.406						

**Tableau I. 3** : Correction des débits de drain en la pente  $n = 2$  ; la largeur de la crête  $b = 5$  cm.

H (cm)	T (c°)	T(s)	V (cm <sup>3</sup> )	Q (cm <sup>3</sup> /s)	Q moy(cm <sup>3</sup> /s)	Q moy(cm <sup>3</sup> /s)	Q <sub>20</sub> moy (cm <sup>3</sup> /s)	ΔQ	ΔQ <sub>20</sub>	He /H mur
38	16	60	126.01	2.100	2.101	2.101	2.550	0.00199	0.012	0.95
			126.08	2.101						
		120	252.57	2.104	2.104					
			252.50	2.104						
		180	377.70	2.098	2.098					
			377.75	2.098						
35	17	60	99.79	1.663	1.662	1.663	1.916	0.00194	0.010	0.87
			99.70	1.661						
		120	199.50	1.662	1.663					
			199.61	1.663						
		180	299.65	1.664	1.664					
			299.65	1.664						
32	18	60	78.98	1.316	1.315	1.314	1.441	0.00188	0.0084	0.80
			78.95	1.315						
		120	158.97	1.324	1.324					
			158.90	1.324						
		180	235.03	1.305	1.305					
			235.00	1.305						
30	19	60	67.32	1.122	1.123	1.119	1.170	0.00185	0.0073	0.75
			67.35	1.123						
		120	133.97	1.116	1.116					
			133.90	1.115						
		180	201.59	1.119	1.119					
			201.57	1.119						
25	20	60	44.24	0.737	0.738	0.735	0.735	0.001788	0.0053	0.62
			44.30	0.738						
		120	88.20	0.735	0.735					
			88.25	0.735						
		180	131.90	0.733	0.733					
			131.98	0.732						
22	21	60	33.57	0.559	0.559	0.558	0.534	0.00176	0.0043	0.55
			33.50	0.558						
		120	67.05	0.558	0.558					
			67.10	0.559						
		180	100.25	0.556	0.557					
			100.30	0.557						
20	22	60	27.41	0.456	0.457	0.459	0.421	0.00173	0.0037	0.5
			27.41	0.457						
		120	55.49	0.462	0.463					
			55.51	0.463						
		180	82.60	0.459	0.459					
			82.66	0.458						

**Tableau I. 4** : Correction des débits de drain en la pente  $n = 1.5$  ; la largeur de la crête  $b = 5$  cm.

H (cm)	T (c°)	T(s)	V (cm <sup>3</sup> )	Q (cm <sup>3</sup> /s)	Q moy(cm <sup>3</sup> /s)	Q moy(cm <sup>3</sup> /s)	Q <sub>20</sub> moy (cm <sup>3</sup> /s)	ΔQ	ΔQ <sub>20</sub>	He /H mur
38	17.5	60	149.62	2.493	2.495	2.490	2.798	0.00199	0.014	0.95
			149.69	2.498						
		120	299.48	2.495	2.495					
			299.55	2.496						
		180	446.79	2.482	2.482					
			446.85	2.483						
35	18.5	60	120.45	2.007	2.008	2.015	2.157	0.00198	0.011	0.87
			120.50	2.008						
		120	241.79	2.014	2.014					
			241.70	2.014						
		180	364.29	2.023	2.023					
			364.27	2.023						
32	19.5	60	98.54	1.642	1.643	1.638	1.674	0.00194	0.0099	0.80
			98.60	1.643						
		120	196.40	1.636	1.637					
			196.45	1.637						
		180	294.14	1.634	1.634					
			294.20	1.634						
30	20	60	84.54	1.409	1.409	1.407	1.407	0.00190	0.0087	0.75
			84.59	1.409						
		120	168.82	1.406	1.407					
			168.86	1.407						
		180	253.22	1.406	1.407					
			253.29	1.407						
25	20	60	56.81	0.946	0.947	0.946	0.946	0.001822	0.0063	0.62
			56.88	0.948						
		120	113.70	0.947	0.947					
			113.73	0.947						
		180	169.96	0.944	0.944					
			169.90	0.943						
22	21	60	43.11	0.718	0.719	0.715	0.684	0.001785	0.0051	0.55
			43.15	0.719						
		120	85.89	0.715	0.715					
			85.80	0.715						
		180	128.41	0.713	0.713					
			128.40	0.712						
20	22	60	35.62	0.593	0.593	0.591	0.542	0.00176	0.0044	0.5
			35.60	0.593						
		120	71.07	0.592	0.593					
			71.10	0.593						
		180	106.01	0.588	0.589					
			106.03	0.589						



Les figures suivantes présentent les dimensions de chaque modèle proposé :

**Modèle N°1 : ( $n = 3$ ) et ( $h = \text{varié}$ ) ;**

**La largeur de la crête et variable ( $b=5 \text{ cm}$  ;  $10 \text{ cm}$  ;  $15 \text{ cm}$  ;  $20 \text{ cm}$ ) :**



a) Base imperméable largeur de la crête  $b = 5 \text{ cm}$ .



b) Base imperméable largeur de la crête  $b = 10 \text{ cm}$ .

**Fig. II. 1.** Dimensions de modèle N°1 pour les différentes crêtes.

Modèle N°2 : ( $n = 2.5$ ) et ( $h = \text{varié}$ ) ;

La largeur de la crête et variable ( $b=5 \text{ cm}$  ;  $10 \text{ cm}$  ;  $15 \text{ cm}$  ;  $20 \text{ cm}$ ) :



a) Base imperméable largeur de la crête  $b = 5 \text{ cm}$ .



c) Base imperméable largeur de la crête  $b = 15 \text{ cm}$ .

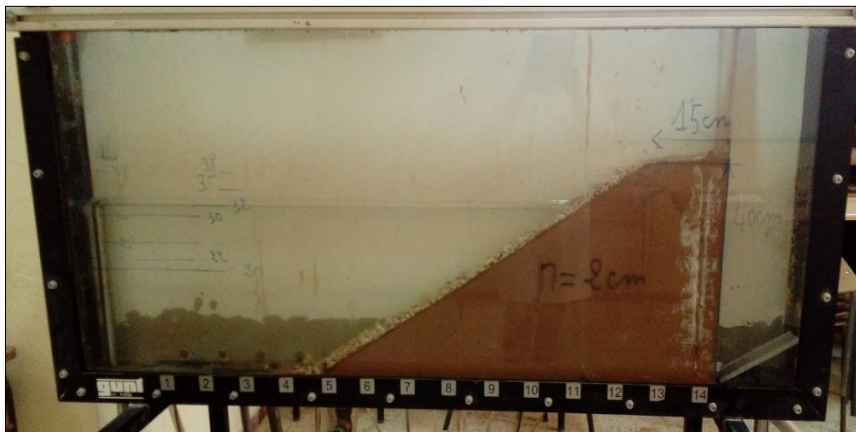
**Fig. II. 2.** Dimensions de modèle N°2 pour les différentes crêtes.

Modèle N°3 : ( $n = 2$ ) et ( $h = \text{varié}$ ) ;

La largeur de la crête et variable ( $b=5 \text{ cm}$  ;  $10 \text{ cm}$  ;  $15 \text{ cm}$  ;  $20 \text{ cm}$ ) :



a) Base imperméable largeur de la crête  $b = 5 \text{ cm}$ .



c) Base imperméable largeur de la crête  $b = 15 \text{ cm}$ .

**Fig. II. 3.** Dimensions de modèle N°3 pour les différentes crêtes.

Modèle N°4 : ( $n = 1.5$ ) et ( $h = \text{varié}$ ) ;

La largeur de la crête et variable ( $b=5 \text{ cm}$  ;  $10 \text{ cm}$  ;  $15 \text{ cm}$  ;  $20 \text{ cm}$ ) :



a) Base imperméable largeur de la crête  $b = 5 \text{ cm}$ .



b) Base imperméable largeur de la crête  $b = 10 \text{ cm}$ .

**Fig. II. 4.** Dimensions de modèle N°4 pour les différentes crêtes.



**Fig. II. 5.** Etapes de mesure le débit d'infiltration à travers un barrage en terre.



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



## **Université Amar Thelidji- Laghouat**

**FACULTE ou INSTITUT : Génie civil et d'Architecture**

**DEPARTEMENT : Génie civil**

---

### **RESUME DE MEMOIRE DE MASTER**

**Domaine :** Sciences et Technologie

**Filière :** Hydraulique

**Option :** Ressources en Eau

**Thème : Effet de la dimension de la crête sur le débit d'infiltration à travers  
un barrage en terre**

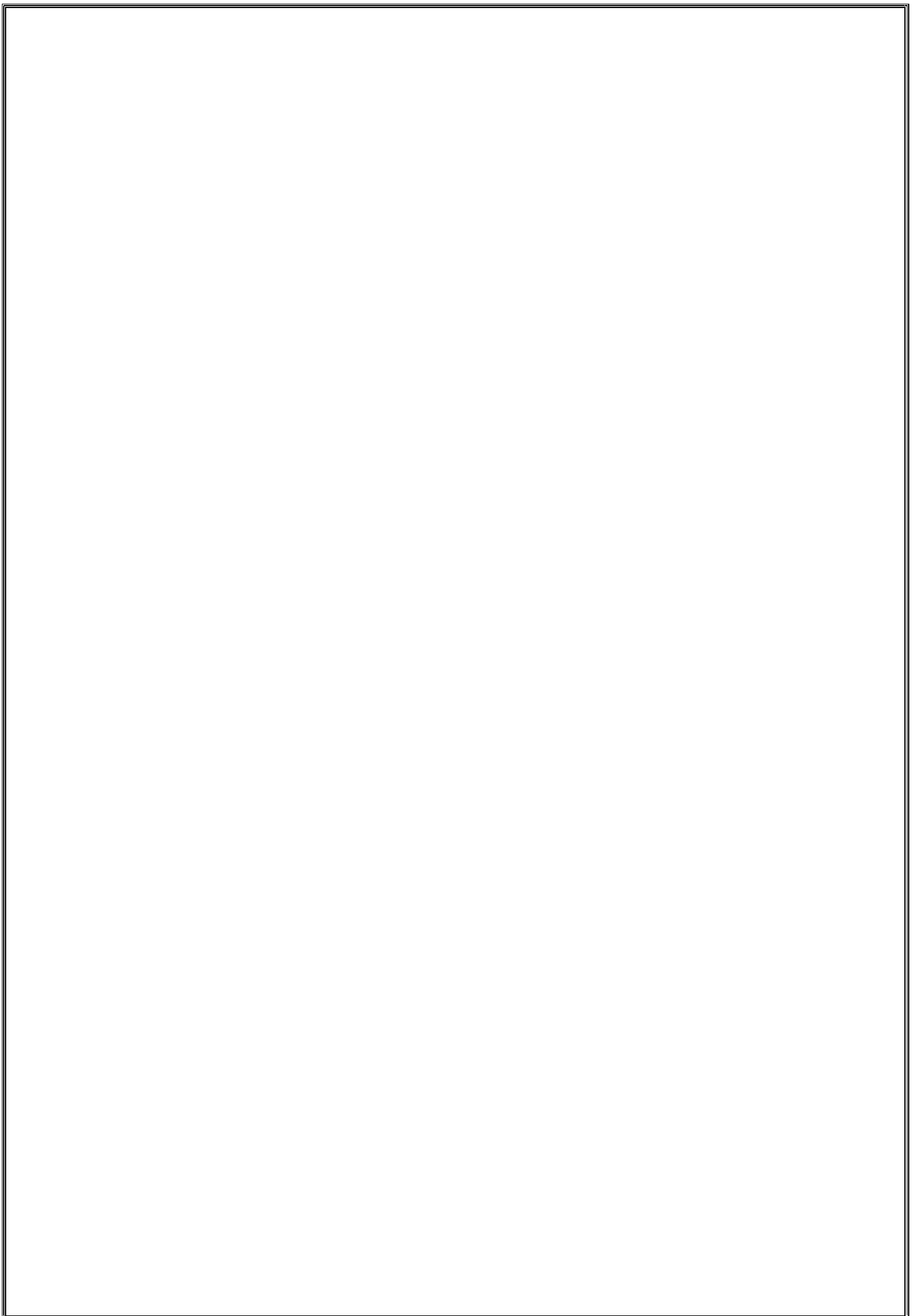
**Présenté par :** Labiadh Soumia

**Encadré par :** Djehiche Abdelkader

#### **Résumé**

Cette étude se situe dans le cadre des études du comportement des barrages en terre avec un drain vertical sur une base imperméable. Le travail proposé se fixe pour objectif la réalisation d'un outil de calcul des paramètres de structure le plus importants et les débits de fuite. Un tel outil permettrait de mener les études de conception de l'ouvrage principal ainsi que des ouvrages annexes. Un intérêt particulier sera attribué à l'étude des effets de la crête sur le débit de fuite à travers les barrages en terre homogène avec un drain vertical sur une assise imperméable, pour permettre de choisir la largeur de la crête d'une manière efficace dans la digue.

**Mots clés :** Barrage en terre homogène, drain vertical, la largeur de la crête, débit d'infiltration, Géo-Studio.



## عنوان المذكرة: تأثير ابعاد قمة السد على كمية التدفق المتسرب من خلال السدود الترابية

المؤطر: جحيش عبد القادر

الاسم: سمية

اللقب: الأبيض

### ملخص:

هذه الدراسة جزء من دراسات سلوك السدود الترابية ذات الصرف العمودية على قاعدة غير نفاذة. يهدف العمل المقترح إلى تحقيق أداة لحساب أهم العوامل الهيكلية ومعدلات التسرب. مثل هذه الأدوات سوف تجعل من الممكن إجراء دراسات التصميم للأعمال الرئيسية وكذلك الأعمال ذات الصلة. سيتم إيلاء اهتمام خاص لدراسة أثر ابعاد قمة السد على كمية التدفق المتسرب من خلال السدود الترابية المتجانسة ذات المصارف عمودية على قاعدة غير نفاذة للسماح باختيار عرض قمة السد بطريقة فعالة.

**كلمات مفتاحية:** السدود الترابية المتجانسة، المصارف عمودية، عرض قمة السد، كمية التدفق، جيوستديو.

---

**Memory title:** Effect of crest size on infiltration flow through an earth dam

**Name:** Labiadh

**First name:** Soumia

**Directed by:** Djehiche Abdelkader

### Abstract

This study is part of the studies of the behavior of earth dams with a vertical drain on an impervious layer. The proposed work aims to achieve a tool for calculating the most important structural parameters and seepage flow. Such a tool would make it possible to carry out design studies of the main work as well as appurtenant structures. Particular interest will be given to the study of the effects of the crest width of the dam on the seepage flow through the homogeneous earth dams with a vertical drain on an impervious layer to allow to choose the crest width in an efficient way in the dam.

**Keywords :** Homogeneous earth dam, Chimney drain, crest width, seepage flow, Géo-Studio.

---

**Titre du mémoire :** Effet de la dimension de la crête sur le débit d'infiltration à travers un barrage en terre

**Nom :** Labiadh

**Prénom :** Soumia

**Encadreur :** Djehiche Abdelkader

### Résumé

Cette étude se situe dans le cadre des études du comportement des barrages en terre avec un drain vertical sur une base imperméable. Le travail proposé se fixe pour objectif la réalisation d'un outil de calcul des paramètres de structure le plus importants et les débits de fuite. Un tel outil permettrait de mener les études de conception de l'ouvrage principal ainsi que des ouvrages annexes. Un intérêt particulier sera attribué à l'étude des effets de la crête sur le débit de fuite à travers les barrages en terre homogène avec un drain vertical sur une assise imperméable, pour permettre de choisir la largeur de la crête d'une manière efficace dans la digue.

**Mots clés :** Barrage en terre homogène, drain vertical, la largeur de la crête, débit d'infiltration, Géo-Studio.

*Le résumé doit être rédigé en deux langues différentes au moins*