

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET  
DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMÈRI DE TIZI-OUZOU

FACULTÉ DU GÉNIE DE LA CONSTRUCTION  
Département d'Hydraulique



Filière : **Hydraulique**

## *MEMOIRE DE FIN D'ETUDES*

Présenté pour Obtenir le Diplôme de **Master**

Spécialité : **Ouvrages Hydrauliques**

Thème

**Etude numérique d'infiltration à travers  
les barrages en terre**

Réalisé par :

**Mlle. KHODJA Imene.**

**Mlle. SLIMANI Wardia.**

Soutenu devant le jury composé de :

NOM et Prénom	Grade	Lieu d'exercice	Qualité
Mr. HAMANI Sofiane	MCB	UMMTO	Président
Mme. LEBDIRI Fatiha	MCB	UMMTO	Promotrice
Mme. BOUZEBODJA Houria	MAA	UMMTO	Examinatrice

**Date de soutenance : le 25/06/2025**

**Année Universitaire : 2024/2025**

# *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste travail :*

*A l'homme, mon précieux offre du Dieu, qui doit ma vie, ma réussite et tout mon respect : mon cher père ammar.*

*A la femme qui a souffert sans me laisser souffrir, qui n'a jamais dit non à mes exigences et qui n'a épargné aucun effort pour me rendre heureuse : mon adorable mère safia.*

*A mes deux chère soeurs : Maroua et Mariem, que Dieu les protège et leurs offre la santé et la réussite.*

*A mes grands- mères, mes oncles et mes tantes, que Dieu leurs donne une longue et joyeuse vie.*

*Sans oublier mon adorable binôme "Wardia" pour son soutien moral, sa patience et sa compréhension tout au long de ce travail.*

*Imène*

*Je dédie ce modeste travail :*

*A ma mère Taous source de tendresse, qui a travaillé dur pour moi. Ses prières qui m'ont toujours accompagnés, que Dieu la protège.*

*A mon père, qui a toujours été à mes côtés et m'a soutenue, il est pour moi un symbole de fierté et du la force.*

*A mes frères "Amar", "Chabane", "Hamid", "Ali", "Mebarek", "Mouloud(Mimou)" et mes soeurs "Houria", "Dahbia", "Malha", qui m'ont soutenue et guidée.*

*A ma nièce "Maïssa" et mon neveu "Rayane".*

*A mes amies "Dahbia" et "Amel", et a tous ceux qui mon soutenue et encouragée de près ou de loi.*

*En particulier à ma binôme "Imène" avec qui j'ai tout partagée et qui ma soutenue tout au long de ce travail.*

*Wardia*

## Remerciements

On remercie Dieu le tout puissant de nous avoir donné la santé et la volonté d'entamer et de terminer ce mémoire.

Tout d'abord, ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurait pas pu avoir le jour sans l'aide et l'encadrement de "Mme LEBDIRI.F" , on la remercie pour ses conseils avisés, sa disponibilité et son soutien constant tout au long de ce travail. Ses remarques pertinentes et son exigence scientifique ont grandement contribué à la qualité de ce mémoire.

Nous remercions vivement vice doyen Charge De La Post Graduation, De La Recherche Scientifique Et Des Relations Exterieurs "Mr KHATTAOUI. M" qui était le chef du département de l'hydraulique.

Nous remercions aussi le chef de département "Mr HAMANI.S" et l'adjoint de chef de département "Mr ZAMOUM" et la secrétaire "Mme AREBANI" pour leur bon traitement avec les étudiants.

Nous souhaitons également remercier l'ensemble des enseignants pour la formation enrichissante et pleine d'intérêt qu'ils nous avons fait vivre durant ces cinq années au sein de l'université MOULOUD MAAMERI.

Un grand merci à nos collègues de promotion pour leur camaraderie, leur solidarité et les nombreux échanges enrichissants qui ont jalonné ces années universitaires.

A la fin, nous remercions tout les personnes qui ont de près ou du loin, contribué à la réalisation de ce travail.

# Table des matières

Liste des figures	v
Liste des tableaux	vi
Liste des symboles	vii
Introduction générale	1
Chapitre 1: Généralité sur les barrages en terre	3
1.1 Introduction	3
1.2 Définition	3
1.3 Les avantages et les inconvénients des barrages en terre :	4
1.4 Les types des barrages en terre	4
1.4.1 Barrages en terre homogène	5
1.4.2 Barrages en terre zoné "noyau étanche"	5
1.4.3 Barrages en terre à masque amont	6
1.4.4 Barrages à membrane centrale	7
1.5 Définition du profil général d'un barrage en terre	7
1.5.1 Niveau du volume mort :	8
1.5.2 Niveau normal de la retenue :	8
1.5.3 Niveau le plus haut des eaux :	8
1.5.4 Hauteur du barrage :	8
1.5.5 Revanche :	9
1.5.6 Largeur de crête :	10
1.5.7 Tassement :	10
1.5.8 Pente des talus :	10
1.6 Les ruptures des barrages en terre	11
1.6.1 Les causes de la rupture	11
1.6.1.1 Causes humains :	11

1.6.1.2	Causes naturelles :	11
1.6.1.3	Causes techniques :	11
1.6.2	Types et mode des ruptures	12
1.6.2.1	L'érosion externe :	12
1.6.2.2	Erosion interne :	12
1.7	Dispositifs de la protection	12
1.7.1	Drains	13
1.7.1.1	Le rôle des drains	13
1.7.1.2	Quelques types des drains	13
1.7.2	Les filtres	15
1.7.2.1	Le rôle des filtres	15
1.7.2.2	Les critères des filtres	15
1.8	Recherche bibliographique	16
1.9	Conclusion	18

## **Chapitre 2: Les écoulements et les infiltrations à travers le corps du barrage en terre**

		<b>19</b>
2.1	Introduction	19
2.2	Les écoulements à travers un milieu poreux	19
2.2.1	Paramètre physique d'un milieu poreux	20
2.2.1.1	Volume :	20
2.2.1.2	Poids :	20
2.2.1.3	Poids volumique d'un milieu poreux	20
2.2.1.4	Teneur en eau	21
2.2.1.5	Porosité	22
2.2.1.6	Indice des vides	22
2.2.1.7	Degré de saturation	23
2.2.2	Les lois générales	23
2.2.2.1	Charge hydraulique :	23
2.2.2.2	Vitesse d'écoulement :	24
2.2.2.3	Gradient hydraulique :	24
2.2.2.4	Perméabilité :	24
2.2.3	Loi de Darcy	25
2.2.3.1	Définition de la loi de Darcy	25
2.2.3.2	Expérience de Darcy	25
2.2.3.3	Conditions de validité de la loi de Darcy	25

2.2.3.4	Généralisation de la loi de Darcy . . . . .	26
2.3	L'étude d'infiltration à travers le corps des barrages en terre . . . . .	26
2.3.1	Réseau d'écoulement . . . . .	27
2.3.2	Lignes équipotentiels : . . . . .	28
2.3.3	Lignes des courants . . . . .	28
2.3.4	Lignes de saturation : . . . . .	29
2.3.5	Débit de fuite : . . . . .	30
2.4	Méthodes de résolution des infiltrations . . . . .	30
2.4.1	Méthodes graphiques . . . . .	31
2.4.1.1	Méthode de Kozeny : . . . . .	31
2.4.1.2	Méthode de pavlovsky : . . . . .	33
2.4.2	Méthodes analytiques . . . . .	36
2.4.2.1	Théorie de dupuit : . . . . .	36
2.4.3	Méthodes numériques . . . . .	38
2.4.3.1	La méthode aux différences finies : . . . . .	38
2.4.3.2	La méthode aux éléments finis : . . . . .	39
2.4.3.3	La méthode aux volumes finis : . . . . .	39
2.5	Conclusion . . . . .	40
 <b>Chapitre 3: Les équations de base et les méthodes de résolution</b>		<b>41</b>
3.1	Introduction . . . . .	41
3.2	Présentation des équations gouvernant l'écoulement dans un milieu poreux utilisée par Ansys Fluent : . . . . .	41
3.2.1	L'équation de continuité dans un milieu poreux : . . . . .	41
3.2.2	L'équation de quantité de mouvement . . . . .	42
3.2.2.1	Signification physique de la résistance visqueuse(Darcy) : . . . . .	42
3.2.2.2	Signification physique de la résistance inertielle(Forchheimer) : . . . . .	43
3.2.3	Èquation de transport de la fraction volumique . . . . .	43
3.3	Discrétisation des équations par la méthode des volumes finis . . . . .	43
3.3.1	Discrétisation de l'équation générale de l'écoulement par la méthode des volumes finis . . . . .	44
3.3.1.1	Création du maillage : . . . . .	44
3.3.1.2	Intégration de l'équation de transport sur un volume élé- mentaire : . . . . .	45
3.3.1.3	Discrétisation du terme de diffusion : . . . . .	46
3.3.1.4	Discrétisation du terme de convection : . . . . .	48

3.3.1.5	Discrétisation du terme source : . . . . .	49
3.3.1.6	Discrétisation de la variation temporelle : . . . . .	50
3.4	Modélisation d'un écoulement poreux avec Ansys Fluent . . . . .	52
3.4.1	Étapes de modélisation dans Ansys Fluent . . . . .	52
3.4.1.1	Préparation de la géométrie et maillage . . . . .	52
3.4.1.2	Définition du type de fluide . . . . .	52
3.4.1.3	Définir la zone poreuse . . . . .	52
3.4.1.4	Conditions aux limites . . . . .	53
3.4.1.5	Résolution et post-traitement . . . . .	53
3.4.2	Calcul de la perméabilité à partir de la porosité . . . . .	54
3.4.2.1	Relation entre perméabilité et porosité . . . . .	54
3.5	Conclusion . . . . .	55
<b>Chapitre 4: Résultats et simulation</b>		<b>56</b>
4.1	Introduction . . . . .	56
4.2	Présentation des Modèles . . . . .	56
4.2.1	Maillage . . . . .	57
4.2.2	Conditions aux limites . . . . .	58
4.3	Simulations . . . . .	58
4.3.1	Validation du modèle numérique . . . . .	59
4.3.2	Effet de la perméabilité du corps du barrage en terre homogène sur la ligne de saturation . . . . .	60
4.3.3	Effet de la perméabilité du drain sur la ligne du saturation avec une porosité de $\eta=0,9$ et $\eta=0,6$ . . . . .	61
4.3.4	Effet de la porosité du drain sur la ligne de saturation . . . . .	62
4.4	Conclusion . . . . .	64
<b>Résumé</b>		<b>69</b>

# Liste des figures

Figure 1.1	Barrage en terre homogène . . . . .	5
Figure 1.2	Barrage en terre à noyau étanche . . . . .	6
Figure 1.3	Barrage en terre à masque amont . . . . .	6
Figure 1.4	Barrage en terre à membrane centrale . . . . .	7
Figure 1.5	Profil général d'un barrage en terre . . . . .	7
Figure 1.6	Drain tapis interne . . . . .	14
Figure 1.7	Drain vertical . . . . .	14
Figure 2.1	Portion de volumes dans un sol. . . . .	20
Figure 2.2	Dispositif de Darcy. . . . .	25
Figure 2.3	Expérience de Darcy . . . . .	25
Figure 2.4	Réseau d'écoulement . . . . .	27
Figure 2.5	Ligne de saturation pour barrage homogène sans drain sur un sol imperméable . . . . .	32
Figure 2.6	Ligne de saturation pour barrage homogène avec drain . . . . .	33
Figure 2.7	ligne de saturation d'un barrage à noyau . . . . .	33
Figure 2.8	Barrage en terre homogène sans drainage. . . . .	34
Figure 2.9	Barrage homogène avec drain prisme sur des fondations imperméables. . . . .	35
Figure 2.10	Barrage Non Homogène à Noyau . . . . .	36
Figure 2.11	Profil de la courbe de saturation. . . . .	37
Figure 3.1	2D . . . . .	44
Figure 3.2	schématisation d'un volume de contrôle et les volumes adjacents . . . . .	47
Figure 3.3	Le maillage . . . . .	52
Figure 3.4	Cell zone conditions . . . . .	53
Figure 3.5	Les conditions aux limites . . . . .	54
Figure 4.1	Modèle D'un barrage en terre. . . . .	56
Figure 4.2	Ligne de saturation pour le cas d'un barrage en terre homogène sans drain. . . . .	59

Figure 4.3	lignes de saturation pour le cas d'un barrage en terre homogène avec drain.	60
Figure 4.4	Effet de la perméabilité de corps du barrage en terre sur la ligne de saturation	61
Figure 4.5	Effet de la perméabilité du drain sur la ligne de saturation	62
Figure 4.6	Effet de la perméabilité du drain sur la ligne de saturation	63
Figure 4.7	Effet de la porosité du drain pour perméabilité du drain égale à $2,11110^{-2}$ sur la ligne de saturation	63
Figure 4.8	Effet de la porosité du drain pour perméabilité du drain égale à $2,111 * 10^{-6}$ sur la ligne de saturation	64

## Liste des tableaux

Tableau 1.1	sol et fondation en fonction de classe	10
Tableau 1.2	Détermination de la hauteur de sécurité	10
Tableau 1.3	Pentes de talus d'un barrage en terre	11
Tableau 3.1	Les schémas de discrétisation selon la variation de $\theta$	50
Tableau 4.1	Comparaison les résultats de Ansys Fluent avec la méthode de Kozeny et Pavlovsky	57
Tableau 4.2	Effet de la perméabilité du corps du barrage sur la ligne de saturation	57
Tableau 4.3	Effet de la perméabilité du drain du barrage sur la ligne de saturation	57
Tableau 4.4	Effet de la porosité du drain du barrage sur la ligne de saturation	57

## Liste des symboles

### Notations

$C$	Constante de Kozeny.
$D$	Diamètre[m].
$d$	La largeur de la base du barrage diminuée 0,7b.
$dt$	Le pas d'intégration temporelle.
$dv$	Variation de Volume d'écoulement.[ $m^3$ ]
$dh$	Variation de la hauteur de charge hydraulique [m].
$e$	Indice des vides.
$E^s$	Érosion spécifique [t/ $km^2$ /an] ou [t/ha/an].
$f$	Fetch : longueur du plan d'eau exposé au vent[km].
$g$	Accélération de la pesanteur[ $m/s^2$ ].
$H$	La charge hydraulique[m].
$h$	La hauteur d'eau de la retenue[m].
$h_b$	La hauteur du barrage[m].
$h_s$	Hauteur de sécurité[m].
$H_t$	La hauteur totale du barrage[m].
$H_v$	Hauteur des vagues[m]
$h_{vf}$	Hauteur de volume forcé[m].
$h_{vm}$	Hauteur de volume mort[m].
$h_{vu}$	Hauteur de volume utile[m].
$H_1$	Hauteur de la nappe en amont[m].
$H_2$	Hauteur en aval[m].
$i$	Gradient hydraulique[m].
$K$	Coefficient de perméabilité[m/s].
$L$	Longueur de la digue[m].
$L_c$	Longueur de la crête du barrage[m].
$L_e$	Longueur réelle des lignes de courants du fluide traversant un échantillon de la longueur dir
$M$	Pourcentage des alluvions dans la lac.

$m_e$	Masse d'eau[kg].
$m_{pq}$	Transfert de la masse entre les phases
$m_s$	Masse solide[kg].
$Pc_i$	Nombre de Peclet.
$Q$	Débit d'écoulement[ $m^3/s$ ].
$q$	Débit de fuite[ $m^3/s/ml$ ].
$Q_s$	Débit de transport solide[t/ans].
$R$	Revanche.
$Re$	Nombre de REynolds.
$S$	Surface d'écoulement[ $m^2$ ].
$S$	Source moyenne de la propriété $\varphi$ dans le volume du contrôle.
$S_b$	Surface de Bassin versant[ $m^2$ ].
$V$	Vitesse des vagues[ $km^2$ ] ou [ha].
$Sm$	Source de la masse.
$S_p$	Source estimé au noeud P du volume de contrôle.
$S_r$	Degré de saturation.[%]
$S_u$	Source liée aux conditions aux limites.
$S_{aq}$	Source ou puits volumique.
$s$	Section transversale de fluide dans réservoir[ $m^2$ ].
$T$	Durée de fonctionnement de barrage.[ans]
$t$	Le temps.[s]
$T_a$	Tassement[m].
$U$	Pression d'eau[pa].
$V$	Vitesse d'écoulement.[m/s]
$V_a$	Volume de l'aire [ $m^3$ ].
$V_s$	Volume solide [ $m^3$ ].
$V_t$	Volume total [ $m^3$ ].
$V_v$	Volume des vides [ $m^3$ ].
$V_v$	Volume des vagues[m/s].
$V_e$	Volume de l'eau [ $m^3$ ].
$W$	La teneur en eau[%]
$W_s$	poids de la colonne de sol[N].
$W_w$	Poids de l'eau[N].
$W_t$	Poids total[N].
$W_W$	masse d'eau [kg].
$X$	Largeur de la digue [m].

$Z$	Altitude du point considéré [m].
$\gamma_h$	Poids volumique humide [ $N/m^3$ ].
$\gamma_s$	Poids volumique sec. [ $N/m^3$ ].
$\gamma_w$	Poids volumique de l'eau [ $N/m^3$ ].
$\tau$	Poids volumiques de la vase.
$\eta$	Porosité [%].
$\tau$	Tortuosité.
$\Delta h$	La différence de charge hydraulique entre deux points [m].
$\Delta L$	La distance entre deux points [m].
$\nu$	Viscosité cinématique du fluide [ $m^2/s$ ].
$\phi$	Porosité du milieu.
$\rho$	Masse volumique du fluide [ $kg/m^3$ ].
$\vec{v}$	Vitesse apparente du fluide [ $m/s$ ].
$\alpha_q$	Fraction volumique de la phase q.
$\rho_q \vec{v}_q$	Densité et vitesse de la phase q.
$S_{\alpha q}$	Source ou puits volumique.
$\Gamma_\varphi$	Coefficient de transport par diffusion.
$\Omega$	Volume de contrôle.
$t$	Temps.
$dt$	Le pas d'intégration temporelle.
$s$	La frontière de l'écoulement.
$\vec{n}$	Vecteur normal à cette frontière.
$V$	Vecteur.
$\frac{\Delta x}{2}$	Correspond à la distance entre P et E.
$\phi$	Grandeur transportée.

# Introduction Générale

Les barrages en terre représentent l'une des structures hydrauliques les plus utilisés à travers le monde pour la retenue, la régulation et la gestion des ressources en eau. Leur conception, bien que basée sur des principes éprouvés, demeure sujette à des défis majeurs, notamment en ce qui concerne les phénomènes d'infiltrations et d'écoulement à travers le corps du barrage. Ces phénomènes, s'ils ne sont pas bien maîtrisés, peuvent compromettre la stabilité et la durabilité de l'ouvrage, voire entraîner sa rupture.

L'étude des écoulements dans les milieux poreux, en particulier dans le cas des barrages en terre, est d'une importance capitale pour les ingénieurs en génie civil et en hydraulique. En effet, la présence de gradients hydrauliques importants dans le sol du barrage peut entraîner l'apparition de suintements, de zones de saturation ou encore de cheminées d'érosion interne, connues sous le nom de « piping ». Avec l'évolution des outils de simulation numérique, il est désormais possible de mieux comprendre et de prédire ces phénomènes complexes. Parmi ces outils, le logiciel ANSYS Fluent, basé sur la méthode des volumes finis, permet une modélisation précise des écoulements en milieux poreux, en tenant compte des propriétés physiques du sol et des conditions aux limites ([Tayeb, 2002](#)).

Le présent mémoire a pour objectif principal l'étude numérique des infiltrations à travers les barrages en terre en utilisant ANSYS Fluent. L'approche adoptée vise à modéliser les écoulements souterrains dans le barrage, à identifier les zones critiques de saturation, et à évaluer l'impact de divers paramètres sur le comportement hydraulique de l'ouvrage.

Ce présent document est articulé en quatre chapitres, le premier chapitre est consacré aux généralités sur les barrages en terre. Il présente leurs avantages et inconvénients, leur typologie, ainsi que les ruptures et les dispositifs de protection.

Le deuxième chapitre aborde les écoulements à travers les milieux poreux, en exposant les concepts fondamentaux de la perméabilité, des lois de Darcy et les mécanismes

d'infiltration dans les sols.

Le troisième chapitre présente d'abord les équations de base qui régissent l'écoulement dans un milieu poreux, telles que l'équation de mouvement et l'équation de la fraction volumique. Il s'intéresse ensuite à la présentation du logiciel ANSYSFluent utilisé pour la simulation, puis à la méthode de résolution adoptée dans cette étude, à savoir la méthode des volumes finis.

Le quatrième chapitre est consacré à la simulation numérique réalisée sur un modèle de barrage en terre. À travers le logiciel ANSYSFluent, nous avons tracé la ligne de saturation et effectué une comparaison avec des méthodes graphiques (Kozeny et Pavlovsky), puis étudié l'influence de certains paramètres, comme la perméabilité et la porosité, sur le comportement de l'écoulement.

A travers ce travail, nous visons à démontrer l'efficacité de la simulation numérique dans l'analyse des infiltrations, et à fournir des outils d'aide à la décision pour une meilleure gestion et sécurisation des ouvrages hydrauliques en terre.

# Chapitre 1 : Généralité sur les barrages en terre

## 1.1 Introduction

On appelle un barrage en terre tout les barrages construits avec des matériaux terreux. Cette catégorie des barrages regroupe plusieurs types des barrages qui se distinguent par la nature des matériaux utilisés et la méthode mise en œuvre pour assurer l'étanchéité (Rolley *et al.*, 1977).

Dans ce chapitre, nous avons abordée les différents types des barrages en terre précisant une étude de dimensionnement qui permet de définir le profil général du barrage avec des dispositifs de protection pour assurer la stabilité de barrage, et on terminera ce chapitre par une recherche bibliographique contenant quelques études et travaux réalisés dans ce domaine de recherche.

## 1.2 Définition

Les barrages en terre peuvent être constitués par des matériaux de caractéristiques très diverses. Le terme « terre » couvre une gamme de matériaux allant de l'argile pure très fine à des éléments très grossiers. Dans certains cas, on utilise des roches altérées facilement comptables tels que des latérites, des schistes et grès tendre, etc. le volume de terre à mettre en œuvre pour la construction d'un barrage en terre est très important, il peut atteindre des dizaines de millions de  $m^3$  les grands ouvrages (Gabi, 2012).

La conception des digues de barrage devra répondre aux critères suivant :

- La digue devra être sécurisée contre les surverses vis-à-vis des crues par l'aménagement d'un évacuateur de capacité suffisante.
- Les pentes des talus doivent être stables pendant la construction, pendant la mise en eau et la mise en exploitation de l'ouvrage, ainsi que dans le cas de vidange rapide.

- La digue devra être conçue de manière à ne pas imposer des pressions excessives sur la fondation.
- Les infiltrations à travers la digue et la fondation doivent être limitée et contrôlés de façon à éviter des risques de phénomène de renard.
- La digue doit être sécurisée vis-à-vis de l'effet des vagues.
- Le talus amont doit être protégé contre l'action des vagues. La crête et le talus aval doivent être protégés contre l'érosion due au vent et au ruissellement des eaux de pluies.
- Si le barrage est dans une région sismique, sa conception sera telle que le séisme le plus sévère n'endommage pas la fonction de la structure.

### 1.3 Les avantages et les inconvénients des barrages en terre :

#### **Avantages des barrages en terre :**

- Utilisation des matériaux locaux pour la construction du barrage.
- Possibilité de construction ce type de barrages sur n'importe quelles régions géographiques.
- Possibilité d'utiliser n'importe quel type de sol.
- Tous les procédés de construction sont mécanisées.
- Construction de ces barrages pour n'importe quelle hauteur.

#### **Inconvénients des barrages en terre :**

- Impossibilité de conduire le débit de crues à travers le corps de la digue.
- Présence de l'écoulement souterrain dans le corps du barrage, qui crée les conditions de déformation du barrage.
- Grande pertes d'eau en cas d'utilisation des sols perméables et utilisation des dispositifs contre la filtration.

### 1.4 Les types des barrages en terre

Il existe quatre types des barrages en terre, les ouvrages en terre homogène, ceux à noyaux étanches et ceux à masque amont et aussi barrage à membrane centrale, qui diffèrent en fonction des matériaux utilisés et de la méthode utilisée pour assurer l'étanchéité du barrage ([Hamza et Gabi, 2005](#)).

### 1.4.1 Barrages en terre homogène

Les barrages en terre homogène sont constitués d'un massif en terre compacté qui garantit l'imperméabilité, accompagnées des dispositifs de drainage dans ses parties contre la filtration. Le remblai est constitué des matériaux fins du type argile, argile sablonneuse, limons, sable limoneux. Ces les plus facile à réaliser ; la stabilité et l'étanchéité assurées par toute la digue, nécessite la protection contre le batillage au parement amont.

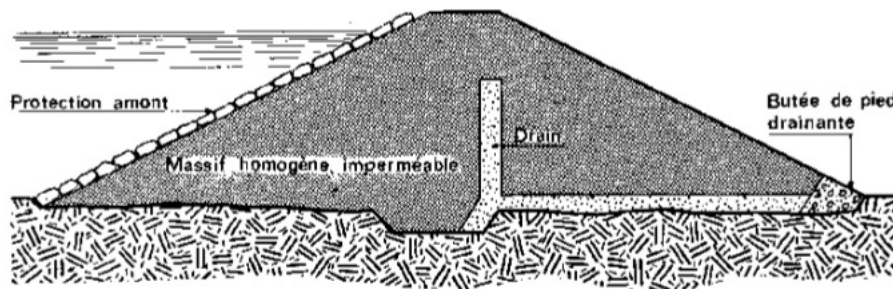


Figure 1.1 : Barrage en terre homogène

### 1.4.2 Barrages en terre zoné "noyau étanche"

Souvent l'hétérogénéité des matériaux disponibles sur place, ou leurs caractéristiques géotechniques ne permettent pas d'envisager un barrage homogène (Habitouche, 2020).

Dans ce cas, on adopte un ouvrage d'une zone centrale, appelée "noyau" est entouré de couches filtrantes qui, assurant l'étanchéité, placée au cœur du remblai. Le noyau est constitué de matériau argileux imperméable d'épaisseur variable généralement plus large à la base à cause de pression interstitielles plus fortes. La fonction de stabilité est apportée par les recharges. Ces massifs plus perméables que le noyau sont réalisés en enrochements ou en terre plus grossiers pour protéger contre érosion interne.

L'épaisseur du noyau dépend

- D'une largeur minimale en crête pour le passage des engins.
- De la disponibilité des terres imperméables.
- De gardien hydraulique en contact avec la fondation.

L'inconvénient de ce type de barrage est la mise en œuvre très compliquée et la nécessité de séparer par les filtres de transition les différentes zones.

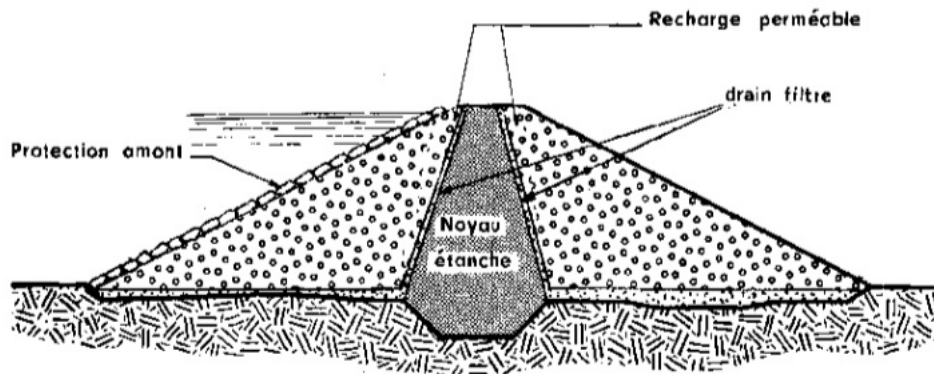


Figure 1.2 : Barrage en terre à noyau étanche

### 1.4.3 Barrages en terre à masque amont

Les barrages à masque amont sont des ouvrages avec un écran imperméable (masque) placé à l'amont du barrage. Il existe de nombreuses natures de masque étanche tel que le béton de ciment ou bitumineux, les chapes préfabriquées, les membranes souples.

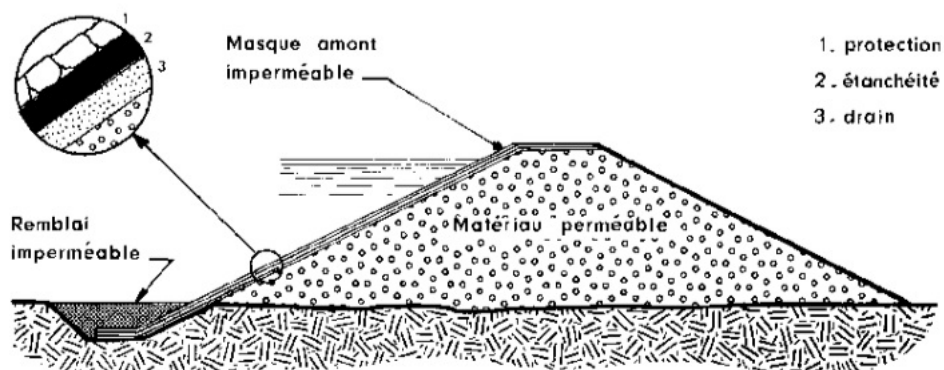


Figure 1.3 : Barrage en terre à masque amont

Le masque lui-même peut être réalisé :

- Par une dalle en béton armé coulée par des plots successifs sur toute la surface du parement amont.
- Par une ou des couches de béton bitumineux mise en place par des engins routiers adaptés.
- Par des géo-membranes (des feuilles en PVC de forte épaisseur). Ces derniers sont posés sur une couche de transition en matériau fin pour éviter de déchirer la membrane qui s'appuierait directement sur les enrochements.

### 1.4.4 Barrages à membrane centrale

La solution d'un barrage à membrane centrale est envisagé lorsque le matériau nécessaire par la réalisation du noyau n'est pas disponible à proximité du site. Il existe deux types de membrane sont généralement mise en œuvre.

- Béton bitumineux.
- La paroi moulée.

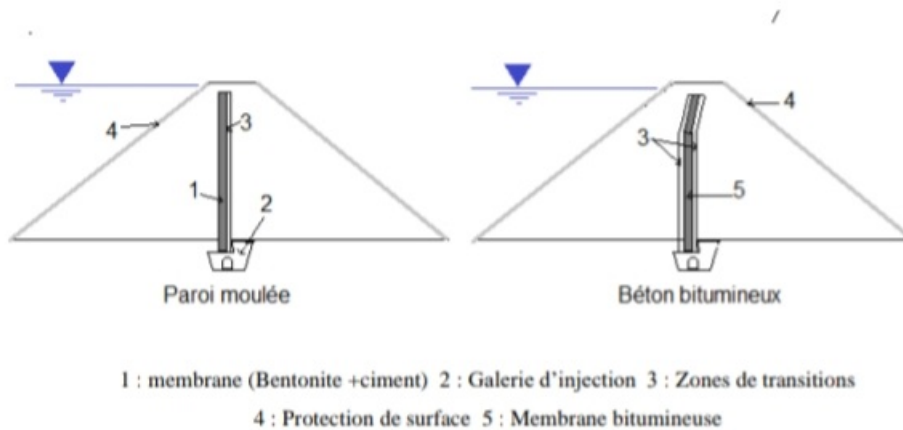


Figure 1.4 : Barrage en terre à membrane centrale

### 1.5 Définition du profil général d'un barrage en terre

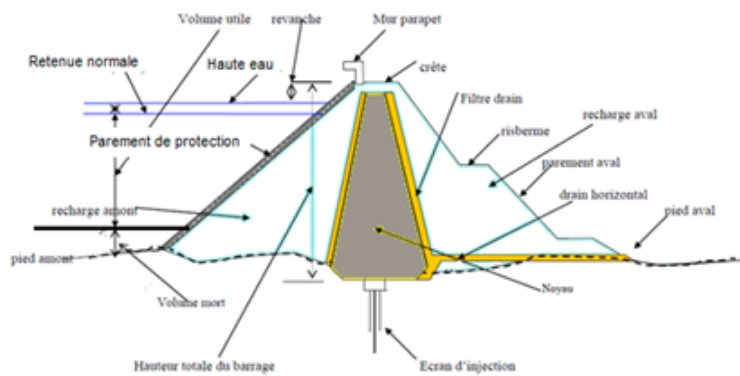


Figure 1.5 : Profil général d'un barrage en terre

Dans un barrage, on distingue généralement trois niveaux caractéristiques qui définissent la gestion de l'eau dans la retenue :

### 1.5.1 Niveau du volume mort :

C'est le niveau minimal sous lequel l'eau ne peut être évacuée. Ce volume d'eau reste stocké en permanence, souvent pour des raisons techniques ou environnementales.

### 1.5.2 Niveau normal de la retenue :

Le niveau normal de la retenue est le niveau maximal que peut atteindre la retenue en période hors de la période des crues.

### 1.5.3 Niveau le plus haut des eaux :

Le niveau le plus haut des eaux est atteint par la retenue au cours de la crue qui a servi au dimensionnement des organes d'évacuation des crues.

Le type de barrage en terre à adopter est ensuite choisi en fonction des conditions locales du site (géologie, topographie...etc.), ainsi que de l'importance de l'ouvrage. Une fois ce choix effectué, l'étape suivante consiste à définir le profil général du barrage, en tenant compte de ces niveaux d'eau. Ce profil comprend :

### 1.5.4 Hauteur du barrage :

C'est la hauteur normale de la retenue des eaux majorées de la charge maximale au-dessus de seuil du réservoir de crues et de la revanche ([Habitouche, 2020](#)).

$$H_b = h_{vm} + h_{vu} + h_{vf} + R + h_s + T_1 \quad (1.1)$$

Avec :

$h_{vm}$  : Hauteur de volume mort[m].

$h_{vu}$  : Hauteur de volume utile[m].

$h_{vf}$  : Hauteur de volume forcé[m].

$h_s$  : Hauteur de sécurité[m].

$R$  : Revanchet[m].

$T_1$  : Tassement[m].

**. Détermination de la hauteur de volume mort  $H_{vm}$**

Le volume mort est déterminé par :

— Méthode liée à l'érosion spécifique :

$$V_M = \frac{E_s S_b T M}{\tau} \quad (1.2)$$

Avec :

$E_s$  : Erosion spécifique. [t/km<sup>2</sup>/an] ou [t/ha/an].

$S_b$  : Surface de Bassin versant [km<sup>2</sup>].

$T$  : Durée de fonctionnement de barrage [ans].

$M$  : Pourcentages des alluvions dans la lac.

$\tau$  : Poids volumiques de la vase [KN/m<sup>3</sup>].

— Formule de Tixiront :

$$V_M = (1,05 \rightarrow 1,1) \frac{Q_s T}{\tau} \quad (1.3)$$

$Q_s$  : Débit de transport solide [Tonne/ans].

$T$  : Durée d'exploitation [ans].

### 1.5.5 Revanche :

Par définition, correspond à la distance verticale mesurée entre niveau maximale d'exploitation et celui du couronnement (après la consolidation).

$$R = 0,75 h_{vu} + \frac{v_v^2}{2g} \quad (1.4)$$

$H_{vu}$  : Hauteur des vagues en mètre.

$V$  : Vitesse des vagues en m/s.

Où :

$$R = 1 + 0,3\sqrt{f} \quad (1.5)$$

#### . Détermination de la hauteur de volume utile $H_{vu}$

— Formules de Militor :

$$f < 30km \implies H_{vu} = 0,76 + 0,032\sqrt{uf} - 0,26\sqrt{F} \quad (1.6)$$

$$f > 30km \implies H_{vu} = 0,032\sqrt{uf} \quad (1.7)$$

— Formules de Mallet :

$$H_{vu} = 0,5 + 0,33\sqrt{f} \quad (1.8)$$

Avec :

$u$  : Vitesse de vent [km/h].

f : Fetch en Km.

La vitesse des vagues :

$$v_v = 1,5 + 2H_{vu}$$

. **Détermination de la hauteur de sécurité  $H_s$**

**Tableau 1.1** : sol et fondation en fonction de classe

sol et fondation		classe
Roche	Sol perméable	-
>100	> 50	I
50-100	25-50	II
20-50	15-25	III
>20	> 15	IV

Pour déterminer la hauteur de sécurité en suit le tableau ci dessous :

**Tableau 1.2** : Détermination de la hauteur de sécurité

Classe	I	II	III	IV
$h_s$	0,7	0,5	0,4	0,3

**1.5.6 Largeur de crête :**

La largeur de crête assure la sécurité du barrage contre tous les dégâts causés par les vagues, au cas où la revanche serait trop faible. Cette largeur doit être ou moins égale à 3m pour permettre le passage des engins de terrassement pendant la réalisation et ultérieurement pour son entretien (Rolley *et al.*, 1977).

$$L_c = \frac{H_t}{3} \tag{1.9}$$

**1.5.7 Tassement :**

$$T_1 = 1\%H_b \tag{1.10}$$

**1.5.8 Pente des talus :**

L'inclinaison de talus est exprimée par le terme "pente" ou "fruit". Dans le cas des barrages en remblai le terme pente (inverse de fruit) et communément utilisé la pente du

talus qui est le rapport de la hauteur du talus sur sa projection horizontale et fixé par le calcul de stabilité (Hamza et Gabi, 2005).

**Tableau 1.3** : Pentés de talus d'un barrage en terre

hauteur du barrage	Type du barrage	Fruits amont	Fruits aval
H < 5 m	homogène	2,5	2
	azone	2	2
5 m à 10 m	homogène	2 à 2,5	2 à 2,5
	azone	2	2
10 m à 20 m	homogène	2,5 à 3	2,5
	azone	2	3

## 1.6 Les ruptures des barrages en terre

### 1.6.1 Les causes de la rupture

#### 1.6.1.1 Causes humains :

- Études préalables insuffisantes.
- Contrôle d'exécution défaillant.
- Erreurs d'exploitation (surcharge, mauvaise gestion des vannes).
- Manque de surveillance et d'entretien.
- Acte des stockages.

#### 1.6.1.2 Causes naturelles :

- Crues exceptionnelles dépassant les capacités prévues.
- Glissement de terrain pouvant affecter l'ouvrage.
- Séismes causant des déformations, des tassements et des fissures.

#### 1.6.1.3 Causes techniques :

- Défauts de conception (sous dimensionnement des évacuateurs des crues).
- Mauvais choix des matériaux.
- Dysfonctionnement des vannes.
- Problèmes liées aux fonctions ou à l'âge de l'ouvrage.

## 1.6.2 Types et mode des ruptures

Érosion représente la principale cause de rupture, ce phénomène est défavorable pour ce type d'ouvrage, car il est très complexe et difficile à étudier puis qu'il dépend de nombreux paramètres. Ce dernier peut provoquer des modifications importantes peuvent dégrader l'étanchéité par l'augmentation de la perméabilité locale au globale de l'ouvrage. Sans oublier l'affaiblissement de la résistance mécanique de la structure. Il existe deux type de ce phénomène (Lakhdar, 2006) :

### 1.6.2.1 L'érosion externe :

L'érosion externe est engendrée par des circulations d'eau sur la crête de l'ouvrage ou talus aval par le ruissellement des eaux de fortes pluies.

Le phénomène peut durer quelques minutes à quelques heures selon la taille des matériaux et leurs cohésion.

### 1.6.2.2 Erosion interne :

L'érosion interne est un processus qui implique des arrachements des particules et leurs transports sous l'effet d'un écoulement d'eau, dans le corps d'un barrage ou dans la fondation. Lorsque le transport est un charriage concentré dans une conduite, c'est un renard. Lorsque le transport est diffus à travers la matrice solide et ne concerne que les fines en suspension, c'est une suffusion. Le déclenchement de l'érosion interne peut se combiner entre elle dans un incident et être difficilement distinguée ; mais elle n'est pas suffisante pour entraîner une rupture. Ce phénomène locale est difficile à reproduire en laboratoire ou à l'observer in situ .

## 1.7 Dispositifs de la protection

Les barrages en terre sont exposés à plusieurs phénomènes pouvant compromettre leur stabilité et leurs sécurité, notamment l'érosion interne, l'érosion externe, les infiltrations incontrôlées et les surpressions dans le massif. Ces phénomènes, souvent progressifs mais redoutables, peuvent évoluer en dégradations majeurs si aucune mesure de prévention n'est mise en place. C'est pourquoi l'intégration de dispositifs de protection est indispensable. Ces dispositifs jouent un rôle fondamental dans le comportement global du barrage : ils permettant de contrôler les écoulements d'eau, de filtrer les particules fines, de réduire les pressions internes et de protéger les surfaces exposées aux agents d'érosion. En l'absence de ces éléments, même un barrage bien conçu peut devenir vulnérable au fil du temps. Parmi les dispositifs les plus couramment utilisés pour assurer la protection du

barrage et maîtriser les risques liées aux écoulements, on retrouve notamment ([Messaid, 2009](#)) :

### 1.7.1 Drains

Les drains sont des organes de fortes perméabilités placés à l'intérieur de remblai, constitués de gravier et d'enrochement perméable au contact de l'eau et résistant aux grandes compressions. La présence des organes dans le barrage en terre est indispensable pour leur stabilité.

Le choix du type de drain dépend :

- La hauteur du barrage.
- La perméabilité de la fondation.
- La disponibilité des matériaux.
- Le coût des matériaux.

#### 1.7.1.1 *Le rôle des drains*

- Intercepter les eaux d'infiltration et les évacuer à l'aval du barrage.
- Abaisser la ligne de saturation et éviter les résurgences sur le talus aval.
- La présence du drain dans un barrage en terre sert à minimiser le débit de fuite sur l'ouvrage.
- Il sert décompresser la fondation et donc à minimiser la pression interstitielle.
- La présence des drains permet d'activer la consolidation du remblai.

#### 1.7.1.2 *Quelques types des drains*

On rencontre plusieurs types de drainage qui diffèrent les uns aux autres par leurs formes constructives, parmi ces types on cite quelques-uns :

##### **A. Prisme de drainage :**

C'est un dispositif constitué d'enrochements ou de pierres, généralement situé au pied du talus aval du barrage. Un filtre est placé à l'amont de cette prisme, au niveau de la zone du contact entre le remblai et la fondation, afin d'éviter la migration des particules fines. Ce type de drain est utilisé lorsque la quantité des enrochements disponibles sur le site est suffisante pour la construction durant la phase de mise en oeuvre, le prisme drainage peut également jouer un rôle de batardeau temporaire. La crête du prisme doit toujours se situer au-dessus du niveau de l'eau en aval, afin d'assurer un écoulement libre et efficace des eaux drainées.

### B. Drain tapis interne :

C'est une bande drainante disposée dans la partie aval du massif et au contact avec sa fondation. Ce type de drainage présente l'avantage de rabattre la ligne de saturation à l'intérieure du massif.

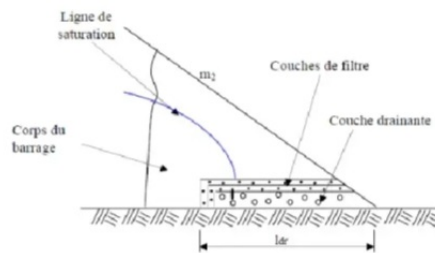


Figure 1.6 : Drain tapis interne

### C. Drain vertical :

C'est un alternatif intéressant au tapis drainant puisqu'il permet d'éviter le dysfonctionnement potentiel de drainage consécutif à l'anisotropie de perméabilité mentionnée. Ce drain est placé verticalement au centre de la digue, constitué d'un rideau d'une largeur minimal de un mètre en matériaux grossiers dont la granularité est choisi de manière que les conditions de filtre soit réalisé.

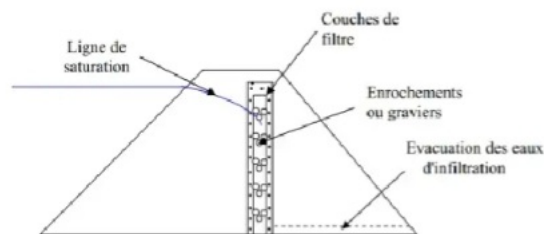


Figure 1.7 : Drain vertical

### D. Drain tuyau :

Il est utilisé seulement dans le cas de l'absence de l'eau dans l'aval, pour évacuer l'eau d'infiltration vers l'aval on établit des tuyaux d'évacuation de l'eau avec un écartement de 50 mètre, ce type de drain abaisse bien la ligne de saturation et la pression de la filtration dans la fondation.

## 1.7.2 Les filtres

Les filtres sont des minces couches successives des matériaux perméables dont la grosseur des éléments augmente dans la direction de l'écoulement. Ces filtres doivent assurer une transition entre une couche à granulométrie plus grossier.

### 1.7.2.1 Le rôle des filtres

Les filtres peuvent jouer le rôle de nombreuses fonctions complémentaires les unes aux autres, parfois jouent le rôle des drains dans les petits barrages. Parmi les autres rôles on cite :

- Interposés des parts et d'autres d'un noyau d'étanchéité ou sous un écran d'étanchéité donc jouent le rôle des couches drainantes en évacuant les eaux d'infiltrations vers l'aval du barrage.
- Intercalée entre un massif de barrage et sa fondation, si elle est argileuse contribue grandement à activer sa consolidation grâce à leur rôle drainant qui réduit les pressions internes.

### 1.7.2.2 Les critères des filtres

Pour être efficace les filtres doivent assurés plusieurs critères :

— **Critère filtrant :**

Ce critère assure que la partie grossière du matériau fin ne sera pas entraînée dans les interstices du filtre.

$$\frac{D_{15}(\text{filtre})}{d_{85}(\text{sol})} \leq 5 \quad (1.11)$$

$D_{15}$  et  $d_{85}$  sont les diamètres correspondant à 15 (%) et 85 (%) de tamisât cumulé.

— **Critère drainant :**

Le filtre doit en plus être suffisamment perméable pour évacuer le débit d'infiltration

$$\frac{D_{15}(\text{filtre})}{d_{15}(\text{sol})} \geq 5 \quad (1.12)$$

à partir des critères filtrant et drainant, la loi des filtres peut donc s'énoncer simplement par :

$$5d_{15}(\text{sol}) \leq D_{15}(\text{filtre}) \leq 5d_{85}(\text{sol})$$

## 1.8 Recherche bibliographique

L'infiltration de l'eau dans un barrage en terre est un phénomène naturel qui se produit sous l'effet du gradient hydraulique. C'est-à-dire la pression hydraulique agit sur tous les points du corps du barrage, poussant l'eau à s'infiltrer à travers les pores et les fissures des matériaux de barrage.

L'analyse d'infiltration à travers le corps des barrages en terre consiste à un ancien problème préoccupant depuis longtemps les chercheurs dans plusieurs disciplines. Pour cela, différentes études ont été proposées par des chercheurs conduisant à la solution du problème. La première étude analytique rationnelle de l'infiltration a été menée par « Henri Darcy » qui proposa en 1856 ce que l'on connaît aujourd'hui sous le nom de Darcy pour la détermination du taux d'écoulement de l'eau à travers un sable filtrant. En 1888, Forchheimer démontra que la répartition de la pression et la vitesse de l'eau dans les milieux poreux est régit par l'équation de Laplace.

En 1935, Edward Wheeler Lane publia une table de valeurs révisées et composées des paramètres expérimentaux relatifs à l'infiltration, pour différents types de sols, sur la base de données provenant d'environ 280 barrages et parmi lesquels 24 s'étaient rompus( type de sol, conductivité hydraulique du sol, profondeur d'eau infiltrée ...etc.). Par exemple, le barrage de Gold Spings dans le Colorado en U.S.A, rompu en 1912 suite à des infiltrations entre les couches compactées, des drains verticaux ou inclinés .

En 1962, Miltron Edward Harr a publié les progrès réalisés dans la connaissance de l'infiltration à travers le sol avec une liste de référence qui met en lumière la contribution considérable apportée par les chercheurs russes dans cette branche de génie civil.

Richardson en 1908, et Forchheimer 1918, ont mis au point des méthodes graphiques pour l'étude des diagrammes d'écoulement qui se prêtent à la résolution de l'équation de Laplace, dans les problèmes pratique d'infiltration sous et à travers les barrages.

En 1918, Pavlovsky fut la première à préparer la méthode d'analogie électrique pour la simulation du processus d'infiltration. La méthode du diagramme d'écoulement pour analyser les lignes de courant et les lignes équipotentiels dans un sol saturé, a connu des avancées majeurs grâce aux travaux de Arthur Cassagrande en 1937. Il a notamment introduit des techniques graphiques précises pour déterminer les zones de suintement et évaluer les pressions interstitielles autour des ouvrages hydrauliques, ce qui a grandement amélioré la compréhension des problèmes de stabilité des barrages et talus.

Schattarnok à expliquer par la méthode de convergence des lignes de courant, l'instabilité

du pied en aval des barrages en 1918. D'après les remarques qui sont pris que l'approche de cette méthode d'infiltration fut abandonnée, en temps aux critères de calcul proprement dit. Mais elle constitue encore aujourd'hui, un guide utile pour les études d'infiltrations.

Southwell introduisit la méthode de l'analyse numérique pour la résolution de l'équation de Laplace en 1946.

Après en 1967, Taylor et Brown ont proposé un modèle numérique par éléments finis pour la résolution des écoulements à surface libre à travers les digues en terre, leurs travaux ont été dirigés vers les zones saturés en supposant que la surface libre est la plus haute ligne du domaine d'écoulement.

Papagianakis en 1982, a proposé une approche numérique basé sur la méthode des éléments finis pour la résolution des écoulements bidimensionnels dans les sols saturés et non saturés. Dans la même année Humbert a élaboré deux programmes de calcul par éléments finis.

Li et ses collègues ont mené une étude en 2002 sur la simulation numérique des écoulements d'eau à travers les barrages en terre. Ils ont développé un modèle numérique basé sur les équations de Navier- Stokes pour les écoulements d'eau dans les sols. Les résultats de la simulation montrent que le modèle est capable de prédire ces écoulements à travers les barrages en terre avec une bonne précision. Ensuite, Samouëlian a mené une étude en 2005 sur la détection des zones d'infiltration dans les barrages en terre en utilisant la tomographie de résistivité électrique. Il a montré que cette méthode est efficace pour détecter les zones d'infiltration.

Dans les dernières années, les programmes de calculs électroniques ont permis la résolution des diagrammes d'infiltration dans des conditions aussi stationnaire que transitoire. Cependant, dans la majorité des cas, le tracé manuel graphique des diagrammes d'infiltration est encore, largement employé aujourd'hui.

## **1.9 Conclusion**

Les barrages en terre sont les seuls qui conviennent à une fondation non rocheuse, prenant en compte la nature des matériaux et la stabilité géotechnique et les conditions hydrologiques. Le choix de type de barrage, le dimensionnement adéquat du profil, sont des éléments déterminants pour garantir la performance et la sécurité d'ouvrage sur le long terme.

L'inconvénient majeur des barrages en terre est la présence d'infiltrations à travers leurs massifs qui provoque des pertes importante d'eau, les ruptures des barrages en terre. L'étude des infiltrations à travers la digue des barrages en terre fera l'objet de chapitre 2.

# Chapitre 2 : Les écoulements et les infiltrations à travers le corps du barrage en terre

## 2.1 Introduction

Les infiltrations à travers la digue en terre, ainsi que le ruissellement des eaux à leur surface, constituent les principales causes des incidents observés au fil du temps. Ce chapitre est subdivisé en deux parties, la première partie traite de manière générale des écoulements à travers les milieux poreux, en abordant leurs caractéristiques physiques ainsi que les lois régissant l'écoulement de l'eau dans ces milieux. La deuxième partie, est consacrée à l'étude du phénomène d'infiltration à travers le corps du barrage.

## 2.2 Les écoulements à travers un milieu poreux

Un milieu poreux peut être défini comme un ensemble des matériaux imbriqués l'un sur l'autre d'une manière à laisser du vide entre eux appelé pores. Ces derniers sont des vides de petites dimensions peuvent reliés ou non les uns aux autres. Ces vides sont occupés par un fluide ou plus comme l'air, l'eau, l'huile s'écoulent à l'intérieur et peuvent échanger avec la matrice solide de la matière et/ou de l'énergie (Kaci, 2002).

Cet ensemble lié à nombreux paramètres physiques pour le caractériser on utilise des critères tel que la granulométrie qui se réfère à la taille des particules, la porosité, la fraction de vides et la perméabilité qui indique l'aptitude d'un milieu poreux à être traversé par

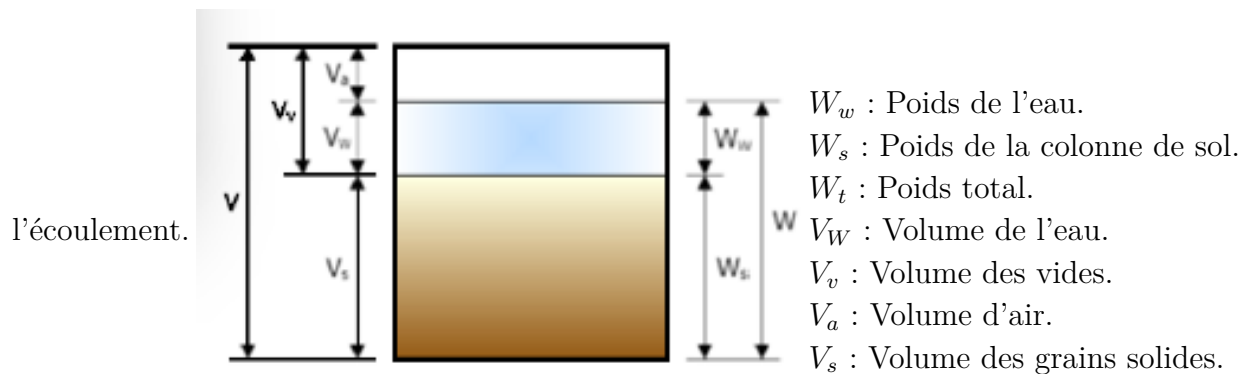


Figure 2.1 : Portion de volumes dans un sol.

### 2.2.1 Paramètre physique d'un milieu poreux

Afin de pouvoir bien initialiser à l'étude des milieux poreux, Il est nécessaire d'enseigner quelques paramètres d'état tels que :

#### 2.2.1.1 Volume :

Il est occupé essentiellement par une matière solide qui possède des pores. Ce volume des vides aussi est remplis par un seul ou plusieurs fluides, généralement : l'air ; l'eau ; l'huile (Costet et Gleras, 1975).

#### 2.2.1.2 Poids :

Ce sont les poids de chaque phase comme montré dans (figure 2.1)

$W_w$  : Poids de l'eau. [N]

$W_s$  : Poids de la colonne de sol. [N]

$W_t$  : Poids total. [N]

#### 2.2.1.3 Poids volumique d'un milieu poreux

On a différentes définitions pour le calcul du poids volumique d'un milieu poreux :

##### Poids volumique apparent "total" :

C'est le poids total par unité de volume, qui peut être considéré dans deux cas :

##### — Poids volumique humide

C'est le poids de l'eau dans portion d'un sol.

$$\gamma_h = \frac{W_t}{V_t} = \frac{W_w + W_s}{V_a + V_w + V_s} \quad (2.1)$$

Avec :

$\gamma_h$  : Poids volumique humide.  $[N/m^3]$

$W_t$  : Poids total.  $[N]$

$V_t$  : Volume total.  $[m^3]$

— **Poids volumique sec**

Le sol est sec le poids mesurer que pour les grains solides puisqu'il l'air est plus lège :

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_t} = \frac{W_s}{V_a + V_w + V_s} \quad (2.2)$$

Avec :

$\gamma_s$  : Poids volumique sec.  $[N/m^3]$

$W_s$  : Poids de sol.  $[N]$

$V_t$  : Volume total.  $[m^3]$

**Poids volumique absolue des grains solides :**

C'est le poids réel de la matière constitutive des grains solides. Cette propriété est un caractère intrinsèque des sols :

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} \quad (2.3)$$

Avec :

$\gamma_s$  : Poids volumique sec.  $[N/m^3]$

$W_s$  : Poids de sol.  $[N]$

$V_s$  : Volume solide.  $[m^3]$

**2.2.1.4 Teneur en eau**

C'est le rapport entre le volume d'eau continue dans le sol sur le volume totale de celui çi.

$$W = \frac{m_e}{m_s} 100(\%) \quad (2.4)$$

Avec :

W : teneur en eau. (%)

$m_e$  : Masse d'eau. [kg]

$m_s$  : masse solide. [kg]

### 2.2.1.5 Porosité

La porosité est définie comme étant le rapport entre le volume des vides sur le volume total de l'échantillon

$$\eta = \frac{V_v}{V_t} \quad (2.5)$$

Avec :

$\eta$  : La porosité. (%)

$V_v$  : Volume des vides. [ $m^3$ ]

$V_t$  : Volume total. [ $m^3$ ]

### 2.2.1.6 Indice des vides

En mécanique des sols on utilise fréquemment la notion de rapport du volume des vides aux volumes de la matière solide (Costet et Gleras, 1975).

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (2.6)$$

Avec :

$e$  : Indice des vides.

$V_v$  : Volume des vides. [ $m^3$ ]

$V_s$  : Volume solide. [ $m^3$ ]

L'indice des vides et la porosité sont naturellement liée puisqu'il exprime en fait la même propriété de terrain. On a :

$$\eta = \frac{e}{1+e} \Leftrightarrow e = \frac{\eta}{1-\eta}$$

### 2.2.1.7 Degré de saturation

Le degré de saturation est une grandeur qui exprime la quantité d'eau par rapport aux vides.

$$S_r = \frac{V_e}{V_v} \quad (2.7)$$

Avec :

$S_r$  : Degré de saturation. (%)

$V_e$  : Volume de l'eau. [ $m^3$ ]

$V_v$  : Volume des vides. [ $m^3$ ]

- Si  $S_r=1$  → le sol est saturé.
- Si  $S_r=0$  → le sol est sec.
- Si  $0 < S_r < 1$  → le sol est partiellement saturé.

## 2.2.2 Les lois générales

### 2.2.2.1 Charge hydraulique :

Considérons un point situé dans un massif saturé siège d'un écoulement permanent la charge hydraulique en ce point et défini comme suit (Costet et Gleras, 1975) :

$$H = \frac{U}{\gamma_w} + \frac{V^2}{2g} + z \quad (2.8)$$

Avec :

$H$  : La charge hydraulique. [m]

$U$  : Pression d'eau. [Pa]

$\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau. [ $N/m^3$ ]

$V$  : Vitesse d'écoulement de l'eau. [m/s]

$g$  : L'accélération de la pesanteur. [ $m/s^2$ ]

$z$  : Altitude du point considéré, compté positivement vers le haut à partir de niveau de référence. donné (convention de l'hydraulicien). [m]

### 2.2.2.2 Vitesse d'écoulement :

Elle représente le rapport de débit sur la section de l'écoulement.

$$V = \frac{Q}{S} \quad (2.9)$$

Avec :

V : Vitesse d'écoulement. [m/s]

Q : Débit d'écoulement. [m<sup>3</sup>/s]

S : Surface. [m<sup>2</sup>]

Cette définition donne une vitesse effective, car l'eau ne circule que dans les pores de surface S.

Et, on peut définir aussi par la formule suivante :

$$V = \frac{Q}{\eta S} \quad (2.10)$$

$\eta$  : Porosité du sol. (%)

S : Surface. [m<sup>2</sup>]

### 2.2.2.3 Gradient hydraulique :

Dans un écoulement uniforme et unidirectionnel, le gradient est le rapport de la différence de charge h à la longueur L du trajet de l'eau dans le sol.

$$i = \frac{\Delta h}{\Delta L} \quad (2.11)$$

Avec :

i : Gradient hydraulique.

$\Delta h$  : La différence de charge hydraulique entre deux points. [m]

$\Delta L$  : La distance entre deux points. [m]

### 2.2.2.4 Perméabilité :

La perméabilité est une caractéristique physique qui représente la facilité qu'un matériau a à permettre l'écoulement d'un fluide à travers un réseau connecté sous l'action

d'un gradient hydraulique. Elle exprime la résistance du milieu à l'écoulement du fluide qui le traverse, par l'influence de viscosité.

La perméabilité peut se déterminer au laboratoire ou in situ (Costet et Gleras, 1975).

### 2.2.3 Loi de Darcy

#### 2.2.3.1 Définition de la loi de Darcy

La loi de Darcy est une loi physique mécaniste et déterministe qui exprime le débit d'un fluide incompressible filtrant à travers un milieu poreux.

#### 2.2.3.2 Expérience de Darcy

En 1856, Henry Darcy réalisa une étude expérimentale de l'écoulement mit en évidence une formule en présence d'un seul fluide à Dijon après 35 expériences dans les quelles fait varier le débit d'écoulement de l'eau de 2,13 à 29,4 l/min, à travers une colonne de 2,5 m de hauteur et 0,35 m de diamètre d'après la figure si contre (Bear, 1972).

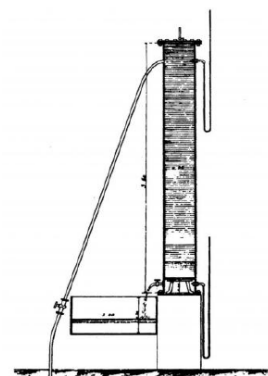


Figure 2.2 : Dispositif de Darcy.

L'expérience de Darcy montre une colonne de sol horizontale à travers de laquelle l'eau s'écoule sous un régime permanent de gauche à droite, entre deux réservoirs, l'un surélevé par rapport à l'autre. Les niveaux dans ces deux réservoirs étant maintenues constants. Les hauteurs piézoélectrique s'alignent à des niveaux croissant dans le sens de l'écoulement suivant une droite qui implique qu'il y a une perte de charge pendant l'écoulement.

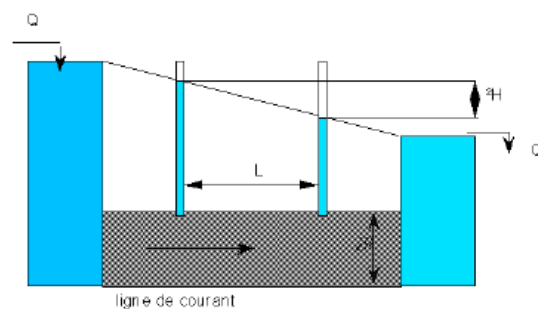


Figure 2.3 : Expérience de Darcy

#### 2.2.3.3 Conditions de validité de la loi de Darcy

##### — Laminarité de l'écoulement :

Lorsque l'écoulement de l'eau a une vitesse constante et inférieure à la vitesse critique, cela apparait un écoulement turbulent. Donc ce qui résulte que la loi de Darcy

est applicable tant que :

$$Re = \frac{Ud}{\nu} < 1$$

— **Uniformité du milieu :**

Lorsque les caractéristiques physiques du sol sont constantes dans tous points de sens d'écoulements (homogénéité du milieu)([Hofmann et Homann, 1992](#)).

— **Continuité du milieu :**

Le milieu perméable ayant des vides inter connectés dans le sens de l'écoulement.

— **Isotropie du milieu :**

Cette condition est vérifié lorsque la perméabilité est la même dans les trois directions de milieu poreux.

— **Unicité du fluide :**

La loi de Darcy n'est pas applicable en présence des plusieurs fluides (eau douce et eau salée, eau salée et hydrocarbure, liquide et gaz).

#### 2.2.3.4 Généralisation de la loi de Darcy

Cette loi a permis de définir la vitesse moyenne de l'écoulement :

$$U = \frac{Q}{S} = Ki \tag{2.12}$$

D'après la perte de charge unitaire définie comme suit :

$$i = -\frac{\Delta h}{l} = \frac{\partial \phi}{\partial x} \tag{2.13}$$

On obtient :

$$U = Ki = -K \frac{\Delta h}{l} = -K \frac{\partial \phi}{\partial x} \tag{2.14}$$

Cette loi est établie par la loi de Darcy pour le milieu homogène et isotrope et pour les milieux quelconques on a :

$$\vec{U} = -K \overrightarrow{\text{grad}} \phi \tag{2.15}$$

## 2.3 L'étude d'infiltration à travers le corps des barrages en terre

Les infiltrations sont des fuites d'eau qui se produisent à travers les couches superficielles de sol. L'eau d'infiltration remplit en premier lieu les infiltrations du sol en surface

et en suite pénétré dans le sol sous l'action de la gravité et les forces de succion. Elles peuvent être causée par divers facteurs notamment (Ouandjeli, 2018) :

- La perméabilité des matériaux.
- La topographie et la morphologie.
- La teneur en eau initial du sol.
- Détérioration du matériau au fil de temps peut entrainer une augmentation de la perméabilité.

L'objectif de cette étude est de :

- Déterminer la ligne de saturation.
- Déterminer la pression de l'eau interstitielle.
- Déterminer le débit de fuites.

Ce phénomène peut provoquer :

- Les fuites d'eau.
- Les sous pression.
- Le phénomène de Renard.

### 2.3.1 Réseau d'écoulement

Un réseau d'écoulement est la représentation des lignes des courants et leurs correspondant des lignes équipotentielles dans une région d'écoulement plan permanent.

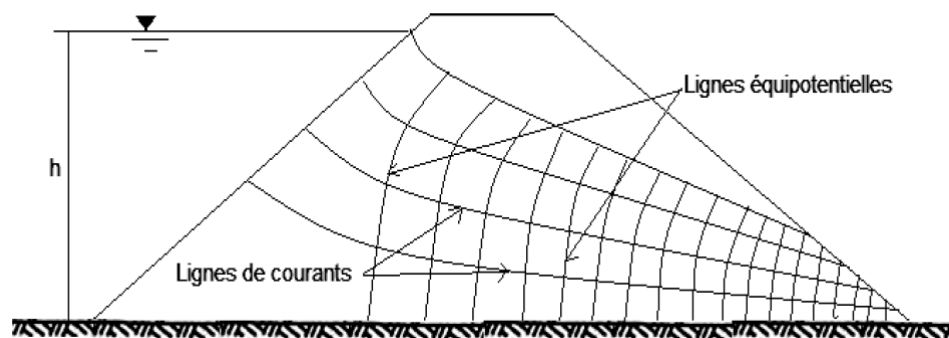


Figure 2.4 : Réseau d'écoulement

### 2.3.2 Lignes équipotentiellles :

Les lignes équipotentiellles sont les lignes qui relient les points sur lesquelles l'énergie de l'écoulement est la même (la charge est constante). La différence entre deux lignes est la perte de charge  $\Delta h$ . Elles forment avec les lignes des courants un réseau orthogonal (Gwenol, 2008).

On a au point  $(x, y)$  les composantes de la vitesse qui sont des dérivées partielles de la fonction potentielle  $\Phi(x; y)$ .

$$u = \frac{\partial \Phi}{\partial x}, v = \frac{\partial \Phi}{\partial y} \quad (2.16)$$

Où :

$$\vec{v} = \overrightarrow{\text{grad}\Phi} \quad (2.17)$$

D'après la définition précédente, l'équation des lignes équipotentiellles est :

$$\Phi(x; y) = \text{constante} \quad (2.18)$$

D'après ces deux équations la vitesse en un point est dirigée suivant la normale à la ligne équipotentielle par ce point.

### 2.3.3 Lignes des courants

Les lignes de courant sont des lignes horizontales représentant théoriquement la trajectoire d'écoulement à travers le barrage et à partir de ces lignes orthogonales aux lignes équipotentiellles on peut obtenir le débit de fuite.

On considère un écoulement plan d'un fluide incompressible, est défini à chaque instant  $t$  dans le plan parallèle à un ensemble de vectrice vitesse. L'équation de continuité s'écrit :

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} = 0 \quad (2.19)$$

D'où :

$$\frac{\partial u}{\partial x} = -\frac{\partial v}{\partial y} \quad (2.20)$$

La vitesse étant tangente à la ligne de courant, l'équation de continuité (2.20) devient :

$$\frac{\partial x}{u} = \frac{\partial y}{v} \quad (2.21)$$

Où :

$$u dy - v dx = 0 \quad (2.22)$$

Soit  $\Psi(x, y)$  une fonction telle que :

$$u = \frac{\partial \Psi}{\partial y} \quad (2.23)$$

$$v = -\frac{\partial \Psi}{\partial x} \quad (2.24)$$

D'où :

$$\frac{\partial \Psi}{\partial x} dx + \frac{\partial \Psi}{\partial y} dy = 0 \quad (2.25)$$

$$d\Psi = u dy - v dx \quad (2.26)$$

La fonction  $\Psi$  ainsi défini est la fonction de courant car reste constante le long d'une ligne de courant du l'écoulement, il devient :

$$\Psi(x, y) = \text{constante} \quad (2.27)$$

### 2.3.4 Lignes de saturation :

On appelle les lignes de saturation ou "lignes phréatique" dans un massif de barrage, qui sont en pratique confondue à celle où la pression hydrostatique est nulle tout le long du massif, elle caractérisent le niveau de la surface libre dans le corps de l'ouvrage, ou plus précisément, elle sépare la zone humide de la zone sèche ([Amali, 2016](#)).

### 2.3.5 Débit de fuite :

Connaissant le réseau d'écoulement on peut évaluer le débit de fuite à partir de la loi de Darcy :

$$q = KIS \quad (2.28)$$

$q$  : Débit de fuite. [m<sup>3</sup>/s/ml]

$I$  : Gradient hydraulique.

$S$  : Section mouillée sur le parement aval du barrage. [m]

$K$  : coefficient de perméabilité. [m/s]

on a le gradient hydraulique

$$I = \frac{dy}{dx}$$

La section  $S$  est estimée par l'ordonnée  $y$  de la ligne phréatique.

Donc :

$$q = K \frac{dy}{dx} y \quad (2.29)$$

Cela nous donne :

$$q = KY0 \quad (2.30)$$

$$q = K(\sqrt{h^2 + d^2} - d) \quad (2.31)$$

On obtient le débit à travers le barrage :

$$Q = q \frac{2}{3} L \quad (2.32)$$

$L$  : Largeur de la digue. [m]

## 2.4 Méthodes de résolution des infiltrations

De nombreux chercheurs ont étudié les problèmes d'infiltrations dans les milieux poreux par des méthodes pour déterminer les paramètres hydrauliques de l'infiltration (débit d'infiltration, gradient hydraulique, réseau d'écoulements...etc.). Parmi ces méthodes on a :

### 2.4.1 Méthodes graphiques

La méthode graphique est une méthode simplifiée permet de visualiser le phénomène d'infiltration à travers le corps de la digue de barrage .Le principe de cette technique est basé sur le tracé du la ligne de saturation par la méthode de Kozeny et Pavlovsky qui peuvent nous aider par la suite pour l'analyse de la stabilité du barrage et aussi de tracé le réseau d'écoulement, mais elle est très délicate (dépend de la patience du dessinateur) (Lehbab et Boukezzi, 2019).

#### 2.4.1.1 Méthode de Kozeny :

La méthode de traçage de la ligne de saturation a été proposée par Kozeny qui a montré que pour un barrage en terre homogène, la ligne de saturation est assimilable à une parabole dans sa partie médiane (Belkheir, 2016).

##### — Cas d'un barrage homogène reposant sur un sol imperméable

Kozeny montre que, dans un barrage en terre homogène non drainé, la ligne de saturation peut être assimilée dans sa partie médiane à une parabole d'axe horizontale dont le foyer O située dans le pied aval de barrage

$$y^2 - y_0^2 - 2y_0x = 0 \quad (2.33)$$

tant que :

$$y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$$

h : La hauteur d'eau de la retenue.

d : Étant de la largeur base du barrage diminuée de 0,7b.

##### Les étapes du tracé de la ligne de saturation :

1. Dessiner la section du barrage et le niveau d'eau(h). Le point "B" est l'intersection de niveau d'eau avec la partie amont.
2. Repérer le point "A" à une distance 0,3b de point "B" sur la surface de l'eau.
3. Le foyer de la parabole de Kozeny est situé au point "O" pied aval du barrage. (choisissez 0 comme origine des axes XY).
4. A l'aide de l'équation précédente, on calcule les valeurs x en fixant  $y=[0,1h ; 0,2h ; \dots h]$ .
5. On trace la ligne de saturation et faire les corrections amont et aval.

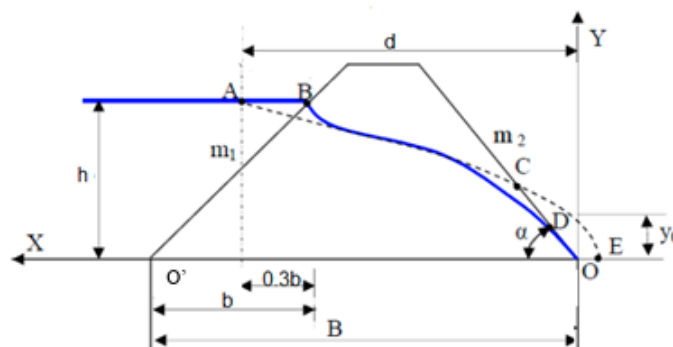
**À l'amont :** On raccorde la ligne de saturation avec le point B par une courbe normale au parement et tangente à la parabole.

**À l'aval :** Raccorde la ligne du saturation au point tel que :

$$OD \approx \frac{2}{3}OC$$

On peut trouver le point D par la relation suivante :

$$OD = \sqrt{h^2 + d^2} - \sqrt{d^2 - h^2 \cos^2 \theta} \quad (2.34)$$



**Figure 2.5 :** Ligne de saturation pour barrage homogène sans drain sur un sol imperméable

#### — Cas d'un barrage homogène avec drain

Tant que l'émergence est dangereuse sur le parement amont, on met un tapis drainant en matériaux perméable pour rabattre la ligne de saturation à l'intérieur du barrage et pour tracer cette dernière on suit les étapes suivantes :

1. Dessinez la section du barrage en terre et le niveau d'eau en amont ( $h$ ). le point B est le point sur le talus amont qui coïncide avec le niveau d'eau.
2. Soit  $b$  la distance qui correspond à la projection horizontale de  $O'B$ . Repérez le point A à une distance de  $0,3b$  du point B sur la surface de l'eau.
3. Le foyer de la parabole de Kozeny se situe au pied amont du drain au point F (l'abscisse du point A est  $d$ ). Choisissons F comme origine des axes X Y.
4. Localiser le point G situé à  $y_0$  de F.
5. A l'aide de l'équation (2.33), tracer la courbe de Kozeny en fixant les valeurs des ordonnées  $y$  (par exemple  $0,2H$ ,  $0,4H$ ...  $H$ ) et en calculant les abscisses  $x$ .
6. Pour obtenir la ligne de saturation à partir de la parabole de Kozeny qui va du point A jusqu'au point qui se trouve à mi-distance de FG, on procède à une correction au droit du parement amont seulement (Belkheir, 2016).

7. On corrige la ligne de saturation au point B du plan d'eau amont par une courbe normale au parement amont en B et tangente à la parabole.

8. Pour obtenir la ligne de saturation à partir de la parabole de Kozeny qui va du point A jusqu'au point qui se trouve à la distance de FG, on procède à une correction au droit du parement amont seulement.

9. On corrige la ligne de saturation au point B du plan d'eau amont par une courbe normale au parement amont en B et tangente à la parabole. comme illustrer dans (figure 2.6)

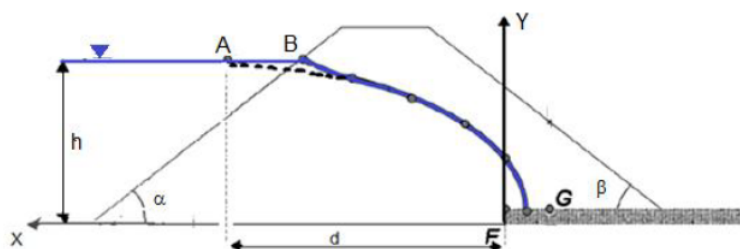


Figure 2.6 : Ligne de saturation pour barrage homogène avec drain

#### — Cas d'un barrage à noyau

Dans le cas d'une digue à noyau imperméable épaulée par des zones de recharges perméables la figure(2.7), on construit la ligne de saturation comme dans "le cas barrage homogène sans drain sur sol imperméable" en ne considérant que le noyau imperméable (Rolley *et al.*, 1977).

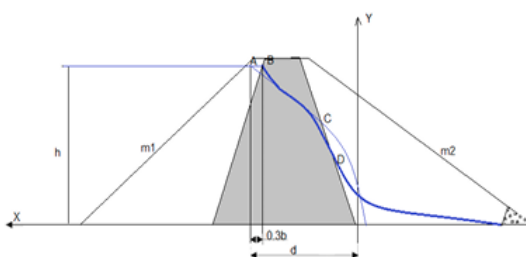


Figure 2.7 : ligne de saturation d'un barrage à noyau

#### 2.4.1.2 Méthode de pavlovsky :

La méthode de Pavlovsky est utilisée pour évaluer le débit d'infiltration à travers un ouvrage

$$\frac{Q}{K_b} = \frac{(H_1^2 - Y^2)}{2X} \quad (2.35)$$

Avec :

$Q$  : Débit d'infiltration. [ $m^3/s$ ]

$K_b$  : Perméabilité du barrage. [m]

- **Barrage en terre homogène sans drainage sur des fondations imperméables :**

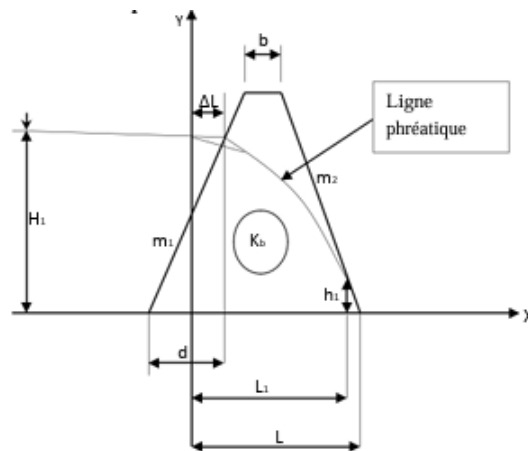


Figure 2.8 : Barrage en terre homogène sans drainage.

Dans le cas de l'absence de l'eau à l'aval, l'équation de la ligne phréatique peut s'écrire :

$$\frac{q}{K_b} = \frac{(H_1^2 - y^2)}{2x}; q = K \frac{H_1^2 - H_2^2}{2L} \quad (2.36)$$

Avec :

$q$  : Débit d'infiltration par mètre de longueur du barrage. [ $m^3/s.ml$ ]

$K$  : Perméabilité du barrage en [ $m/s$ ].

$H_1$  : charge d'eau à l'amont du barrage en [m].

La distance ( $\Delta L$ ) entre l'intersection de la ligne pratique et la ligne théorique au niveau du plan d'eau peut être calculée par des formules empiriques :

$$\Delta L = \lambda H_1 = \frac{m_1}{2m_1 + 1} H_1 \quad (2.37)$$

La hauteur  $h_1$  est calculée d'après l'expression dite de Pavlovski.

$$h_1 = -\frac{L_1}{m_2} + \sqrt{\frac{L_1^2}{m_2^2} + H_1^2}$$

Le calcul du débit peut se faire d'après l'équation :

$$Q_c = K_b \frac{H_1^2 - h_1^2}{2L_1} \quad (2.38)$$

$Q_1$  : Débit d'infiltration à travers le corps du barrage. [ $m^3/S$ ]

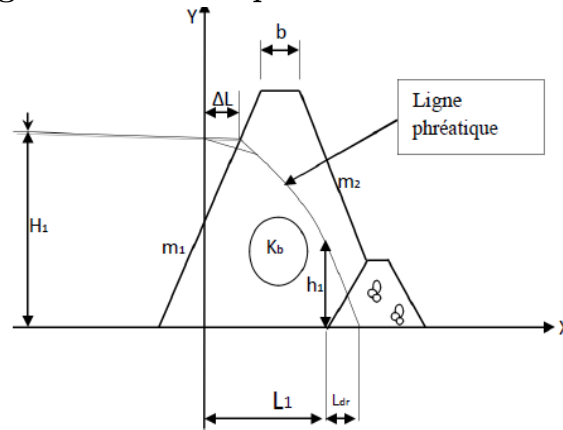
$K_b$  : Coefficient de perméabilité du matériau de barrage. [m/s]

$H$  : Hauteur d'eau en amont. [m]

$h$  : Hauteur d'eau en aval. [m]

$L_1$  : longueur de trajet d'infiltration à travers un barrage en terre. [m]

— **Barrage homogène avec drain prisme sur des fondations imperméables.**



**Figure 2.9** : Barrage homogène avec drain prisme sur des fondations imperméables.

La hauteur ( $h_1$ ) au début du drain prisme est calculée par la formule suivante :

$$h_1 = 2I_{dr} = \sqrt{H_1^2 + L_1^2} - L_1 \quad (2.39)$$

Le débit d'infiltration s'écrit :

$$Q_c = K \frac{H_1^2 - h_1^2}{2L_1} \quad (2.40)$$

— **Barrage en terre avec organe d'étanchéité sur des fondations imperméables.**

Pour faire le calcul des infiltrations à travers un tel barrage, on peut le transformer en barrage homogène et le calculer ainsi. Pour la transformation de ce barrage, on commence par calculer l'épaisseur du noyau à parements verticaux :

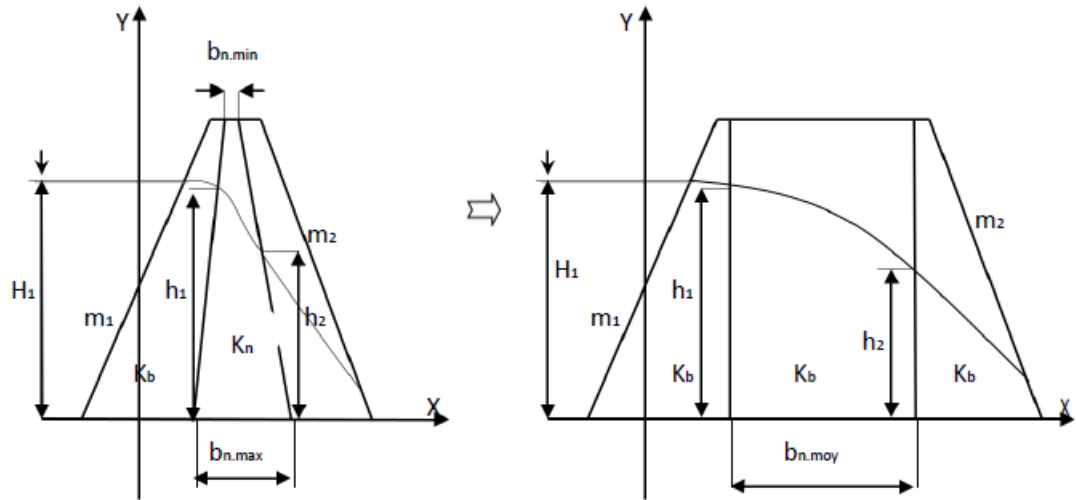


Figure 2.10 : Barrage Non Homogène à Noyau

$$\frac{b_{n.min} + b_{n.max}}{2} \quad (2.41)$$

Après, on détermine l'épaisseur moyenne du noyau qui jouerait le même rôle mais avec une perméabilité égale à celle du barrage.

$$b_{n.moy} = \frac{b_{n.min} + b_{n.max}}{2} \frac{K_B}{K_N}$$

Le débit d'infiltration s'écrit :

$$Q = K_B \frac{h_1^2 - h_2^2}{2b_{n.moy}} \quad (2.42)$$

Ou :

$$Q = K_N \frac{h_1^2 - h_2^2}{2b_{n.moy}} \quad (2.43)$$

## 2.4.2 Méthodes analytiques

### 2.4.2.1 Théorie de Dupuit :

La théorie de Dupuit, appliquée à l'étude des écoulements souterrains en régime permanent, repose sur plusieurs hypothèses fondamentales. Tout d'abord la loi de Darcy est considérée comme applicable, ce qui signifie que la vitesse de l'eau est proportionnelle au

gradient hydraulique. Le milieu étudié est supposé homogène et isotrope, le substratum horizontal et les fluides (milieu poreux) sont incompressibles.

Dans cette approche, l'écoulement de la nappe est analysé par des tranches verticales. On considère une section verticale de la nappe entre les points M et N. Les vitesses  $V$  sont supposées égales, parallèles et exprimées par la relation :

$$V = \frac{dy}{dx} \quad (2.44)$$

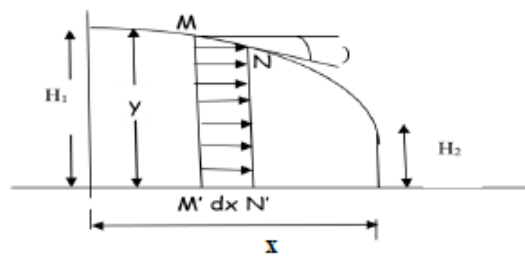


Figure 2.11 : Profil de la courbe de saturation.

L'écoulement se fait par des tranches verticales infiniment proches, chaque tranche étant animée par une vitesse horizontale  $V$ . Pour une tranche entre les points M et M', la perte de charge unitaire peut être exprimée par la loi de Darcy sous la forme :

$$T = \frac{dh}{dl} = \sin(\alpha) \quad (2.45)$$

$$MM' = dl$$

L'hypothèse de Dupuit suppose que la perte de la ligne photométrique est faible ( $\tan(\alpha) \approx \frac{dh}{dl}$ ), ce qui permet de simplifier les calculs. Cette hypothèse reste valide tant que la courbure de la surface est suffisamment faible.

Le débit  $Q$  à travers une section de la nappe peut s'exprimer comme suit :

$$Q = VS = VLY = KLY \frac{dy}{dx} \quad (2.46)$$

On intégrant cette équation, on obtient :

$$Q = \frac{1}{2}KLY^2 + Cte. \quad (2.47)$$

En faisant intervenir les conditions aux limites on détermine la constante :  $Cte = \frac{1}{2}KLH_2^2$

Les conditions aux limites permettant de déterminer la constante d'intégration. En introduisant ces conditions, on arrive à l'expression finale :

$$Q = \frac{1}{2}KL\frac{1}{x}(H_1^2 - H_2^2). \quad (2.48)$$

Ainsi , l'équation de la courbe de Dupuit peut être donnée par :

$$Y^2 = \frac{1}{x}(H_1^2 - H_2^2) + (H_2^2). \quad (2.49)$$

Où :

H1 : Hauteur de la nappe en amont. [m]

H2 : Hauteur en aval. [m]

X : Largeur de la digue. [m]

L'absence du coefficient de perméabilité dans l'expression de Y, montre que la courbe pour un même matériel ne dépend pas de la perméabilité. Mais signalons que cette forme est toujours du second degré mais change quand on passe d'un type de matériel à un autre, c'est-à-dire d'une perméabilité à une autre.

### 2.4.3 Méthodes numériques

Les méthodes numériques représentent l'un des moyens les plus utilisées pour résoudre les infiltrations dans les barrages en terre, en particulier lorsque les méthodes analytiques deviennent inapplicables à cause de la complexité du problème. En effet, l'écoulement de l'eau à travers un milieu poreux dépend de nombreux paramètres tels que la perméabilité du sol, la porosité, la forme géométrique de l'ouvrage .Grâce à ces méthodes, il est possible de simuler ces phénomènes de manière plus réaliste. Parmi c'est méthodes on a : la méthode des éléments finis, la méthode des différences finis ;et volume finis ([Mawumeto](#)).

#### 2.4.3.1 La méthode aux différences finies :

La méthode des différences finies est l'une des approches numériques les plus anciennes pour résoudre les équations aux dérivées partielles, avant le développement de la méthode des éléments finis, elle était couramment employée. Son principe repose sur

la discrétisation du domaine d'étude en un ensemble fini de nœuds. À chaque nœud, les dérivées sont remplacées par des expressions algébriques basées sur le développement en série de Taylor. En résolvant le système d'équations ainsi obtenu, on peut déterminer la distribution de la fonction étudiée dans le domaine concerné.

Cette méthode est particulièrement adaptée aux structures géométriques simples. Toutefois, elle devient complexe à appliquer aux formes plus élaborées en raison de la rigidité du maillage.

#### **2.4.3.2 La méthode aux éléments finis :**

la méthode des éléments finis adoptée dès la moitié des années 60. Le domaine d'écoulement  $\Omega$  est discrétisé par un nombre fini des domaines élémentaires  $\Omega_e$  appelés les éléments finis. Le principe de cette méthode est de consiste à remplacer la structure physique à étudier par une représentation schématique des mêmes dimensions, soumise aux mêmes conditions aux limites et formée par un nombre fini des éléments, lié entre eux par des nœuds, qui représente un maillage.

Les principales étapes de construction d'un modèle éléments finis, sont les suivantes :

- Discrétisation du milieu continu en sous domaines.
- Construction de l'approximation nodale par sous domaine.
- Calcul des matrices élémentaires correspondant à la forme Intégrale du problème.
- Assemblage des matrices élémentaires.
- Prise en compte des conditions aux limites.
- Résolution du système d'équation.

#### **2.4.3.3 La méthode aux volumes finis :**

La méthode de volume fini a été introduite dans les années 1970, cette méthode permet de représenter et d'évaluer les équations différentielles partielles en les transformants en équation algébrique. Elle présente des similitudes avec la méthode des éléments finis et celle des méthodes différences finis. Cette méthode consiste à partager le domaine de calcul en plusieurs volume, où chaque volume entoure un nœud. Elle repose sur l'intégration des équations de conservation sur chaque volume de contrôle, garantissant ainsi la conservation locale et globale des grandeurs physiques. Les flux aux interfaces entre les volumes sont ensuite approximatés pour établir un système d'équations algébriques. Grace à sa flexibilité, elle est largement utilisée dans la modélisation des écoulements, du transfert de chaleur et des phénomènes en milieu poreux.

## **2.5 Conclusion**

L'étude des écoulements de l'eau dans un milieu poreux constitue un défi complexe pour les spécialistes en géotechnique et en hydraulique. Cependant, grâce à des méthodes adaptées, ces écoulements peuvent être décrits à l'aide des lois physiques, notamment celle de Darcy et différentes approches permettent de résoudre ces problématiques, parmi lesquelles on peut citer les méthodes analytiques, graphiques et les méthodes numériques.

# Chapitre 3 : Les équations de base et les méthodes de résolution

## 3.1 Introduction

Les équations aux dérivées partielles jouent un rôle essentiel dans la modélisation des phénomènes physiques et hydrauliques (infiltration). En raison de leurs complexités, ces équations sont généralement résolues à l'aide des méthodes numériques que nous avons abordée dans le chapitre précédent.

Ce chapitre, est consacré à la présentation des équations générales régissant l'écoulement des fluides, en particulier les équations de conservation de la masse, de la quantité de mouvement et de l'énergie. Ces équations sont ensuite discrétisées à l'aide de la méthode des volumes finis qui consiste à la base de la résolution numérique. Ensuite, on présentera les différents schémas de discrétisation ainsi que le logiciel Ansys Fluent.

## 3.2 Présentation des équations gouvernant l'écoulement dans un milieu poreux utilisée par Ansys Fluent :

Les équations régissant l'écoulement d'un fluide Newtonien sont l'équation de continuité et l'équation de la quantité du mouvement.

### 3.2.1 L'équation de continuité dans un milieu poreux :

La formule générale de l'équation de continuité dans un milieu poreux s'écrit :

$$\frac{\partial(\phi\rho)}{\partial t} + \nabla(\rho\vec{v}) = S_m \quad (3.1)$$

Mais dans un milieu poreux, la porosité  $\phi$  est introduite, car le fluide n'occupe

qu'une partie du volume total. On obtient alors :

$$\frac{\partial(\phi\rho)}{\partial t} + \nabla(\phi\rho\vec{v}) = S_m \quad (3.2)$$

Où :

$\phi$  : Porosité du milieu.

$\rho$  : Masse volumique du fluide. [ $kg/m^3$ ]

$\vec{v}$  : Vitesse apparente du fluide. [m/s]

$S_m$  : Source de masse (souvent 0 pour un écoulement incompressible sans réaction chimique.)

Si l'écoulement est incompressible et stationnaire, l'équation devient :

$$\nabla(\phi\rho\vec{v}) = 0 \quad (3.3)$$

C'est cette version qu'Ansys Fluent applique dans de nombreux cas d'écoulement dans un sol ou une roche saturée.

### 3.2.2 L'équation de quantité de mouvement

Quand on active une zone poreuse dans Fluent, L'équation de quantité de mouvement est modifiée pour inclure des termes de résistance dus à la matrice solide :

$$\frac{\partial(\phi\rho\vec{v})}{\partial t} + \nabla(\phi\rho\vec{v}\vec{v}) = \phi - \nabla_p + \nabla(\phi\tau) - \frac{\mu}{D}\vec{v} - \frac{1}{2}\rho F |\vec{v}| \vec{v} + \vec{f} \quad (3.4)$$

Avec :

$\mu_D \vec{v}$  : Résistance visqueuse(Darcy) → proportionnelle à la vitesse.

$\frac{1}{2}\rho F |\vec{v}| \vec{v}$  : Résistance inertielle(Forchheimer) → Proportionnelle au carré de la vitesse

#### 3.2.2.1 Signification physique de la résistance visqueuse(Darcy) :

La résistance visqueuse représente la perte d'énergie due au frottement du fluide contre la structure solide du milieu poreux ( grains de sol, fibres, pores...etc.). Elle agit comme une force de freinage proportionnelle à la vitesse de l'écoulement.

La résistance visqueuse de Darcy agit comme une force de frottement linéaire qui s'oppose à l'écoulement du fluide dans un milieu poreux, et elle dépend directement de la

viscosité du fluide et inversement de la perméabilité du milieu.

### 3.2.2.2 Signification physique de la résistance inertielle(Forchheimer) :

La résistance inertielle(Forchheimer)représente une perte de charge supplémentaire causée par les effets d'inertie du fluide lorsqu'il circule à vitesse modérée ou élevée dans un milieu poreux. Faible vitesse d'écoulement le fluide se déplace lentement à travers le milieu poreux. L'écoulement est alors dominé par la résistance visqueuse, ce qui correspond au régime décrit par la loi de Darcy.Et à des vitesses d'écoulements plus élevées, l'inertie du fluide devient plus marqué, rendant la résistance inertielle de plus en plus significative. Dans ce régime, la loi de Forchheimer s'applique, car les effets inertiels ne peuvent plus être négligés par rapport aux effets visqueux.

### 3.2.3 Équation de transport de la fraction volumique

En plus de l'équation de continuité et de quantité de mouvement ; pour la modélisation des écoulements poreux Ansys Fluent résout l'équation de la fraction volumique dans le but de suivre la distribution spatiale des phases fluides dans le domaine poreux. Cette équation permet de déterminer la répartition du fluide dans différentes zones du milieu, ce qui est particulièrement utile pour identifier la zone saturé et la zone non saturé. Cette équation est donnée par :

$$\frac{\phi\alpha_q\rho_q}{\partial t} + \nabla(\phi\alpha_q\rho_q\vec{v}_q) = \sum_{p=1}^n(m_{pq} - m_{qp}) + S_{\alpha_q} \quad (3.5)$$

$\alpha_q$  : Fraction volumique de la phase q.

$\rho_q\vec{v}_q$  : Densité et vitesse de la phase q.

$m_{pq}$  : Transfert de la masse entre les phases.

$\phi$  : Porosité du milieu.

$S_{\alpha_q}$  : Source ou puits volumique.

Cette équation est résolue dans Fluent dans chaque cellule contenant du milieu poreux.

## 3.3 Discrétisation des équations par la méthode des volumes finis

La méthode des volumes finis est utilisée pour résoudre des équations aux dérivées partielles, en particulier dans l'étude des écoulements de fluides. Elle repose sur la division

du domaine en un nombre fini de sous domaines  $V_i = (i = 1, 2, \dots, n)$  appelé volume de contrôle  $\Omega$ . Cette méthode est très robuste et efficace, notamment pour les équations de conservation, des équations physiques (masse) dans chaque petit volume.

L'équation de transport générale d'une quantité quelconque  $\varphi$  dans un fluide en mouvement peut s'écrire comme suit :

$$\underbrace{\frac{\partial(\rho\varphi)}{\partial t}}_A + \underbrace{div(\rho v\varphi)}_B = \underbrace{div(\Gamma_\varphi grad(\varphi))}_C + \underbrace{S_\varphi}_D \quad (3.6)$$

Avec :

A : Variation temporelle de  $\varphi$ .

B : Transport par advection.

C : Transport par diffusion.

$\Gamma_\varphi$  : Coefficient de transport par diffusion.

D : Source de  $\varphi$ .

### 3.3.1 Discrétisation de l'équation générale de l'écoulement par la méthode des volumes finis

Pour résoudre un problème par la technique des volumes finis on suit les étapes suivantes :

#### 3.3.1.1 Création du maillage :

La création du maillage est de définir le domaine d'étude et le décomposer en petit sous domaines entourant les nœuds du maillage appelés volume fini (discrétisation du domaine).

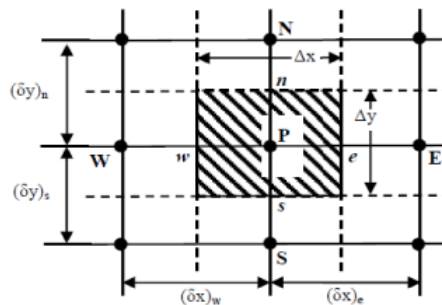


Figure 3.1 : 2D

D'après la figure si dessus, ce volume fini défini autour d'un nœud centrale noté P.

1. Quatre autres volumes adjacents de centre (W à l'Ouest),(E à l'Est),(N au Nord), (S au sud).

2. Les faces du volume de contrôle :

w : Face ouest, e : Face est, n : Face nord, s : Face sud, de dimensions  $\Delta x$  et  $\Delta y$  sur lesquelles sont défini les flux respectivement :

$J_w$  : Flux traversant la face ouest.

$J_e$  : Flux traversant la face est.

$J_n$  : Flux traversant la face nord.

$J_s$  : Flux traversant la face sud.

### 3.3.1.2 Intégration de l'équation de transport sur un volume élémentaire :

On a :

$$\int_t^{t+dt} \int_{\Omega} \frac{\partial(\rho\varphi)}{\partial t} d\Omega dt + \int_t^{t+dt} \text{div}(\rho v \varphi) d\Omega dt = \int_t^{t+dt} \int_{\Omega} \text{div}(\Gamma_{\varphi} \text{grad}(\varphi)) d\Omega dt + \int_t^{t+dt} \int_{\Omega} S_{\varphi} d\Omega dt \quad (3.7)$$

Avec :

$\Omega$  : Volume de contrôle.

t : Temps.

dt : Le pas d'intégration temporelle.

D'après le théorème de divergence :

$$\int_{\Omega} \text{div}(v) d\Omega = \int_s v \vec{n} ds \quad (3.8)$$

Avec :

s : La frontière de l'écoulement.

$\vec{n}$  : Vecteur normal à cette frontière.

V : est un vecteur.

L'équation (3.2) devient :

$$\int_t^{t+dt} \int_{\Omega} \frac{\partial(\rho\varphi)}{\partial t} d\Omega dt + \int_t^{t+dt} \int_s (\rho v \varphi) \vec{n} ds dt = \int_t^{t+dt} \int_s (\Gamma_{\varphi} \text{grad}(\varphi)) \vec{n} ds dt + \int_t^{t+dt} \int_{\Omega} S_{\varphi} d\Omega dt \quad (3.9)$$

**Remarque :**

Le théorème de divergence permet de transformer l'intégrale de volume en une intégrale de surface.

### Cas d'un écoulement bidimensionnel et incompressible

$$\begin{aligned}
 \int_t^{t+dt} \int_{\Omega} \rho \frac{\partial \varphi}{\partial t} d\Omega dt + \int_t^{t+dt} \left[ \int_s (\rho u \varphi) n_x ds + \int_s (\rho v \varphi) n_y ds \right] dt \\
 = \int_t^{t+dt} \left[ \int_s \left( \Gamma \varphi \frac{\partial \varphi}{\partial x} \right) n_x ds + \int_s \left( \Gamma \varphi \frac{\partial \varphi}{\partial y} \right) n_y ds \right] dt \\
 + \int_t^{t+dt} \int_{\Omega} S_{\varphi} d\Omega dt
 \end{aligned} \quad (3.10)$$

u et v les composantes du vecteur de vitesse.

Lorsque en divisant intégrale de frontière en la somme des intégrales sur les facettes de volume du contrôle, et supposant que les différents flux sont constants sur les facettes de surfaces  $\Delta x, \Delta y$  très petites. On obtient alors :

$$\int_s (\cdot) \vec{n} ds = \int_{A_e} J_e A_e - \int_{A_w} J_w A_w + \int_{A_n} J_n A_n - \int_{A_s} J_s A_s \quad (3.11)$$

D'où :

$$\begin{aligned}
 \int_t^{t+dt} \int_{\Omega} \rho \frac{\partial \varphi}{\partial t} d\Omega dt + \int_t^{t+dt} [(\rho u \varphi)_e A_e - (\rho u \varphi)_w A_w + (\rho v \varphi)_n A_n - (\rho v \varphi)_s A_s] dt \\
 = \int_t^{t+dt} \left[ \left( \Gamma \varphi \frac{\partial \varphi}{\partial x} \right)_e A_e - \left( \Gamma \varphi \frac{\partial \varphi}{\partial x} \right)_w A_w + \left( \Gamma \varphi \frac{\partial \varphi}{\partial y} \right)_n A_n - \left( \Gamma \varphi \frac{\partial \varphi}{\partial y} \right)_s A_s \right] dt \\
 + \int_t^{t+dt} S_{\varphi} d\Omega dt
 \end{aligned} \quad (3.12)$$

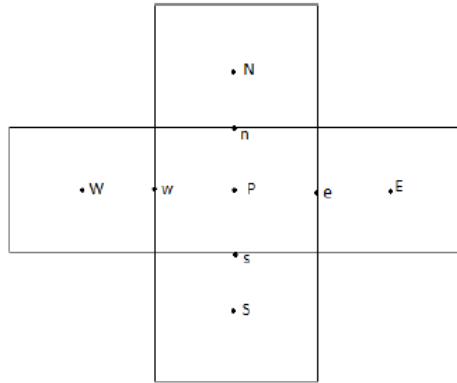
#### 3.3.1.3 Discrétisation du terme de diffusion :

La (figure 4.2) représente un volume de contrôle P entouré de ses voisins est(E), ouest(W), Nord(N) et sud(S) pour approximer les flux de diffusion, on utilise des développements limités. On exprime  $\varphi_E$  en fonction de  $\varphi_P$  (valeur au point central P) et de ses dérivées par rapport à x (Versteeg et Malalasekera, 2007).

On aura :

$$\varphi_E = \varphi_P + \left( \frac{\partial \varphi}{\partial x} \right)_P \left( \frac{\Delta x}{2} \right) + \frac{1}{2} \left( \frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2} \right)_P \left( \frac{\Delta x}{2} \right)^2 + \frac{1}{6} \left( \frac{\partial^3 \varphi}{\partial x^3} \right)_P \left( \frac{\Delta x}{2} \right)^3 + \dots \quad (3.13)$$

$\frac{\Delta x}{2}$  : Correspond la distance entre P et E (moitié de cellule)



**Figure 3.2** : schématisation d'un volume de contrôle et les volumes adjacents

Le même principe que l'équation (3.13) mais cette fois on développe  $\varphi_P$  autour de point E :

$$\varphi_P = \varphi_e - \left(\frac{\partial\varphi}{\partial x}\right)_e \left(\frac{\Delta x}{2}\right) + \frac{1}{2} \left(\frac{\partial^2\varphi}{\partial x^2}\right)_e \left(\frac{\Delta x}{2}\right)^2 - \frac{1}{6} \left(\frac{\partial^3\varphi}{\partial x^3}\right)_e \left(\frac{\Delta x}{2}\right)^3 + \dots \quad (3.14)$$

En appliquant une approximation d'ordre deux de chaque terme (3.13) (3.14) et on fait la différence entre eux, on obtient les drivées aux faces :

A la face Est(e) :

$$\left(\frac{\partial\varphi}{\partial x}\right)_e = \frac{\varphi_E - \varphi_P}{\Delta x} \quad (3.15)$$

A la face ouest(w) :

$$\left(\frac{\partial\varphi}{\partial x}\right)_w = \frac{\varphi_P - \varphi_W}{\Delta x} \quad (3.16)$$

A la face Nord(n) :

$$\left(\frac{\partial\varphi}{\partial x}\right)_n = \frac{\varphi_N - \varphi_P}{\Delta y} \quad (3.17)$$

A la face Sud(s) :

$$\left(\frac{\partial\varphi}{\partial x}\right)_s = \frac{\varphi_P - \varphi_S}{\Delta y} \quad (3.18)$$

### 3.3.1.4 Discrétisation du terme de convection :

Pour présenter les différents schémas de discrétisation, on considère un problème simple de convection- diffusion 1D stationnaire gouverné par l'équation suivante :

$$\frac{d}{dx}(\rho u \phi) = \frac{d}{dx} \left( \Gamma \frac{d\phi}{dx} \right) \quad (3.19)$$

$\rho$  : Représente la densité. [kg/m<sup>3</sup>]

$\phi$  : Grandeur transportée.

$u$  : La vitesse. [m/s]

$\Gamma$  : Coefficient de diffusion.

L'écoulement doit également satisfaire à l'équation de continuité (conservation de masse)  $\frac{d}{dx}(\rho U) = 0$  en intégrant cette équation sur le volume de contrôle donné, on obtient : (Versteeg et Malalasekera, 2007)

$$\int_{\Omega} \frac{d}{dx}(\rho u \phi) dv = \int_{\Omega} \frac{d}{dx} \left( \Gamma \frac{d\phi}{dx} \right) dv \quad (3.20)$$

En simplifiant (puisque le volume de contrôle est unidimensionnel)

$$\int_w^e \frac{d}{dx}(\rho u \phi) dv = \int_w^e \frac{d}{dx} \left( \Gamma \frac{d\phi}{dx} \right) dv \quad (3.21)$$

Ce qui donne, après l'application du théorème de Gauss (ou simplement évaluant les termes aux frontières).

$$(\rho u A \phi)_e - (\rho u A \phi)_w = \left( \Gamma A \frac{d\phi}{dx} \right)_e - \left( \Gamma A \frac{d\phi}{dx} \right)_w \quad (3.22)$$

$$(\rho u A)_e - (\rho u A)_w = 0$$

F : Le flux convectif par le flux diffusif.

$$F = \rho u \quad (3.23)$$

$$D = \frac{\Gamma}{dx} \quad (3.24)$$

On aura :

$$F_e A_e \phi_e - F_w A_w \phi_w = D_e(\phi_e - D_p) - D_w(\phi_p - D_w) \quad (3.25)$$

Pour simplifier, la section droite de part et d'autre constante.  $A_e = A_w = A$

Alors :

$$\underbrace{F_e \phi_e - F_w \phi_w}_{\text{Terme convectif aux interface du volume de contrôle}} = D_e(\phi_e - \phi_p) - D_w(\phi_p - \phi_w) \quad (3.26)$$

### 3.3.1.5 Discrétisation du terme source :

D'après l'hypothèse de la variation uniforme de  $S_\varphi$  l'équation s'écrit sous forme suivante (Versteeg et Malalasekera, 2007) :

$$\int_{\Omega} S_\varphi d\Omega = \vec{S} \Delta\Omega \quad (3.27)$$

Avec :

$S$  : Source moyenne de la propriété  $\varphi$  dans le volume de contrôle.

L'intégration de cette dernière est :

$$\int_{\Omega} S_\varphi d\Omega = S_u + S_p \varphi_p \quad (3.28)$$

Avec :

$S_u$  : La source liée aux conditions aux limites.

$S_p$  : La source estimée au nœud P du volume de contrôle.

En remplaçant les équations(3.15), (3.16), (3.17), (3.18), et (3.23), (3.24), et (3.26) dans (3.10)

On aura :

$$\begin{aligned} & \int_{\Omega} \int_t^{t+dt} \rho \frac{\partial \varphi}{\partial t} dt d\Omega + \int_t^{t+dt} \left[ F_e \frac{\varphi_E + \varphi_P}{2} - F_w \frac{\varphi_W + \varphi_P}{2} + F_n \frac{\varphi_N + \varphi_P}{2} - F_s \frac{\varphi_S + \varphi_P}{2} \right] dt \\ & = \int_t^{t+dt} [D_e(\varphi_E - \varphi_P) - D_w(\varphi_P - \varphi_W) + D_n(\varphi_N - \varphi_P) - D_s(\varphi_P - \varphi_S)] dt \\ & \quad + \int_t^{t+dt} \vec{S} \Delta\Omega dt \end{aligned} \quad (3.29)$$

### 3.3.1.6 Discrétisation de la variation temporelle :

Pour analyser l'évolution dans le temps des  $\varphi_s, \varphi_P, \varphi_e, \varphi_w$ , on peut utiliser leurs valeurs aux instants  $t$ , aux temps  $t + \Delta t$  ou une combinaison pondérée des deux (Versteeg et Malalasekera, 2007).

Cette approche est généralisée par l'expression suivante :

$$\int_t^{t+\Delta t} \varphi_P dt = [\theta \varphi_P (1 - \theta) \varphi_P^0] \Delta t \quad (3.30)$$

$\theta$  varie de 0 à 1 selon le tableau ci-après :

**Tableau 3.1** : Les schémas de discrétisation selon la variation de  $\theta$

$\theta$	$\int_t^{t+\Delta t} \varphi_P dt$	le schéma correspondant
0	$\varphi_P^0 \Delta t$	Schéma explicite
1/2	$1/2(\varphi_P - \varphi_P^0) \Delta t$	Schéma de Crank-Nicolson
1	$\varphi_P \Delta t$	Schéma implicite

On a :

$$\int_{\Omega} \int_t^{t+\Delta t} \rho \frac{\partial \varphi}{\partial t} dt d\Omega = \rho (\varphi_P - \varphi_P^0) \Delta \Omega \quad (3.31)$$

On aura :

$$\begin{aligned} & \rho (\varphi_P - \varphi_P^0) \Delta \Omega + \left( \frac{F_e}{2} + D_e - \frac{F_w}{2} + D_w + \frac{F_n}{2} + D_n - \frac{F_s}{2} + D_s \right) [\theta \varphi_P (1 - \theta) \varphi_P^0] \Delta t \\ & = \left( -\frac{F_e}{2} + D_e \right) [\theta \varphi_E + (1 - \theta) \varphi_E^0] \Delta t \\ & + \left( \frac{F_w}{2} + D_w \right) [\theta \varphi_W + (1 - \theta) \varphi_W^0] \Delta t \\ & + \left( -\frac{F_n}{2} + D_n \right) [\theta \varphi_N + (1 - \theta) \varphi_N^0] \Delta t \\ & + \left( \frac{F_s}{2} + D_s \right) [\theta \varphi_S + (1 - \theta) \varphi_S^0] \Delta t + \vec{S} \Delta \Omega \Delta t \end{aligned} \quad (3.32)$$

On divise sur  $\Delta t$  on ajoute et on retranche  $(F_e - F_w + F_n - F_s)$  :

$$\begin{aligned}
 & \left( \rho \frac{\Delta \Omega}{\Delta t} + a_E + a_W + a_N + a_S - S_p + F_e - F_w + F_n - F_s \right) \varphi_P \\
 &= a_E \left[ \theta \varphi_E + (1 - \theta) \varphi_E^0 \right] + a_W \left[ \theta \varphi_W + (1 - \theta) \varphi_W^0 \right] \\
 &+ a_N \left[ \theta \varphi_N + (1 - \theta) \varphi_N^0 \right] + a_S \left[ \theta \varphi_S + (1 - \theta) \varphi_S^0 \right] \\
 &+ \left[ \rho \frac{\Delta \Omega}{\Delta t} - (a_E + a_W + a_N + a_S + F_e - F_w - F_n - F_s) (1 - \theta) \right] \varphi_P^0 + S_u
 \end{aligned} \tag{3.33}$$

Avec :

$$a_E = -\frac{F_e}{2} + D_e$$

$$a_W = \frac{F_w}{2} + D_w$$

$$a_N = -\frac{F_n}{2} + D_n$$

$$a_S = -\frac{F_s}{2} + D_s$$

Dans le cas où :

$$\theta = 1$$

L'équation (3.33) devient :

$$\begin{aligned}
 & \left( \rho \frac{\Delta \Omega}{\Delta t} + a_E + a_W + a_N + a_S - S_p + F_e - F_w + F_n - F_s \right) \varphi_P \\
 &= a_E \varphi_E + a_W \varphi_W + a_N \varphi_N + a_S \varphi_S + \rho \frac{\Delta \Omega}{\Delta t} \varphi_P^0 + S_u
 \end{aligned} \tag{3.34}$$

D'une façon globale :

$$a_p \varphi_P = a_E \varphi_E + a_W \varphi_W + a_N \varphi_N + a_S \varphi_S + \rho \frac{\Delta \Omega}{\Delta t} \varphi_P^0 + S_u$$

Avec :

$$a_p = \rho \frac{\Delta \Omega}{\Delta t} + a_E + a_W + a_N + a_S - S_p + F_e - F_w + F_n - F_s$$

## 3.4 Modélisation d'un écoulement poreux avec Ansys Fluent

La modélisation d'un écoulement dans un milieu poreux avec Ansys Fluent implique de représenter un fluide se déplaçant à travers un domaine solide présentant une certaine porosité. Fluent permet cette modélisation grâce à un modèle appelé "Porous Media". Voici un guide étape par étape pour configurer ce type d'écoulement :

### 3.4.1 Étapes de modélisation dans Ansys Fluent

#### 3.4.1.1 Préparation de la géométrie et maillage

- Créez ou importez une géométrie du domaine fluide qui inclut la région poreuse.
- Dans le maillage (via Ansys Meshing), vous devez identifier la zone qui sera définie comme milieu poreux (par exemple, une zone rectangulaire ou cylindrique).

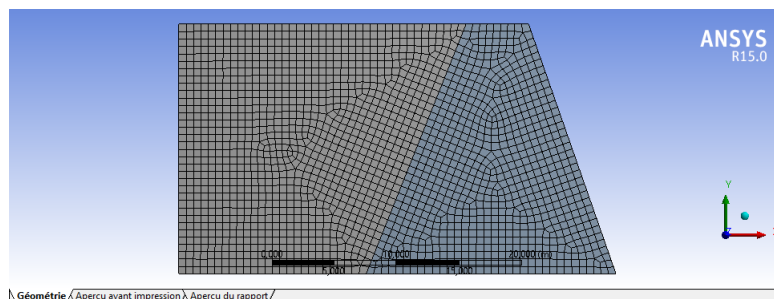


Figure 3.3 : Le maillage

- Assurez-vous que les régions poreuses sont des volumes 2D (pas seulement des surfaces).

#### 3.4.1.2 Définition du type de fluide

- Lancez Ansys Fluent.
- Sélectionnez un modèle laminaire ou turbulent, selon le régime d'écoulement (souvent laminaire dans les milieux poreux à faible vitesse).

#### 3.4.1.3 Définir la zone poreuse

- Allez dans le menu Cell Zone Conditions.
- Sélectionnez la région correspondant au milieu poreux.
- Activez l'option Porous Zone.
- Fluent vous demandera de spécifier les propriétés suivantes :

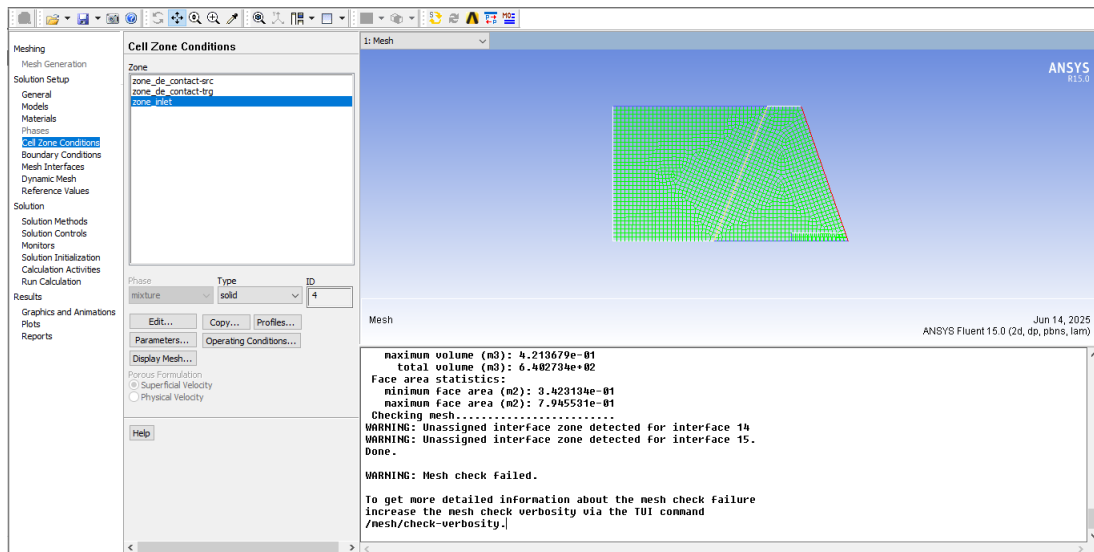


Figure 3.4 : Cell zone conditions

**Porosité :** Réaction de volume vide (entre 0 et 1).

**Résistances viscos et inertielle :**

Modèle isotrope ou anisotrope (selon la structure du milieu).

**Paramètre :**

$D_{ij}$  : coefficients de résistance viscos (Darcy's law).

$C_{ij}$  : coefficients de résistance inertielle (Forchheimer term). Si nous connaissons la perméabilité  $K$ , elle peut être liée à la résistance viscos par

$$D_{ij} = \frac{\mu}{k}$$

#### 3.4.1.4 Conditions aux limites

**Entrée :** Définir un débit massique ou une vitesse.

**Sortie :** Pression à la sortie ou outflow.

**Parois :** Généralement "no-slip" pour un écoulement dans un lit poreux confiné.

#### 3.4.1.5 Résolution et post-traitement

- Choisissez les déferents solveurs pressure-based.
- choisir le pas du temps et le nombre d'itération puis surveillez la convergence.
- Post-traitez les champs de pression, de vitesse, et les pertes de charge.

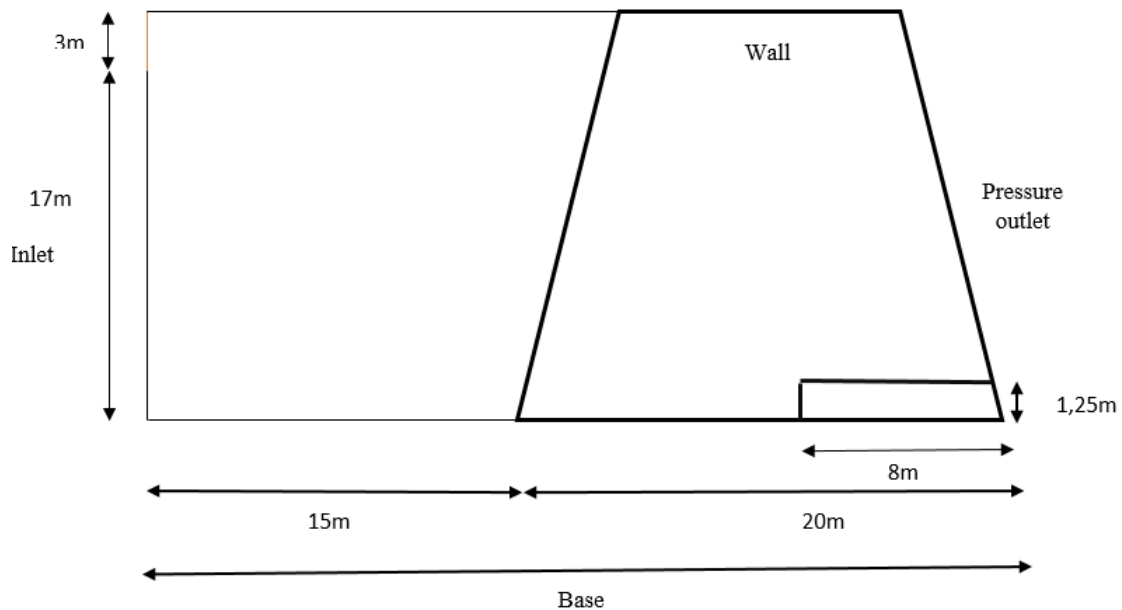


Figure 3.5 : Les conditions aux limites

### 3.4.2 Calcul de la perméabilité à partir de la porosité

Dans ANSYS Fluent, la perméabilité d'un sol n'est pas calculée automatiquement à partir de la porosité. En fait, la perméabilité est une propriété physique que l'utilisateur doit spécifier dans le modèle de simulation, notamment dans les zones où un écoulement à travers un milieu poreux (sol, roche...etc.) est modélisé. Cependant, si vous connaissez la porosité du sol, vous pouvez estimer la perméabilité à l'aide des modèles empiriques avant de l'introduire dans Fluent. Voici comment cela fonctionne généralement :

#### 3.4.2.1 Relation entre perméabilité et porosité

Il existe plusieurs relations empiriques, mais l'une des plus connues est la formule de Kozeny-Carman :

$$K = \frac{\phi^3}{(1 - \phi)^2} \frac{1}{S^2 C} \quad (3.35)$$

où :

k : Perméabilité. [m/s]

$\phi$  : Porosité (sans unité).

S : Surface spécifique des grains. [m<sup>2</sup>]

C : Constante de Kozeny (en général  $\approx 5$ ).

Ce modèle suppose un sol homogène, isotrope, et granulaire.

### **3.5 Conclusion**

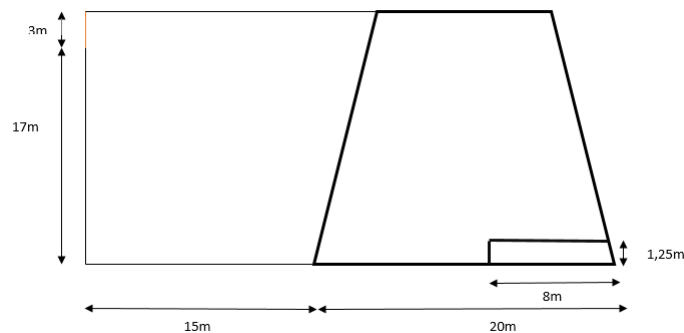
Dans ce chapitre, on a abordée la discrétisation de l'équation générale de transport avec la méthode des volumes finis. Par la suite on a représenté les principales étapes d'utilisation Ansys Fluent qui sera la suite de chapitre prochain pour la mise en œuvre de simulation.

# Chapitre 4 : Résultats et simulation

## 4.1 Introduction

Ce chapitre sera consacré à la représentation des résultats obtenus dans notre étude. Il sera subdivisé en trois parties principales : la première sera consacrée à la simulation des écoulements souterrains dans les barrages en terre en utilisant le code de calcul ANSYSFluent. la deuxième fera l'objet de la détermination de l'effet de la variation de la perméabilité du corps de barrage sur la ligne de saturation, et la troisième partie abordera l'effet de la porosité et de la perméabilité du drain sur la ligne de saturation.

## 4.2 Présentation des Modèles



**Figure 4.1** : Modèle D'un barrage en terre.

Présentation de la géométrie Dans ce présent travail, on a utilisé un barrage en terre de hauteur  $H=20m$ . Les caractéristiques de cette géométrie sont illustrées dans la figure (4.1). Dans le cadre de ce travail nous avons réalisé 11 simulations dont les caractéristiques sont données dans les tableau suivants :

**Tableau 4.1 :** Comparaison les résultats de Ansys Fluent avec la méthode de Kozeny et Pavlovsky

Barrage en terre homogène		Perméabilité (m/s)	Porosité
Barrage avec drain	Corps	$K = 2,11110^{-8}$	$P = 0,3$
	Drain	$K = 2,11110^{-2}$	$P = 0,9$
Barrage sans drain	Corps	$K = 2,11110^{-8}$	$P = 0,3$

**Tableau 4.2 :** Effet de la perméabilité du corps du barrage sur la ligne de saturation

Barrage en terre homogène		Perméabilité (m/s)	Porosité
Drain		$K = 2,11110^{-2}$	$P = 0,9$
Corps		$K = 2,11110^{-6}$	$P = 0,3$
		$K = 2,11110^{-7}$	$P = 0,3$
		$K = 2,11110^{-8}$	$P = 0,3$
		$K = 2,11110^{-10}$	$P = 0,3$

**Tableau 4.3 :** Effet de la perméabilité du drain du barrage sur la ligne de saturation

Barrage en terre homogène		Perméabilité (m/s)	Porosité
Corps		$K = 2,11110^{-8}$	$P = 0,3$
Drain		$K = 2,11110^{-2}$	$P = 0,9$
		$K = 2,11110^{-4}$	
		$K = 2,11110^{-6}$	
		$K = 2,11110^{-8}$	
Drain		$K = 2,11110^{-2}$	$P = 0,6$
		$K = 2,11110^{-4}$	
		$K = 2,11110^{-6}$	
		$K = 2,11110^{-8}$	

**Tableau 4.4 :** Effet de la porosité du drain du barrage sur la ligne de saturation

Barrage en terre homogène		Perméabilité (m/s)	Porosité
drain		$K = 2,11110^{-2}$	$P = 0,6$ $P = 0,9$
Drain		$K = 2,11110^{-}$	$P = 0,6$ $P = 0,9$

### 4.2.1 Maillage

Le maillage constitue une étape essentielle dans la modélisation numérique sous ANSYS FLUENT, car il influence directement la précision et la stabilité des résultats obtenus. Un nombre de mailles insuffisant implique des résultats peu précis, d'un autre coté un nombre de mailles trop important implique un temps de calcul important. Dans le cadre de cette étude, un maillage structuré a été généré pour représenter le corps du

barrage, incluant le sol homogène, le drain.

#### 4.2.2 Conditions aux limites

Dans le cadre de la simulation numérique sous ANSYS FLUENT, la définition des conditions aux limites est essentielle pour produire le comportement réel de l'écoulement dans le corps du barrage. Les conditions suivantes ont été appliquées pour les deux études (avec et sans drain) :

— **Face amont du barrage :**

Une condition de charge hydraulique constante a été imposée, représentant la hauteur d'eau derrière le barrage égale à 17m. Cette condition correspond à une pression d'entrée liée à la colonne d'eau et est modélisée par une surface de type « pressure inlet ».

— **Face aval du barrage :**

-Sans drain :

Une condition de pression nulle (pression atmosphérique) a été appliquée à la sortie à l'air libre du talus aval, afin de permettre l'écoulement libre de l'eau vers l'extérieur.

-Avec drain :

Une condition de pression nulle est également imposée à l'ouverture du drain, considéré comme point de sortie présentiel pour l'eau infiltrée type « pressure outlet ».

Base du barrage : la base du barrage est supposée imperméable, ce qui signifie qu'aucun flux d'eau ne peut traverser cette interface. Une condition de non-écoulement (type « wall ») est imposée sur toute la base.

Interface interne (dans le cas avec drain) : les interfaces entre le sol et le drain sont modélisées pour permettre le transfert d'eau vers le drain tout en respectant les conditions de perméabilité et de continuité hydraulique. Cela permet une évacuation réaliste de l'eau saturée.

### 4.3 Simulations

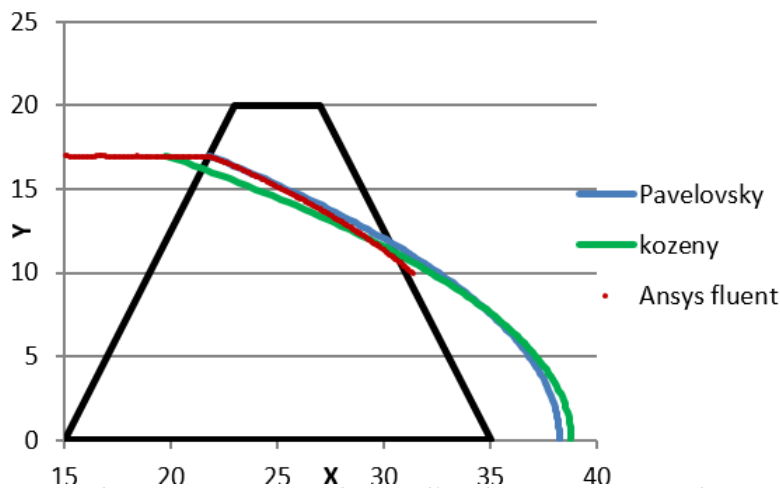
Cette partie est consacrée à la présentation des modèles numérique développés à la l'aide de logiciel Ansys Fluent. Une comparaison sera effectuée par la suite entre la méthode graphique de kozeny et de Pavlovsky, et la modélisation numérique réalisée sous AnsysFluent en vue de déterminer la ligne de saturation dans un barrage en terre, avec et sans drain.

Et par la suite on va voire l'effet de perméabilité du corps de barrage sur la ligne saturation, l'effet de la perméabilité de drain sur la ligne de saturation et enfin l'effet de la porosité de drain sur la ligne de saturation.

### 4.3.1 Validation du modèle numérique

Cette partie sera consacrée à la validation des modèles numériques pour la simulation des écoulements souterrains dans les barrages en terre et en utilisant le code de calcul ANSYSFluent. En se basant sur la recherche bibliographique, l'écoulement est considéré laminaire, pour le traitement de l'écoulement diphasique nous avons utilisé le modèle VOF.

Pour ce fait, nous avons simulé un écoulement souterrain en employant deux géométries différentes. Le premier est un barrage sans drain et le deuxième est un barrage avec drain. Les résultats obtenus dans ce travail ont été comparés aux résultats obtenus par l'application des méthodes graphiques (Kozeny et Pavelovsky)



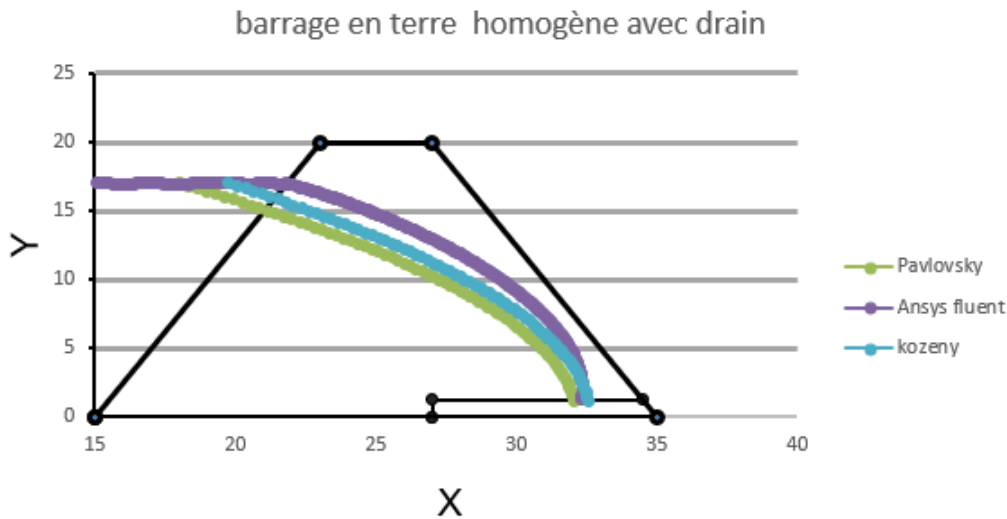
**Figure 4.2 :** Ligne de saturation pour le cas d'un barrage en terre homogène sans drain.

La figure (4.2) représente le tracé de la ligne de saturation par kozeny, pavlovsky et Ansys Fluent pour le cas 2 barrage sans drain, dont la perméabilité et la porosité du corps du barrage sont respectivement égale à  $k = 2,11110^{-8}m/s$  et  $p=0,3$ .

À partir de ces trois courbes on observe que la courbe obtenue par Ansys Fluent se situe entre celle de Kozeny et Pavlovsky, cela montre que la simulation numérique fournit une estimation plus réaliste et permet une modélisation plus fine. L'absence de drainage et la très faible perméabilité favorisent la remontée de la ligne de saturation, ce que la simulation Ansys Fluent illustre clairement.

Concernant le barrage en terre homogène avec drain ; nous avons modélisé un écoulement souterraine :

la figure (4.3) représente le tracé de la ligne de saturation par kozeny, pavlovsky et Ansys Fluent pour le cas 1 barrage avec drain la porosité et la perméabilité du corps du barrage et du drain sont données par :  $p=0,3 / k = 2,11110^{-8}m/s$  et  $p=0,9 / k = 2,11110^{-2}m/s$ , La comparaison entre les méthodes graphiques de kozeny et pavlovsky et la



**Figure 4.3 :** lignes de saturation pour le cas d'un barrage en terre homogène avec drain.

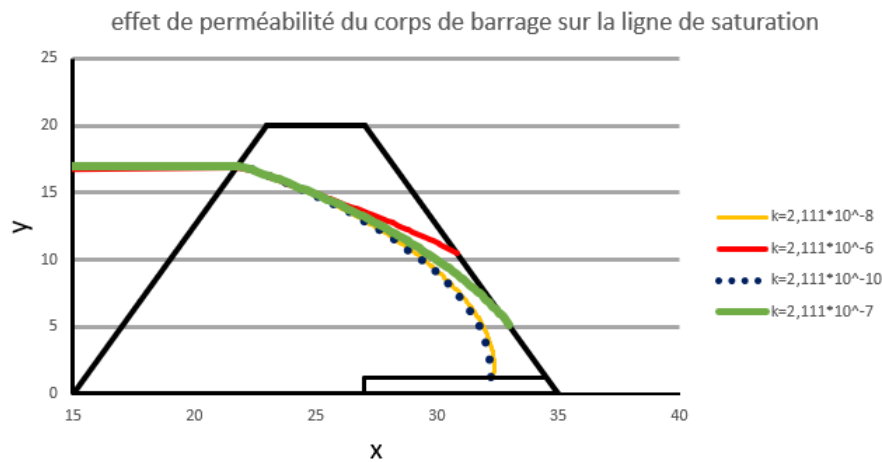
simulation numérique sous AnsysFluent permet d'évaluer l'effet du drainage sur la ligne de saturation dans un barrage en terre homogène. Les résultats obtenus montrent une bonne concordance générale entre les différentes méthodes, bien que des écarts notables soient observés à la partie amont de la ligne de saturation. Dans la figure étudiée, il apparaît que les trois courbes (Kozeny, Pavlovsky et AnsysFluent) convergent approximativement vers un même point de sortie au niveau du drain. La superposition du point d'intersection des trois lignes de saturation avec le drain démontre que, malgré des différences sur la trajectoire générale de la nappe, les méthodes partagent une cohérence sur la condition de sortie, cela reflète la précision du modèle numérique.

#### 4.3.2 Effet de la perméabilité du corps du barrage en terre homogène sur la ligne de saturation

Dans cette partie, l'influence de la perméabilité du corps du barrage en terre sur la position de la ligne de saturation a été analysée à l'aide de simulation numérique. Le barrage étudié est muni d'un drain de perméabilité constante  $2,11110^{-2}m/s$ , tandis que la perméabilité du matériau de constituant le corps du barrage a été modifiée sur plusieurs ordre de grandeurs, allant de  $2,11110^{-6}m/s$  à  $2,11110^{-10}m/s$ .

L'objectif est de mieux comprendre le comportement de la ligne de saturation en fonction de cette variation. La figure présentée illustre clairement que la position de la ligne de saturation varie significativement selon la perméabilité du sol constituant le barrage. Lorsque la perméabilité est élevée, notamment pour  $k = 2,11110^{-6}m/s$ , la ligne de saturation reste relativement haute dans le corps du barrage, traduisant un écoulement plus aisé de l'eau à travers la masse de sol. Un comportement similaire est observé pour

$$k = 2,11110^{-7}m/s.$$



**Figure 4.4 :** Effet de la perméabilité de corps du barrage en terre sur la ligne de saturation

Dans ces deux cas, la ligne de saturation atteint le parement aval du barrage sans converger vers le drain, ce qui indique une inefficacité partielle du système de drainage. Cela signifie que l'eau traverse tout le corps du barrage et émerge en aval, ce qui peut entraîner un risque d'érosion interne et des pertes de stabilité. À l'inverse, pour des perméabilités plus faibles comme  $k = 2,11110^{-8}m/s$ , et surtout  $k = 2,11110^{-10}m/s$ , la ligne de saturation s'abaisse notablement et converge efficacement vers le drain. Il est important de noter que la différence entre ces deux dernières courbes est très faible, indiquant que la diminution supplémentaire de perméabilité n'entraîne plus de variation significative de la ligne de saturation. Cela suggère l'existence d'un seuil au-delà duquel la perméabilité du corps du barrage n'influence plus sur la ligne de saturation.

Ces résultats soulignent l'importance d'un compromis dans le choix des matériaux du corps du barrage : une perméabilité trop élevée peut engendrer une remontée de la ligne de saturation et accroître les risques de glissement ou de déversement d'eau en aval, tandis qu'une perméabilité trop faible peut limiter l'efficacité du drainage, bien que plus favorable à la stabilité globale. Ainsi, cette étude met en évidence que la perméabilité du sol est un facteur déterminant dans la maîtrise du régime d'écoulement au sein du barrage, et qu'elle doit être soigneusement prise en compte dans le dimensionnement hydraulique et géotechnique de l'ouvrage.

#### 4.3.3 Effet de la perméabilité du drain sur la ligne du saturation avec une porosité de $\eta=0,9$ et $\eta=0,6$

Dans cette partie nous examinons l'effet de la perméabilité du drain sur la ligne de saturation, en testant huit valeurs de perméabilité différentes, quatre valeurs de per-

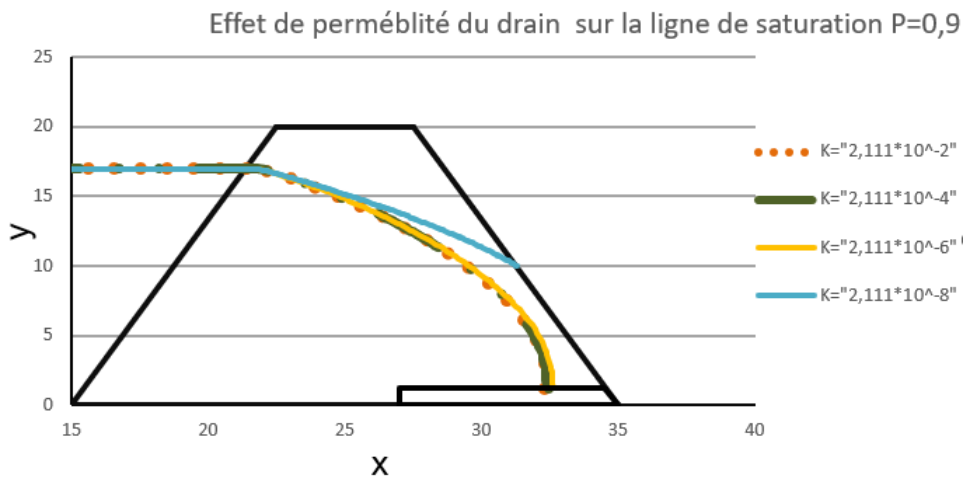


Figure 4.5 : Effet de la perméabilité du drain sur la ligne de saturation

méabilités différentes avec une porosité constante  $p=0,9$  et quatre d'autres valeurs de perméabilités différentes avec une porosité constantes  $p=0,6$ .

La figure (4.5) illustre l'effet de la variation de la perméabilité du drain sur la ligne de saturation dans un barrage en terre homogène muni d'un drain, avec une perméabilité constante du corps du barrage égale à  $k = 2,1110^{-8}m/s$  et une porosité  $P=0.3$ ; la perméabilité de drain vraie de  $2,1110^{-2}m/s$  à  $2,1110^{-8}m/s$  avec une porosité constante égale à  $0.9$ .

L'analyse montre que plus la perméabilité du drain est élevée, plus la ligne de saturation s'abaisse à l'intérieur du barrage. En effet, pour une perméabilité de  $K = 2,1110^{-2}m/s$ , la ligne de saturation est nettement plus basse que pour des perméabilités plus faibles, indiquant une meilleure efficacité du drainage. À l'inverse, lorsque la perméabilité du drain est identique à celle du corps du barrage ( $K = 2,1110^{-8}m/s$ ), la ligne de saturation atteint le parement aval du barrage, ce qui constitue un risque pour la stabilité de l'ouvrage en augmentant la pression interstitielle et les risques d'érosion interne. Toutefois, pour les autres cas (perméabilités d'ordre  $10^{-2}$ ;  $10^{-4}$  et  $10^{-6}m/s$ ), on observe peu de variation significative de la ligne de saturation, ce qui indique qu'une perméabilité du drain supérieure à celle du corps du barrage permet de maintenir la ligne de saturation à un niveau bas, garantissant ainsi la sécurité hydraulique du barrage.

le même résultat a été obtenu pour le cas d'une porosité de drain égale à  $0.6$  (la figure 4.6)

#### 4.3.4 Effet de la porosité du drain sur la ligne de saturation

Dans la phase finale de notre étude, nous avons étudié l'influence de la porosité du drain sur le tracé de la ligne de saturation.

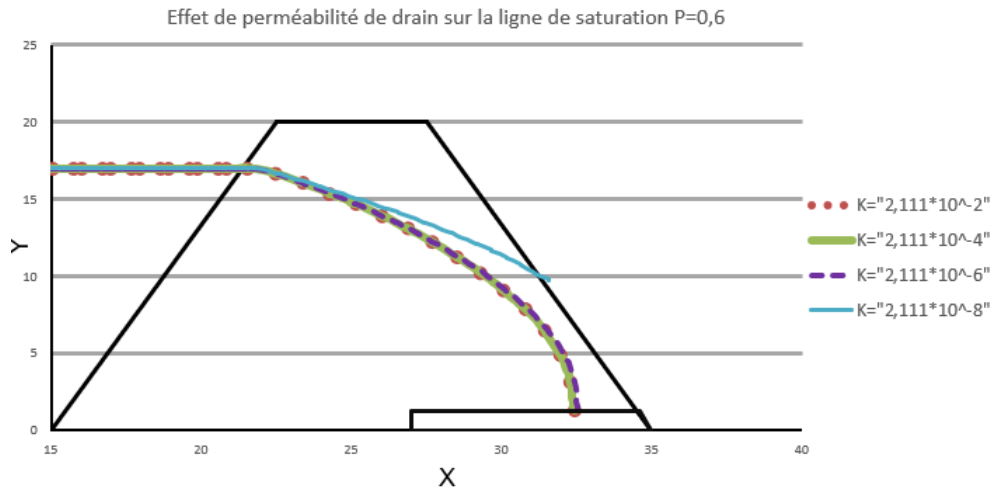


Figure 4.6 : Effet de la perméabilité du drain sur la ligne de saturation

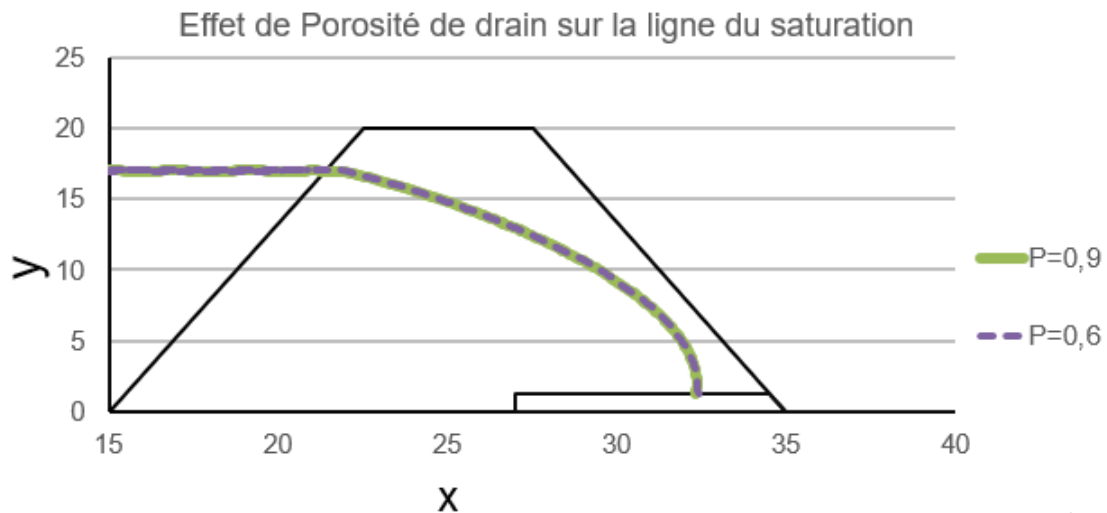
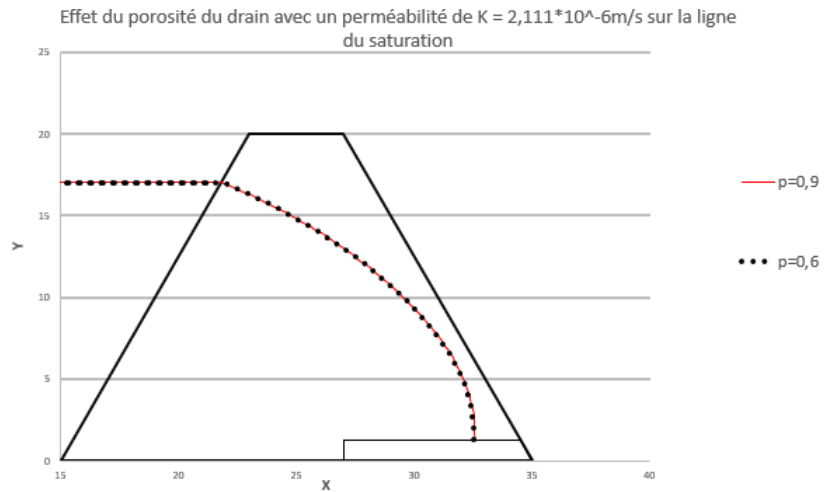


Figure 4.7 : Effet de la porosité du drain pour perméabilité du drain égale à  $2,111 \cdot 10^{-2}$  sur la ligne de saturation

La figure (4.8) illustre l'effet de la porosité du drain sur la ligne de saturation dans un barrage en terre homogène équipé d'un drain. Dans cette étude, la perméabilité du drain est fixée à  $K = 2,111 \cdot 10^{-2} m/s$ , tandis que la perméabilité et la porosité du corps du barrage sont respectivement égales à  $2,111 \cdot 10^{-8} m/s$  et 0,3. Deux courbes sont présentées, correspondant à deux niveaux de porosité du drain ( $P=0,6$  et  $P=0,9$ ).

L'analyse montre que la variation de la porosité du drain n'a qu'un effet négligeable sur la position de la ligne de saturation. Les deux courbes sont pratiquement confondues tout au long du profil du barrage, ce qui indique que la porosité, à perméabilité constante, n'influence pas de manière significative le comportement hydraulique du système. En d'autres termes, tant que la perméabilité du drain est suffisante, sa porosité n'affecte pas

la capacité à abaisser la ligne de saturation. Le même résultat est obtenu pour le cas d'une perméabilité du drain égale à  $2,1110^{-6}m/s$ .



**Figure 4.8** : Effet de la porosité du drain pour perméabilité du drain égale à  $2,111 * 10^{-6}$  sur la ligne de saturation

Cette observation suggère que, pour un barrage en terre homogène, le paramètre déterminant est la perméabilité du drain plutôt que sa porosité, du moins dans les conditions hydrauliques étudiées. Cela simplifie la conception des drains, car l'accent peut être mis principalement sur la perméabilité pour assurer une bonne évacuation de l'eau et maintenir la stabilité de l'ouvrage.

#### 4.4 Conclusion

Ce chapitre a mis en évidence l'influence de la présence d'un drain, de la perméabilité et de la porosité du corps du barrage et du drain sur la ligne de saturation d'un barrage en terre homogène. Les simulations réalisées avec AnsyFluent, comparées aux méthodes de Kozeny et Pavlovsky, ont montré que le drainage améliore nettement la stabilité en abaissant la ligne de saturation. La perméabilité du corps du barrage et celle du drain ont un effet significatif sur l'écoulement, tandis que la porosité du drain bien que moins influente, reste un paramètre à considérer. Ces résultats confirment l'importance d'une bonne conception du système du drainage pour optimiser le comportement hydraulique des barrages en terre.

## Conclusion Générale

Ce mémoire a porté sur l'étude numérique des infiltrations à travers les barrages en terre, nous avons eu recours au logiciel ANSYS Fluent qui repose sur la méthode des volumes finis, cette méthode s'est révélée efficace pour résoudre les équations de conservation dans des milieux poreux, en tenant compte des caractéristiques hydraulique du sol. L'objectif de ce travail de recherche était d'analyser et de modéliser le comportement de la ligne de saturation dans un barrage en terre, avec et sans dispositif de drainage, à l'aide du logiciel Ansys Fluent. Pour ce faire, des simulations numériques ont été menées en s'appuyant sur une méthodologie rigoureuse et des hypothèses bien définies.

Le logiciel Ansys Fluent s'est avéré être un outil performant pour la simulation des écoulements souterrains. Il résout les équations de Navier-Stokes, modifiées par l'ajout d'un terme source afin de représenter les pertes de charge spécifiques aux milieux poreux. La méthode des volumes finis a été utilisée pour discrétiser les équations de conservation sur un maillage adapté, assurant ainsi la précision des résultats numériques. En parallèle, le modèle VOF (Volume of Fluid) a permis de représenter l'interface entre les deux phases (air et eau), ce qui est essentiel pour localiser la ligne de saturation dans le barrage.

La comparaison des résultats numériques avec les méthodes de Kozeny et Pavlovsky a montré une bonne concordance, confirmant ainsi la fiabilité du modèle développé. Cette validation a permis d'exploiter la simulation pour analyser l'impact de différents paramètres.

L'étude a mis en évidence que :

Une perméabilité élevée du corps du barrage favorise un abaissement de la ligne de saturation, traduisant une meilleure évacuation de l'eau et une réduction des pressions interstitielles.

Une perméabilité élevée du drain permet une évacuation plus rapide de l'eau, ce qui abaisse la ligne de saturation, tandis qu'un drain peu perméable provoque son élévation.

En revanche, la variation de la porosité du drain, à perméabilité constante, a un

effet négligeable sur la position de la ligne de saturation. Les profils restent quasiment identiques quelle que soit la porosité.

La perméabilité du corps du barrage et celle du drain s'imposent comme des paramètres déterminants dans le contrôle de la ligne de saturation, tandis que la porosité du drain peut être considérée comme secondaire dans les conditions simulées. Ces résultats fournissent des indications précieuses pour l'optimisation du dimensionnement et de drainage des barrages en terre, en vue de garantir leur sécurité et leur durabilité.

Ce travail constitue une base solide pour la compréhension du comportement hydraulique des barrages en terre, mais il ouvre également plusieurs pistes de recherche pour approfondir et élargir les analyses :

- Étendre l'étude à des barrages hétérogènes, comportant plusieurs couches de matériaux aux propriétés différentes, pour simuler des conditions plus proches de la réalité.
- Étudier l'influence de sollicitations dynamiques, telles que les charges sismiques, pour évaluer la stabilité hydraulique et mécanique du barrage en conditions extrêmes.
- Optimiser le système de drainage, en testant différentes configurations géométriques et matériaux, pour proposer des solutions techniques plus efficaces et économiquement viables.
- Enfin, il serait pertinent de valider les résultats numériques par des données expérimentales (essais en laboratoire ou mesures in situ), afin de renforcer encore la fiabilité du modèle.

## Bibliographie

- Amali : Contribution à l'étude numérique de la stabilité des barrages en terre renforcés par des géo-synthétiques : Cas du barrage ouled abdelouahab - sidi aissia - m'sila, 2016. Projet de fin d'étude, Université Mohamed Boudiaf, M'sila.
- Bear JACOB : *Dynamics of Fluids in Porous Media*. Dover Publications, New York, 1972.
- Belkheir M. : Étude de stabilité d'un barrage en terre, 2016. Mémoire de fin d'étude.
- Costet JEAN et Gleras GUY SAN : *Cours pratique de mécanique des sols, Tome 1*. Dunod, Paris, 1975.
- Gabi : Étude de faisabilité du barrage de souk tlata, 2012. Mémoire de Master, Université de Tizi Ouzou.
- Gwenol G. : Les lignes de courant de fluide incompressible, 2008. École Polytechnique Fédérale de Lausanne.
- Habitouche A. : Modélisation d'un barrage en terre à zones : Cas du barrage d'aïn zada, bordj bou arreridj, 2020. Mémoire de Master, Université de Bordj Bou Arreridj.
- Hamza A. et Gabi : Étude d'infiltration dans les barrages en terre par méthode des éléments finis, 2005.
- Hofmann J. R. et Homann P. A. : Darcy's law and structural explanation in hydrology. *In Proceedings of the Biennial Meeting of the Philosophy of Science Association*, volume 1, pages 23-25. University of Chicago Press, 1992.
- Kaci F. : Simulation d'un déplacement immiscible eau-huile en milieu poreux, 2002. Université de Tizi Ouzou.
- Lakhdar : *Thèse de Doctorat*. Thèse de doctorat, Université Colonel Hadj Lakhdar, Batna, 2006.
- Lehbab Z. et Boukezzi R. : Petits barrages en remblai et situation d'incident. <https://www6.paca.inrae.fr/recover/download/3740/36343/version/1/fil/Guidedepetits%20barrages%20en%20remblai%20et%20situations%20d%27incident.PDF>, 2019. Ministère de la Transition Écologique et Solidaire, Guide consulté le 13 mai 2021.

Mawumeto KODJOVI D. : Conception d'un logiciel pour simuler par la méthode des éléments finis les écoulements en milieu poreux saturé. Projet de fin d'étude, École Polytechnique de Thiès, Sénégal.

Messaid BELKACEM : *Étude de la position efficace des drains dans les barrages en terre*. Thèse de doctorat, Université de Batna, 2009.

Ouandjeli AMOKRANE : Étanchéisation d'un barrage souk tlata sur oued bougdoura, 2018.

Rolley R., Kreitmann H., Dunglas J., Pierrejean A. et Rolland L. : *Technique des barrages en aménagement rural*. Ministère de l'Agriculture, Paris, 1977.

Tayeb CHERIF A. E. K. : *Modélisation des écoulements en milieu poreux saturé et non saturé*. Thèse de magistère, Université de Tizi Ouzou, 2002.

Versteeg H. K. et Malalasekera W. : *An Introduction to Computational Fluid Dynamics : The Finite Volume Method*. Pearson Education, 2007.

**Résumé** : Ce mémoire traite de l'étude numérique des infiltrations dans les barrages en terre à l'aide du logiciel ANSYS FLUENT, basé sur la méthode des volumes finis. L'objectif est d'analyser l'effet de plusieurs paramètres hydrauliques sur la ligne de saturation, notamment la présence ou non d'un drain, la perméabilité et la porosité du corps du barrage et du drain. Les résultats ont montré que le drainage joue un rôle essentiel dans la réduction de la ligne de saturation et donc dans la stabilité de l'ouvrage. Des comparaisons avec les méthodes analytiques de Kozeny et Pavlovsky ont été effectuées pour valider les résultats numériques. Ce travail met en évidence l'intérêt de la simulation pour la conception et la sécurisation des barrages.

**Mots clés** : : Infiltration, Barrage en terre, ANSYS Fluent, Méthode des volumes finis.

**Abstract** : This thesis deals with a numerical study of seepage in earth dams using ANSYS FLUENT software, based on the finite volume method. The objective of the work is to analyze the effect of several hydraulic parameters on the saturation line, including the presence or absence of a drain, the permeability and porosity of the dam body and the drain. The results showed that drainage plays a key role in reducing the saturation line and therefore in the stability of the structure. Comparisons with analytical methods like Kozeny and Pavlovsky were made to validate the numerical results. This work highlights the value of simulation for dam design and safety.

**Keywords** : Seepage, Earth Dam, ANSYS Fluent, Finite volume method.