

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
République Algérienne Démocratique et Populaire  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider –Biskra  
Faculté des Sciences et de la Technologie  
Département de Génie civil et d'Hydraulique  
Référence : ...../2019



جامعة محمد خيضر بسكرة  
كلية العلوم والتكنولوجيا  
قسم الهندسة المدنية والري  
المرجع ...../2019

## Mémoire de Master

Filière : hydraulique

Spécialité : Ouvrage Hydraulique

Thème

# LA PROTECTION DES BARRAGE CONTRE LE GRADIENT DE SORTIE

Nom et Prénom de l'étudiant :  
SAIDI Dounia

Encadreur : Mme, professeur  
BENMEBAREK Naima

Promotion Juillet 2019

# Dédicace

Avec mes sincères sentiments d'amour et gratitudes

Les plus profondes

- ❖ Je dédie ce modeste travail à mes chers parents, pour tous leurs sacrifices, leur amour, leur tendresse, leur soutien et leurs prières tout au long de mes études.
  - ❖ *Je dédie à toute ma famille à mes sœurs et mes frères spécialement (Madina, Nadjah, Toufik, Abd allah .Abd allatif zoulaika, chorouk).*
  - ❖ *Je dédie à mes amis spécialement mon cher groupe the5 (Sara, Noujoud, Manel, Kenza, khouloud, Hana).*
  - ❖ *Mes neveux et mes nièces( Nihal, Amar, Nour edine, Anis ,Fadi, Madani, Ayoub, Rahil, Roa, Maria, bibo)*
  - ❖ *A tous ceux qu'un jour profiteront de ce travail.*

SAIDI Dounia

# Remerciements

On remercie notre Dieu miséricorde de m'avoir amené à réaliser ce projet et de m'avoir donné la possibilité de poursuivre mes études supérieures et de les réussir et d'avoir la chance d'atteindre le niveau MASTER II.

❖ Madame le professeur : BENMEBAREK Naima.

J'ai l'honneur d'être parmi vos élèves et bénéficier de votre riche enseignement, vos qualités pédagogiques et humaines sont pour moi un modèle.

Veillez bien madame recevoir mes remerciements pour le grand honneur que vous m'avez fait d'accepter l'encadrement de ce travail, et m'a proposé ce sujet.

❖ Je tiens à exprimer ma reconnaissance aux membres du jury

Vous me faites un grand honneur en acceptant de juger ce travail.

❖ Je remercie également tous mes enseignants du département d'hydraulique.

❖ Je tiens à remercier chaleureusement, tous mes proches et tous ceux qui de près ou de loin, m'ont apporté leurs sollicitudes pour accomplir ce travail.

## Résumé

Les fuites d'eau sont inévitables quel que soit l'emplacement d'un barrage. si l'on se réfère aux statistiques des accidents survenus aux barrages à travers le monde, le problème des infiltrations, renards et sous pressions a causé plus de 40% des accidents recensés. Le choix de technique pour éviter le renard est peut être l'un des éléments les plus importants du processus de conception et de construction des barrages, car il peut influencer l'étude, le calcul et l'économie du barrage. Le présent travail a pour but d'effectuer des expérimentations numériques pour donner un outil simple de dimensionnement de l'écran d'étanchéité ou du tapis étanche. Le calcul du gradient hydraulique de sortie permettra d'éviter d'une manière efficace l'érosion dans la fondation du barrage. Ces expérimentations numériques ont été effectuées sur un barrage en béton muni ou dépourvu d'un écran d'étanchéité. L'analyse des résultats obtenus à l'aide du Logiciel Plaxis nous informe sur la meilleure position de l'écran pour chaque paramètre hydraulique tel que le débit de fuite, la force de sous-pression, et le gradient hydraulique de sortie. On a aussi effectué une comparaison entre les écrans et les tapis étanches afin de faire un choix basé sur la technique et l'économie. L'installation d'un drain d'une longueur suffisante diminue et annule même le gradient.

**Les mots clés :** Renard, infiltration, sous-pression, érosion, écran d'étanchéité, tapis d'étanche, gradient de sortie, débit de fuite, Logiciel Plaxis.

## ملخص

تسرب المياه أمر لا مفر منه بغض النظر عن موقع السد. إذا أشرنا إلى إحصائيات الحوادث في السدود في جميع أنحاء العالم، فإن مشكلة التآكل والتأثير وتحت الضغط تسببت في أكثر من 40 ٪ من الحوادث المسجلة. يعد اختيار التقنية لتجنب وئمنه. إجراء تجارب؛ الثعلب أحد أهم عناصر عملية تصميم وبناء السد، حيث يمكن أن يؤثر على تصميم السد وحساباته الرقمية لتوفير أداة بسيطة لتغيير حجم الشاشة المقاومة للماء أو حصيرة مضادة للماء. حساب التدرج الهيدروليكي للخروج سيمنع بشكل فعال التآكل في قاعدة السد. أجريت هذه التجارب العددية على سد خرساني مع أو بدون شاشة عازلة للماء. حول أفضل موضع للشاشة لكل معلمة هيدروليكية Plaxis يُعلمنا تحليل النتائج التي تم الحصول عليها باستخدام برنامج مثل معدل التسرب وقوة الضغط. وتدرج الخرج الهيدروليكي. تم إجراء مقارنة بين الشاشات والحصير المضاد للماء لإجراء الاختيار بناءً على التقنية والاقتصاد. تثبيت استنزاف بطول كافٍ يقلل وحتى يلغي التدرج اللوني.

**الكلمات المفتاحية:** سد، الثعلب، شاشة عازلة للماء، الشاشة المقاومة للماء، حصيرة مضادة للماء، التآكل

## SOMMAIRE

<u>Titre</u>	<u>page</u>
Dédicace	
Remerciement	
Résumé	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Introduction générale .....	1

### CHPITRE I

#### L'EAU DANS LE SOL

I-1 Introduction.....	3
I-2 Les différents types d'eau .....	3
I-2-a L'eau de constitution.....	4
I-2-b L'eau en phase vapeur.....	4
I-2-c L'eau liée .....	4
I-2-d L'eau libre .....	4
I-2-e L'eau capillaire ou de rétention .....	4
I-2-f L'eau hygroscopique .....	4
I-3 Etude granulométrique du milieu poreux .....	4
I-4 Notion de structure du sol .....	5
I-5 Définition et différents types de porosité .....	5
I-5-1 Porosité efficace $\eta_e$ coefficient de porosité .....	5
I-6 Teneurs en eau .....	6
I-7 Généralités sur l'écoulement de l'eau dans le sol .....	7
I-7-1 la charge hydraulique .....	8
I-7-2 Hauteur piézométrique.....	8

I-7-3 Gradient hydraulique.....	8
I-8-Loi de Darcy .....	9
I-8-1 Limite de validité de la loi de Darcy.....	11
I-8-2 Généralisation de la loi de DARCY .....	12
I-9 La perméabilité .....	12
I-9-1 Types de perméabilités .....	13
I-9-2 Mesure au laboratoire du coefficient de perméabilité .....	13
I-10 L'équation de LAPLACE .....	14
I-10- a Milieu isotrope .....	14
I-10-b Milieu anisotrope .....	15
I-11 Conditions aux limites des écoulements souterrains.....	15
I-11-1 Condition de Dirichlet.....	15
I-11-2 Condition de Neumann.....	15
I-11-3 Condition mixte (Fourrier).....	15
I-12 Méthode de résolution de ces équations .....	17
I-12-1 Méthodes analytiques .....	17
I-12-2 Modèles analogiques .....	17
I-12-2-a Analogie électrique et thermique.....	17
I-12-2-b Analogie visqueuse (ou modèle de Hele Shaw) .....	18
I-12-3 Méthode graphique.....	18
I-12-4 Méthode numérique.....	19
I-13 conclusion .....	19

## CHAPITER II

### PHENOMENE D'EROSION DANS LES SOLS

II-1 Introduction.....	20
II-2 Pathologies des ouvrages de retenue en terre.....	20
II-3 Typologie de l'érosion.....	21
II-3-1 L'érosion externe .....	22
II-3-2 L'érosion interne .....	22
II-4 Classification de l'érosion interne .....	23
II-4-1 Les phénomènes d'arrachements.....	24

II-4-1-1 La boullance .....	24
II-4-1-2 Entraînement .....	24
II-4-1-3 Dissolution .....	25
II-4-1-4 Le débouillage .....	25
II-4-1-5 L'érosion régressive .....	26
II-4-1-6 Exsolution .....	27
II-4-1-7 La dispersion (floculation).....	27
II-4-1-8 La suffusion .....	27
II-4-2 Les phénomènes de transport .....	29
II-5 Quelques mécanismes des ruptures particulières.....	30
II-5-a Renard hydraulique et érosion régressive .....	30
II-5-b L'érosion interne provoquée par la présence de terrier ou d'empreinte racinaire.....	30
II-6 Pathologie des ouvrages de retenue liée à l'érosion .....	32
II-6-1 Barrage de SAAD EL-KAFARA .....	32
II-6-2 Rupture du barrage de TETON (1976) .....	32
II-6-3 BIG BAY DAM .....	33
II-7 Caractérisations de l'érosion .....	34
II-8 Dispositif expérimentaux .....	35
II-8-1 Essai d'érosion de trou (« Hole Erosion Test ») .....	35
II-8-2 Essai d'érosion au triaxial ou « Triaxial Erosion test » .....	38
II-8-3 L'essai d'érosion transverse (Cross Erosion Test) .....	39
II-8-4 Limites de l'approche actuelle .....	40
II-9 Règle de LANE.....	42
II-10 Moyens de réduction du risque d'érosion interne.....	42
II-11 Conclusion.....	44

## CHAPITRE III

### EXPERIMENTATION NUMÉRIQUE ET INTERPRÉTATION DES RESULTATS

III-1 INTRODUCTION .....	45
III -2 Notion de débit et perte de charge adimensionnelle .....	45
III-3 Présentation de logiciel (plaxis).....	47
III-4 Présentation de l'ouvrage à modéliser .....	48
III-5 Cas études .....	48
III-6 La géométrie .....	49
III-7 Maillage et condition aux limites.....	50
III-8 Débit de fuites à travers la fondation d'un barrage .....	55
III-9 fondation du barrage dans un milieu fini.....	56
III-10 Gradient de sortie pour une fondation sans écran dans un milieu semi-infini.....	56
III-11 Gradient de sortie pour une fondation avec écran dans un milieu semi-infini.....	57
III-12 Sous-pression pour une fondation avec écran dans un milieu semi-infini.....	58
III-13 débit de fuite pour une fondation avec écran dans un milieu semi-infini.....	58
III-14 gradient de sortie pour une fondation avec écran dans un milieu semi-infini.....	59
III- 15 Conclusion .....	62
CONCLUSION GENERALE.....	63
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	

# LISITE DES FIGURS

## CHAPITRE I

### L'ÉCOULEMENT D'EAU DANS LE SOL

<b>Figure (I-1) :</b> Différents états de l'eau dans le sol .....	3
<b>Figure (I-2) :</b> Illustration de la mesure par piézomètre.....	8
<b>Figure (I-3) :</b> Echantillon de sol soumis à un gradient hydraulique.....	9
<b>Figure (I-4) :</b> Ecoulement linéaire. ....	9
<b>Figure (I-5) :</b> Vue générale sur différents types de sols, les valeurs de coefficient de perméabilité et les méthodes de mesures adaptées.....	13
<b>Figure (I-6) :</b> Ecoulement dans un barrage en terre et conditions aux limites.....	16
<b>Figure (I-7) :</b> Exemple de réseau d'écoulement .....	19

## CHAPITRE II

### PHENOMENE D'ÉROSION DANS LE SOL

<b>Figure (II-1):</b> Photo des phénomènes d'érosion interne et externe.....	22
<b>Figure (II-2) :</b> Exemple de situation d'érosion d'ouvrages hydrauliques a)érosion externe, b) initiation d'érosion interne, c) évolution d'érosion interne.....	23
<b>Figure (II-3) :</b> Schéma représentatif des divers phénomènes initiateur de l'érosion interne dans un barrage adapté par (Schuler, et al., 1996) ( <b>Castany [1982]</b> ).....	23
<b>Figure (II-4) :</b> les forces mises en jeu lors de la boullance.....	24
<b>Figure (II-5):</b> phénomène d'entraînement de sol (Pham 2008).....	25
<b>Figure (II-6) :</b> phénomène de débouillage (Pham2008).....	25
<b>Figure (II-7) :</b> phénomène d'érosion régressive (van Beek ; et al 2011).....	26
<b>Figure (II-8) :</b> Mécanisme d'érosion des digues du Danube d'après Peter (1974, cité par Blais, 2005).....	26
<b>Figure (II-9) :</b> phénomène suffusion (Pham 2008).....	27
<b>Figure (II-10) :</b> Les types d'érosion interne (Bonelli et al, 2011).....	28
<b>Figure (II-11) :</b> Erosion de contact en fonction de l'orientation de l'interface (Béguin, 2011).....	28

<b>Figure(II-12)</b> : Illustration du phénomène de renard dans une retenue d'eau par rideau de palplanche(a) Réseau d'écoulement sans perturbation, (b) Erosion interne en début de phénomène, le conduit s'élargit depuis la sortie, (c) renard hydraulique développé, rupture proche.....	<b>30</b>
<b>Figure (II-13)</b> : Modèles d'érosion interne à travers le corps de l'ouvrage (Foster, 1999) cité par (Truong, 2012).....	<b>31</b>
<b>Figure (II-14)</b> : coupe et restes de barrage de Sadd el-Kafara sur le Wadi Garawi (Schnitter, 1994.....	<b>32</b>
<b>Figure (II-15)</b> : Etapes de la rupture du barrage « Teton dam » : des premiers signes d'érosion visibles près du socle rocheux, jusqu'à la rupture et l'inondation, via l'apparition de l'écoulement boueux et l'élargissement de la brèche. Images Mrs. EuniceOlson....	<b>33</b>
<b>Figure (II-16)</b> : Coupe du barrage de BigBay (Internet).....	<b>34</b>
<b>Figure (II-17)</b> : Rupture de barrage de BigBay (Internet).....	<b>34</b>
<b>Figure (II-18)</b> : Schéma de l'écoulement dans le sol.....	<b>35</b>
<b>Figure (II-19)</b> : Schéma de l'appareil de HET (Wan et Fell, 2002, 2004).....	<b>36</b>
<b>Figure (II-20)</b> : Schéma d'appareillage de Hole Erosion Test (Wan, et al., 2002).....	<b>37</b>
<b>Figure (II-21)</b> : Schéma de l'appareil de Triaxial Erosion test (Sanchez et al, 1983).....	<b>38</b>
<b>Figure (II-22)</b> : Dispositif d'érosion au triaxial (Bendahmane, 2005). a) Schéma du dispositif global. b) Schéma du système d'injection et de récupération (MEHANNI, A. (2015)).....	<b>39</b>
<b>Figure (II-23)</b> : Le principe de l'essai d'érosion transverse (Duc, et al, 2013).....	<b>40</b>
<b>Figure (II-24)</b> : Dispositifs de réduction du risque d'érosion interne.....	<b>43</b>

## **CHAPITRE III**

### **EXPERIMENTATION NUMÉRIQUE ET INTERPRÉTATION DES RESULTATS**

<b>Figure (III-1)</b> : Domaine isotrope équivalent.....	<b>46</b>
<b>Figure (III-2)</b> : modèle étudié .....	<b>48</b>
<b>Figure (III-3)</b> : les différentes positions de l'écran étanche .....	<b>49</b>
<b>Figure (III-4)</b> : Maillage utilisé et conditions aux limites mécaniques.....	<b>50</b>
<b>Figure (III-5)</b> : Conditions aux limites hydrauliques (Plaxis).....	<b>51</b>
<b>Figure (III-6)</b> : les lignes de courant dans la fondation sans écran (d'après Plaxis).....	<b>51</b>

<b>Figure (III-6-1):</b> Les lignes équipotentiellles dans la fondation du barrage sans écran (d'après Plaxis).....	<b>52</b>
<b>Figure (III-7) :</b> les lignes de courant dans la fondation munie d'un écran amont (d'après Plaxis).....	<b>52</b>
<b>Figure (III-7-1) :</b> Les lignes équipotentiellles dans la fondation du barrage munie d'un écran amont (d'après Plaxis).....	<b>53</b>
<b>Figure (III-8) :</b> les lignes de courant dans la fondation munie d'un écran au milieu (d'après Plaxis).....	<b>53</b>
<b>Figure (III-8-1):</b> Les lignes équipotentiellles dans la fondation du barrage munie d'un écran au milieu (d'après Plaxis).....	<b>54</b>
<b>Figure (III-9) :</b> les lignes de courant dans la fondation munie d'un écran aval (d'après Plaxis).....	<b>54</b>
<b>Figure (III-9-1) :</b> Les lignes équipotentiellles dans la fondation du barrage munie d'un écran aval (d'après Plaxis).....	<b>55</b>
<b>Figure (III-10) :</b> Variation du débit relative en fonction de la largeur relative du barrage .....	<b>56</b>
<b>Figure (III-11) :</b> Comparaison des sous-pressions des cas étudiés.....	<b>58</b>
<b>Figure (III-12) :</b> variation du débit en en fonction du position de l'écran.....	<b>59</b>
<b>Figure (III-13) :</b> variation du pourcentage de la diminution de débit en fonction de la position de l'écran.....	<b>59</b>
<b>Figure (III-14) :</b> comparaison du gradient hydraulique entre l'écran et le tapi dans plusieurs positions.....	<b>60</b>
<b>Figure (III-15) :</b> Variation du gradient hydraulique en fonction du position (CFGB (1997)).....	<b>60</b>
<b>Figure (III-16) :</b> Amélioration du gradient hydraulique en fonction de l'écran .....	<b>61</b>

## **LISTE DES TABLEAUX**

### **CHAPITRE I**

#### **L'ÉCOULEMENT D'EAU DANS LE SOL**

<b>Tableau I.1</b> : Ordre de grandeur du coefficient de perméabilité des sols en cm/s (d'après COSTET et al. 1983) (CFGB (1997)). .....	<b>14</b>
<b>Tableau I.1</b> : Lignes d'écoulements remarquables pour un sol homogène et isotrope.....	<b>16</b>
<b>Tableau I.1</b> : Phénomènes analogiques.....	<b>18</b>

### **CHAPITRE II**

#### **PHÉNOMÈNE D'ÉROSION DANS LE SOL**

<b>Tableau (II-1)</b> : Caractéristiques d'état et interactions eau-sol pour les différents phénomènes (Bendahmane, 2005) NAMANE,A.Yasser.NOR,M .....	<b>29</b>
<b>Tableau (II-2)</b> : Valeurs du coefficient Ck, selon Lane (1935) cité par (CETMEF, 2014).....	<b>42</b>

### **CHAPITRE III**

#### **EXPERIMENTATION NUMÉRIQUE ET INTERPRÉTATION DES RESULTATS**

<b>Tableau (III-1)</b> : Comparaison entre les résultats de Plaxis et la formule proposée.....	<b>57</b>
--	-----------

# ***CHAPITRE I***

## ***ECOULEMENT D'EAU DANS LE SOL***

**CHAPITRE II**  
**PHENOMENE D'EROSION DANS LE SOL**

**CHAPITRE III**  
**EXPERIMENTATION NUMÉRIQUE ET**  
**INTERPRÉTATION DES RESULTATS**

## INTRODUCTION GENERALE

L'érosion d'un sol est un phénomène complexe représentant une source importante de problèmes lorsqu'on considère la sécurité des digues et des barrages. Ce phénomène qui se traduit par l'apparition des fuites très graves sous les ouvrages hydrauliques provoquant le renard hydraulique. L'érosion est donc l'une des causes majeures de leur rupture. La survenance de tels accidents peut engendrer des pertes matérielles et en vies humaines désastreuses. Elle est liée à la formation et au développement d'un tunnel continu entre l'amont et l'aval de l'ouvrage, le conduit de fuite s'agrandit par érosion (renard) jusqu'à provoquer l'effondrement de la structure.

Les fuites d'eau sont inévitables quel que soit l'emplacement d'un barrage. Elles ont lieu non pas à travers le corps de l'ouvrage, mais à travers les rives et les fondations. En raison de la forte poussée hydrostatique exercée par l'eau de la retenue sur le fond et les berges de l'ouvrage, un volume d'eau s'infiltré et s'évacue.

En effet, le volume moyen perdu annuellement a été évalué à 40 millions de m<sup>3</sup> d'eau (B.REMINI, 2005). Parmi les 52 grands barrages en exploitation en Algérie, le débit de fuite de certains dépassent largement la normale, tel que celui de Foug El Gherza situé à Biskra (TOUMI.A et REMINI.B, 2003 ; 2004), ou notamment celui de Hammam Grouz, dont le débit moyen de fuite d'eau à travers la rive droite avoisine les 50000 m<sup>3</sup>/jour (A.N.B, 2003), soit 10 fois celui de Foug El Gherza.

Ainsi, si l'on se réfère aux statistiques des accidents survenus aux barrages à travers le monde, le problème des infiltrations, renards et sous pressions a causé plus de 40% des accidents recensés (MESSAID.B, 2009).

Le choix de technique pour éviter le renard est peut être l'un des éléments les plus importants du processus de conception et de construction des barrages, car il peut influencer l'étude, le calcul et l'économie du barrage.

L'objectif du présent travail est d'effectuer des expérimentations numériques afin de donner un outil simple pour dimensionner l'écran d'étanchéité ou le tapis étanche dans un barrage en fixant le gradient hydraulique de sortie et permettre d'une manière efficace l'érosion dans la digue. Pour aboutir à ce but, on a adopté la méthodologie suivante :

À près une introduction générale, le premier chapitre a été consacré à l'écoulement d'eau dans le sol. Le second chapitre a été consacré à l'étude de l'érosion et les techniques d'étanchéité dans la fondation du barrage.

Le troisième chapitre qui représente la partie la plus importante du travail a été consacrée à l'écran d'étanchéité interne dans une fondation du barrage poids. L'expérimentation numérique a été réalisée à l'aide du Logiciel Plaxis sur un très grand nombre de barrages en changeant chaque fois l'un des caractéristiques de l'écran tels que sa longueur, son angle et sa position ainsi que l'épaisseur du milieu. Les résultats obtenus seront analysés et commentés.

Enfin, une conclusion générale clôture ce mémoire.

## I-1 Introduction

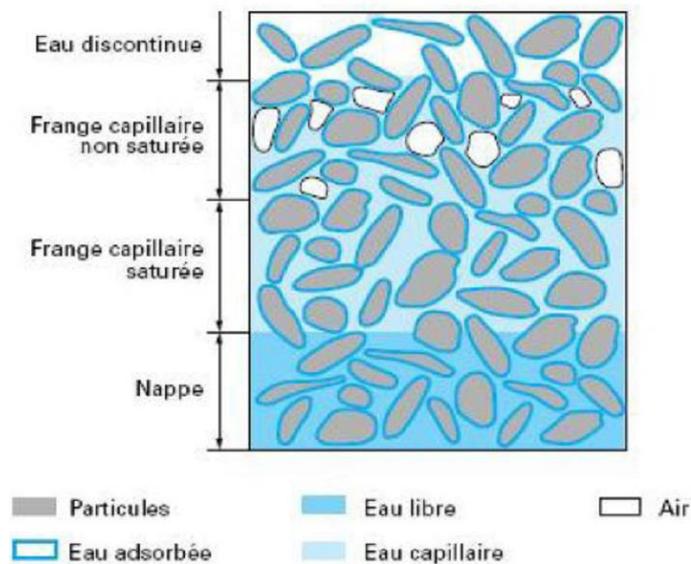
Généralement, un sol est un milieu complexe formé de sable, de limon, d'argile, d'oxydes colloïdaux et de matière organique.

La présence de l'eau dans le sol joue un rôle très important, on s'intéresse à l'eau libre qui peut circuler entre les grains, cette eau saturant un massif de terrain construit une nappe souterraine, le plus souvent à surface libre ou parfois localisée entre deux formations imperméables c'est la nappe captive.

Dans ce présent chapitre, nous rappelons un certain nombre de connaissances de base qui serviront de supports tant théorique que pratique. Nous aborderons successivement l'écoulement de l'eau dans le sol et l'action mécanique de l'eau sur le sol.

## I-2 Les différents types d'eau

L'eau a un effet considérable sur le comportement mécanique des sols et elle peut se trouver dans plusieurs états à l'intérieur d'un sol,[17] suivant l'intensité des forces liant ses molécules aux particules solides, et ces différents états de l'eau dans le sol et ses mouvements permettent de définir différents types (Figure I .1) :



**Figure (I-1) :** Différents états de l'eau dans le sol

### **I-2-a L'eau de constitution**

Elle entre dans la composition chimique des minéraux dont les particules de sol sont formées. En général, ce type d'eau influence peu le comportement du sol, sauf lorsqu'il est soumis à une température très élevée et a besoin d'une température de 550 °C pour être éliminée.

### **I-2-b L'eau en phase vapeur**

D'une manière générale un sol non saturé a l'atmosphère de ses pores saturés en vapeur sauf si une circulation importante d'air est possible.

### **I-2-c L'eau liée**

Elle est présente sur la surface des particules fines de sol, grâce aux propriétés colloïdales des particules argileuses, et a une viscosité élevée et ne transmet pas les pressions. Elle a besoin d'une température élevée de 200 °C pour être évacuée [17].

### **I-2-d L'eau libre**

Celle qui s'écoule librement, dans des macroporosités du sol sous l'effet des forces de pesanteur. Elle peut être éliminée par séchage à l'étuve à une température de 105 °C.

### **I-2-e L'eau capillaire ou de rétention**

Elle se rencontre dans les sols non saturés et qui se maintient au contact des particules solides sous l'action des tensions superficielles et prennent naissance à l'interface eau-air. Cette eau, remplit des pores capillaires, si petits qu'ils ont la taille d'un cheveu et malgré la pesanteur, ne peut s'écouler librement.

### **I-2-f L'eau hygroscopique**

C'est de l'eau adhérant fortement par adsorption à la surface des particules du sol, elle est maintenue à la surface des particules par des forces d'attraction moléculaire. Elle provient de l'humidité de l'atmosphère en contact avec les particules et forme autour d'elles une pellicule adhésive dont l'épaisseur varie suivant la nature et la surface spécifique du minéral d'une part, la tension de vapeur d'autre part.

## **I-3 Etude granulométrique du milieu poreux**

On définit la granulométrie comme étant l'ensemble des techniques de laboratoire, permettant de déterminer les caractéristiques physiques, pétrographiques et géométriques d'un milieu. Un milieu poreux est constitué d'un assemblage de particules solides ou grains. Leurs caractéristiques géométriques sont : le diamètre et la surface [15].

L'analyse granulométrique a pour but :

- La mesure des diamètres des grains par des diamètres granulométriques.
- Accéder aux caractéristiques des vides par celles des grains.
- Classer quantitativement les roches meubles.
- Calculer les paramètres granulométriques.

Les particules d'eau en écoulement dans un milieu poreux tel qu'un terrain granuleux naturel suivent des trajectoires tortueuses, elles sont déterminées par la grosseur, la forme et l'arrangement des grains minéraux qui doivent être considérées comme des grandeurs aléatoires.

L'analyse granulométrique d'un sol permet de définir une courbe granulométrique qui a deux caractéristiques : sa position dans le diagramme et sa pente.

#### **I-4 Notion de structure du sol**

La structure du sol est une caractéristique dynamique qui englobe tout ce qui est assemblage, arrangement et orientation des constituants élémentaires du sol et, peut beaucoup varier au cours du temps à cause des fluctuations des conditions naturelles, de l'activité biologique et des pratiques culturales [13].

#### **I-5 Définition et différents types de porosité**

L'un des paramètres les plus importants caractérisant le milieu poreux est la porosité notée  $\eta$  qui est la partie d'un volume apparent unitaire qui n'est pas occupé par la phase solide, c'est le rapport volumique des k [16].

##### **I-5-1 Porosité efficace $\eta_e$ coefficient de porosité**

Elle se rapporte à l'eau libérée par drainage gravitaire total d'une roche saturée. C'est le volume de l'eau gravitaire,  $V_e$  que l'échantillon peut contenir à l'état saturé, puis libéré sous l'effet d'égouttage complet, à son volume total  $V_t$ . Elle dépend essentiellement de l'arrangement de la surface spécifique des grains. Elle est donnée en pourcentage, par la formule :

$$\eta_e = \frac{V_e}{V_t} \quad (\text{I.1})$$

## I-6 Teneurs en eau

On peut définir deux teneurs en eau :  $\omega$  une teneur en eau pondérale  $w$ , rapport des masses de fluide et de solide :

$$w = \frac{M_{\text{fluide}}}{M_{\text{totale}}} \quad (\text{I.2})$$

Une teneur en eau volumique  $\theta$ , rapport des volumes de fluide et de solide :

$$\theta = \frac{V_{\text{fluide}}}{M_{\text{total}}} \quad (\text{I.3})$$

Dans notre étude, on s'intéressera surtout à la teneur en eau volumique  $\theta$ . Cette dernière n'est pas constante en zone non saturée [13], elle varie entre la teneur en eau dite résiduelle, en-deçà de laquelle il n'est pas possible d'aller, et la teneur en eau à saturation  $\theta_s$  qui est égale à la porosité  $n$  :

$$\theta_r \leq \theta \leq n \quad (\text{I.4})$$

La teneur en eau résiduelle est proche de la teneur en eau du point de flétrissement. La relation entre  $\theta$  et  $\omega$  :

$$\theta = \frac{\rho_d}{\rho_w} \omega \quad (\text{I.5})$$

## I-7 Généralités sur l'écoulement de l'eau dans le sol

### I-7-1 la charge hydraulique

La charge hydraulique d'un point,  $h$ , exprimée en mètre (m), représente l'énergie d'une particule d'eau de masse unitaire :

$$h = z + \frac{u}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g} \quad (\text{I.6})$$

Energie potentielle  $\rightarrow$   $z + \frac{u}{\gamma_w}$   $+$   $\frac{v^2}{2g}$   $\leftarrow$  Energie cinétique

Avec :

$z$  : altitude du point par rapport à un plan de référence

$u$  : pression interstitielle, pression de l'eau au point considéré (en prenant pour origine la pression atmosphérique)

$w$  : poids volumique de l'eau (10 kN/m<sup>3</sup>)

$v$  : vitesse de l'eau au point considéré

Dans les sols, les vitesses d'écoulement sont faibles permettent de négliger le terme inertiel :

$$H = z + \frac{u}{\gamma_w} \quad (I.7)$$

L'interaction de l'eau avec les grains du sol génère une dissipation d'énergie, il existe donc une perte de charge hydraulique le long d'une ligne de courant. Le paramètre fondamental est la variation de charge entre deux points pris dans le sens de l'écoulement M puis N figure (I-2). La variation de charge  $dh$  est négative :  $dh = h_N - h_M$ . La perte de charge est la quantité :

$$-dh = h_M - h_N \quad (I.8)$$

La pression interstitielle  $u$  se mesure via la hauteur d'eau dans un piézomètre, tube allant jusqu'au point M. Sans écoulement entre M et le point haut de l'eau dans le tube A, la charge hydraulique est la même en ces deux points :  $h_M = h_A$

Avec  $h_M = z_M + \frac{u_M}{\gamma_w}$  et  $h_A = z_A$

D'où  $u_M = \gamma_w (z_A - z_M)$  (I.9)

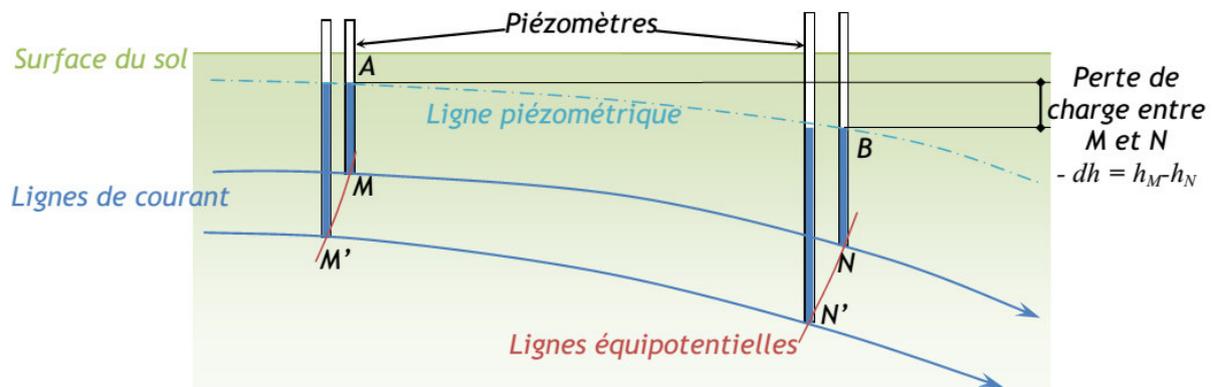


Figure (I-2) : Illustration de la mesure par piézomètre

La pression interstitielle est proportionnelle à la hauteur dans le piézomètre. Deux points ayant une même charge, et donc une même hauteur d'eau dans les tubes piézométriques, sont sur une ligne équipotentielle. La surface piézométrique est l'ensemble des points correspondants au niveau d'eau dans les piézomètres. Sa trace dans le plan est la ligne piézométrique [12].

### I-7-2 Hauteur piézométrique

La hauteur piézométrique est la distance  $h_p = z + \frac{U}{\gamma_w}$  rapportée au plan de référence, en d'autre terme  $h_p$  est la cote à laquelle remonterait l'eau dans un tube placé au point M [1].

**Remarque :**

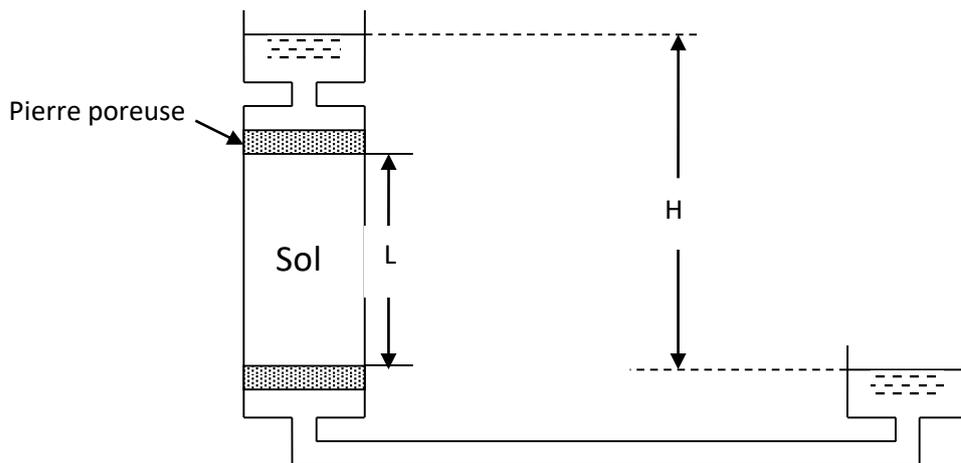
La vitesse de l'eau dans un sol atteint exceptionnellement 1m/s. Le terme  $V^2/2g$ , reste donc faible (inférieur à 5 cm) devant celui dû aux forces extérieures  $((V^2/\gamma_w) + Z)$  ; aussi est-il négligé des sols. L'expression de la charge hydraulique sera assimilée à la hauteur piézométrique.

**I-7-3 Gradient hydraulique**

Dans un écoulement uniforme et unidirectionnel, le gradient  $i$  est par définition le rapport de la différence de charge  $H$  à la longueur  $L$  du trajet de l'eau dans le sol Figure (I-3).

$$i = \frac{H}{L} \tag{I.10}$$

Dans un écoulement quelconque [5], le gradient hydraulique en  $M$  est le vecteur  $\vec{i}$  de composante  $-\frac{\partial H}{\partial x}$ ,  $-\frac{\partial H}{\partial y}$ ,  $-\frac{\partial H}{\partial z}$  (où  $H$  est la charge en  $M$ )



**Figure (I-3) :** Echantillon de sol soumis à un gradient hydraulique.

**I-8-Loi de Darcy**

Basée sur la théorie des écoulements de filtration d'HENRI DARCY(1856)(Schnebelli, 1987) a établi une expérience très simple, il a étudié l'écoulement de l'eau à travers un échantillon de sable dont les extrémités sont reliées à deux réservoirs l'un relevé par rapport à l'autre, et le niveau d'eau restait constant dans les deux réservoirs. L'eau s'écoule du réservoir haut vers le réservoir bas à travers la colonne poreuse, l'eau remonte dans les tubes manométriques à des niveaux décroissants dans le sens d'écoulement. Ces niveaux s'alignent dans une droite. Ceci est dû à ce que la circulation dans le sol s'effectue en régime laminaire (P.HABIB, 1997),[4].

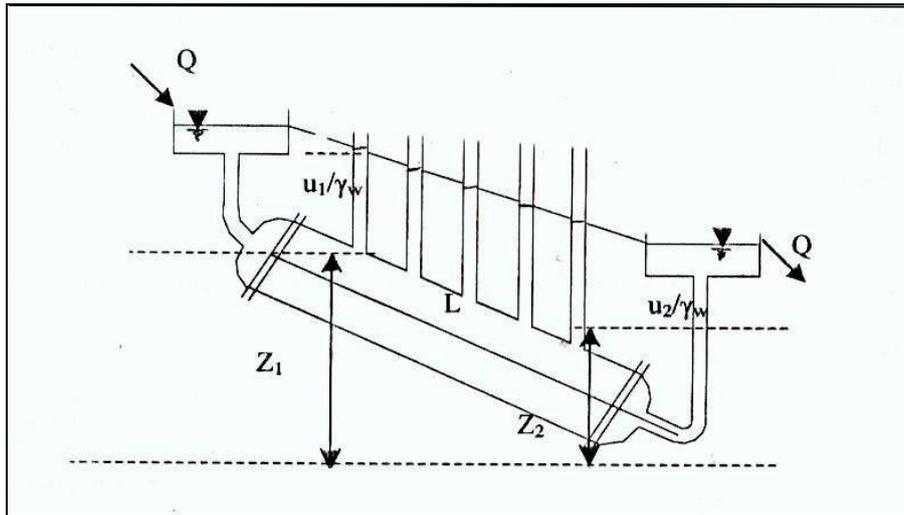


Figure (I-4) : Ecoulement linéaire.

D'après l'équation de **BERNOULLI** l'énergie totale dans un point s'écrit sous la forme :

$$H=Z+U/Y_w+V^2/2g \quad (I.11)$$

Avec :

$Z + U / Y_w$  : L'énergie potentielle.

$U$  : pression de l'eau.

$Z$  : la côte du point considéré.

$V^2/2g$  : l'énergie cinétique.

$V$  : la vitesse d'écoulement.

$g$  : accélération de la pesanteur.

Si on considère que la vitesse d'écoulement est relativement faible, le terme  $V^2/2g \approx 0$ , donc les charges totales dans les extrémités de la colonne du sable sont :

$$H_1=Z_1+U_1/Y_w \quad (I.12)$$

$$H_2=Z_2+U_2/Y_w \quad (I.13)$$

L'expérience montre que le débit d'écoulement est proportionnel à la pente de la droite des niveaux décroissants.

$$Q=a (H_1-H_2)/L=a \Delta H/L \quad (I.14)$$

Ainsi que :  $Q = b S$  avec  $S$  : la surface de la section du paramètre.

Donc on peut écrire que :

$$Q/S = -K(H_1 - H_2) / L = -K \Delta H / L \quad (I.15)$$

$$I = \Delta H / L \quad (I.16)$$

Avec :

$I$  : le gradient hydraulique.

$L$  : longueur de l'échantillon.

$K$  : coefficient de perméabilité relative.

$Q$  : débit filtrant.

D'après la relation précédente on peut retirer :

$$Q = -KS \Delta H / L = VS \quad (I.17)$$

Avec  $V = -K \Delta H / L \quad (I.18)$

Donc  $V = -KI \quad (I.19)$

C'est la loi de DARCY.

Le signe moins exprime le fait que l'écoulement se dirige dans le sens de la charge décroissante.

La loi de DARCY montre la relation entre le décroissement de la charge hydraulique ou perte de charge et la vitesse de filtration d'un fluide au cours de son mouvement de percolation.

La loi de DARCY est une loi de perte de charge ; distinction est faite entre le gradient de charge qui est l'élément moteur de l'écoulement, et le gradient de pression.

### I-8-1 Limite de validité de la loi de Darcy

La validité de l'équation de Darcy n'est pas universelle pour toutes les conditions d'écoulement liquide dans les milieux poreux.

Schneebeli (1956) a montré que la relation entre le débit et le gradient hydraulique n'est plus linéaire. Aux grandes vitesses d'écoulement, on constate une déviation par rapport à la loi de Darcy, le débit croît moins rapidement lorsque on augmente la perte de charge à des valeurs relativement élevées, cette déviation se manifeste d'autant plus vite que la granulométrie du sol devient plus grossière [18].

On peut aussi observer des phénomènes qui s'écartent de la loi de Darcy à d'autre extrémité de la gamme de vitesse d'écoulement notamment aux faibles gradients et dans les petits pores (sols très peu perméables, argiles), Harr (1962) a suggéré dans ce cas l'existence d'un gradient initial en deçà duquel il y'a pas d'écoulement.

La loi de Darcy n'est valable que dans les conditions suivantes :

- milieu homogène isotrope,
- écoulement en régime laminaire,
- écoulement permanent.

Le nombre de Reynolds en milieu poreux est défini par :

$$Re = \frac{\vartheta d_{10}}{\nu} \quad (I.20)$$

Avec :

$d_{10}$  : diamètre efficace des grains.

$\nu$  : viscosité cinématique de l'eau.

De nombreuses études ont montré que cette loi est applicable tant que le nombre de Reynolds (Re) ne dépasse pas une certaine limite (entre 1 et 10) où la vitesse d'écoulement influe directement sur ce nombre.

## I-8-2 Généralisation de la loi de DARCY

L'écoulement uniforme à travers un milieu dans un perméamètre est caractérisé par un débit spécifique où la vitesse de filtration est donnée par la relation suivante :

$$V = -KI \quad (I.21)$$

Si le milieu est caractérisé par sa perméabilité unique dans toutes les directions donc on peut écrire la relation vectorielle suivante :

$$V = -K \overrightarrow{\text{grad}H} \quad (I.22)$$

Pour les écoulements permanent, H ne dépend que des variables spatiales (x, y, z) soit :

$$H = H(x, y, z).$$

Donc la mise en équation d'un écoulement de DARCY permanent revient à chercher les équations auxquelles doit satisfaire cette fonction dans le domaine d'écoulement ainsi que sur ses limites [4].

## I-9 La perméabilité

Propriété d'un corps, d'un milieu solide - notamment un sol, une roche - à se laisser pénétrer et traverser par un fluide, notamment l'eau, sous l'effet d'un gradient de potentiel. Selon Margate J. 1999, la perméabilité est synonyme de coefficient de perméabilité (de Darcy, relativement à l'eau) : constante de proportionnalité K liant la vitesse de filtration au gradient de charge hydraulique dans la loi de Darcy. Elle reçoit des qualificatifs relatifs à son ordre de grandeur (perméabilité élevée, faible), aux rapports entre la structure du milieu (anisotropie) et

la direction moyenne du flux (perméabilité directionnelle, horizontale, verticale,...), ou encore à l'état de saturation du milieu (perméabilité relative d'un milieu non saturé). Dans le cas des sols non saturés, la conductivité hydraulique est une variable clef dans beaucoup de problèmes géotechniques et géo-environnemental. Ceux-ci incluent des structures de gestion des déchets, des barrières argileuses pour dans les zones de contamination, la stabilité des routes et des remblais de chemin de fer, et des barrages en terre [13].

k(m/s)	10 <sup>-1</sup>	10 <sup>-2</sup>	10 <sup>-3</sup>	10 <sup>-4</sup>	10 <sup>-5</sup>	10 <sup>-6</sup>	10 <sup>-7</sup>	10 <sup>-8</sup>	10 <sup>-9</sup>	10 <sup>-10</sup>	10 <sup>-11</sup>	10 <sup>-12</sup>
<b>Drainage</b>	<b>Bon</b>				<b>Mauvais</b>			<b>Pratiquement imperméable</b>				
<b>Types de sol</b>	Graviers grossiers	Sables purs Sables et graviers propres			Sables très fins – silts mélanges sable/silt/argile			Sols "imperméables" Argiles homogènes non altérés				
<b>Mesure de k</b>	Essais de pompage en place					Infiltromètre de surface						
	Perméamètre à charge constante					Perméamètre à charge variable						
<b>Détermination indirecte de k</b>	Estimation à partir des courbes granulométriques					Calcul à partir des essais de consolidation						

**Figure (I-5) :** Vue générale sur différents types de sols, les valeurs de coefficient de perméabilité et les méthodes de mesures adaptées

### I-9-1 Types de perméabilités

- Perméabilité géométrique ou intrinsèque
- Perméabilité effective [13]
- Perméabilité relative
- Perméabilité équivalente
- Perméabilité apparentes ou absolue

### I-9-2 Mesure au laboratoire du coefficient de perméabilité

Le coefficient de perméabilité d'un sol est une caractéristique intrinsèque au sol et qui dépend [3] :

- de la granulométrie du sol et de sa nature
- de sa structure

- ✓ Plus un sol est fin, plus les pores sont petits, et plus les frottements et donc les pertes de charges sont importants, donc plus le coefficient de perméabilité sera petit. On dit parfois par simplification que les argiles sont imperméables, en fait elles ont une perméabilité très faible.
- ✓ Plus un sol est dans un état de compacité élevé, plus la porosité est faible et l'espace dans lequel l'eau peut circuler réduit, donc moins le sol sera perméable.

Deux méthodes qui sont des applications directes de la loi de DARCY sont utilisées en laboratoire :

- 1- Mesure sous charge constante pour les sols très perméables.
- 2- Mesure sous charge variable pour les sols peu perméables.

gravier.....	$10^{-1} > k < 10^{-2}$
sable.....	$10^{-3} > k > 10^{-1}$
limon et sable argileux.....	$10^{-7} > k > 10^{-3}$
argile.....	$10^{-11} > k > 10^{-7}$
Roches apparemment non fissurées.....	$10^{-10} > k > 10^{-8}$

**Tableau (I-1) :** Ordre de grandeur du coefficient de perméabilité des sols en cm/s (d'après COSTET et al. 1983)

### I-10 L'équation de LAPLACE

Le calcul d'un écoulement de filtration comportera initialement la recherche du champ de la charge hydraulique des écoulements en régime permanent dans un milieu poreux homogène.

Pour cela, on est obligé de déterminer les équations régissant la fonction H (x, y, z) dans le domaine d'écoulement d'une part et sur ses limites d'une autre part.

#### I-10- a Milieu isotrope

La loi de DARCY dans ce cas est comme suit :

$$\vec{V} = -K \text{grad} H \quad (I.23)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} U = -K \partial H / \partial x \\ V = -K \partial H / \partial y \\ W = -K \partial H / \partial z \end{array} \right. \quad (I.24)$$

A ces équations s'ajoute l'équation de continuité, considérons que le liquide et le milieu poreux sont incompressibles [4].

$$\Delta H = (\partial^2 H / \partial x^2) + (\partial^2 H / \partial y^2) = 0 \quad (I.25)$$

Remarquant que la perméabilité  $K$  n'apparaît pas dans l'équation de Laplace, la charge hydraulique n'en dépend pas dans le cas d'un terrain isotrope, elle dépend seulement de la forme géométrique du domaine de l'écoulement et des conditions aux limites.

### I-10-b Milieu anisotrope

Le coefficient de perméabilité diffère d'une direction à une autre ( $K_x \neq K_y \neq K_z$ ).

La loi de DARCY peut s'écrire :

$$\left\{ \begin{array}{l} U = -K_x \partial H / \partial x. \\ V = -K_y \partial H / \partial y. \\ W = -K_z \partial H / \partial z. \end{array} \right. \quad (I.26)$$

$$\Delta H = (\partial^2 H / \partial \xi^2) + (\partial^2 H / \partial \eta^2) + (\partial^2 H / \partial \theta^2) = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \xi = \sqrt{K / K_x} x \\ \eta = \sqrt{K / K_y} y \\ \theta = \sqrt{K / K_z} z \end{array} \right. \quad (I.27)$$

$K$  : coefficient de perméabilité relative.

### I-11 Conditions aux limites des écoulements souterrains

La résolution de l'équation de Laplace  $\Delta H=0$  concernant le cas d'écoulement dans un domaine bien défini, nous oblige à connaître certaines conditions aux limites appartenant aux catégories suivantes [2]:

#### I-11-1 Condition de Dirichlet

On connaît le potentiel  $\Phi$  sur une des limites du domaine :  $\Phi = \text{cste}$ .

#### I-11-2 Condition de Neumann

On connaît le gradient du potentiel  $d\Phi/dn$  dans une direction donnée "n" sur une des limites du domaine.

$$\partial\Phi/\partial n=0$$

### I-11-3 Condition mixte (Fourrier)

Cette condition est définie comme étant  $\alpha h + \beta \partial h / \partial n = \text{constante}$ .

Les conditions aux limites sont constituées par certaines lignes remarquables de l'écoulement, qui caractérisent du point de vue de l'hydraulique les interfaces entre matériaux (tableau I.2) (M.Prat et Ph.Mestat, 1999).\*

Lignes remarquables	Définition	Applications pratiques
Ligne équipotentielle	$h = \text{constante}$ condition de Dirichlet	Frontière d'un matériau avec une masse d'eau (barrage, rivière, lac)
Ligne de courant	$\partial h / \partial n = 0$ (condition de Neumann)	Frontière d'un sol avec un sol très peu perméable ou avec un matériau pratiquement imperméable (béton, acier, etc.)
Surface d'un liquide au repos	$U = 0$ et $h = 0$	Les lignes de courant sont orthogonales à toute frontière liquide
Surface libre	$U = 0$ ou $h = z$ , et $\partial h / \partial n = 0$	La position de la surface libre n'est en général pas connue a priori et résulte d'un calcul.
Ligne de suintement	$U = 0$ ou $h = z$ , et $\partial h / \partial n = 0$	la surface traversée par l'eau (avec une vitesse dirigée vers l'extérieur) est appelée surface de suintement lorsqu'elle n'est pas horizontale.
Ligne imperméable	$\partial h / \partial n = 0$	Il n'y a pas d'écoulement au travers, c'est donc toujours une ligne de courant.

**Tableau (I-2):** Lignes d'écoulements remarquables pour un sol homogène et isotrope.

Ces conditions peuvent être schématisées sur l'exemple suivant (figure I-6):

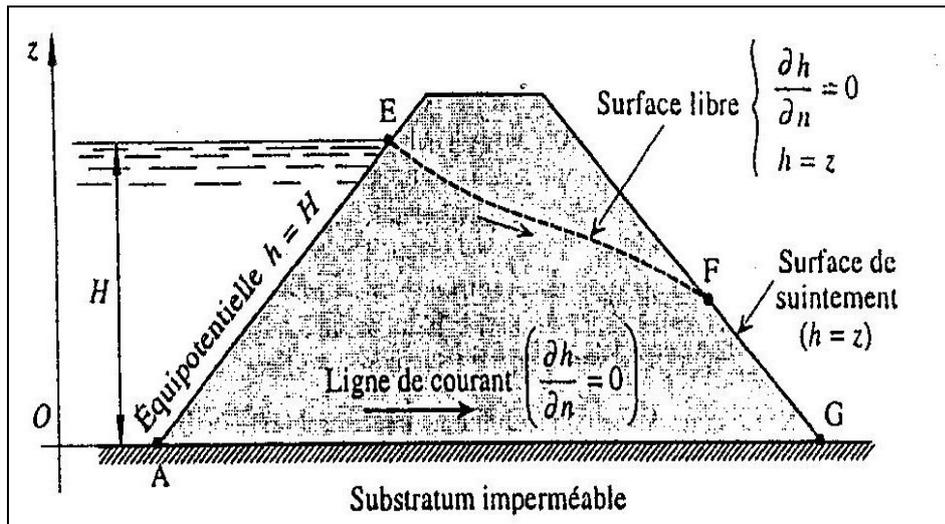


Figure (I-6) : Ecoulement dans un barrage en terre et conditions aux limites

## I-12 Méthode de résolution de ces équations

On peut alors utiliser diverses méthodes pour calculer les écoulements et les pressions

Interstitielles [3],[5]:

- ✓ la méthode graphique
- ✓ la méthode analytique
- ✓ la méthode de similitude
- ✓ la méthode numérique

Nous nous contentons ici de rappeler brièvement le principe de ces différentes méthodes.

### I-12-1 Méthodes analytiques

Elles ont pour but de donner une solution du problème sous forme littérale, avant la mise en chiffre, ce qui suppose que l'on sache intégrer analytiquement l'équation différentielle de l'écoulement. Ceci est souvent impossible dès lors que les conditions aux limites sont compliquées [4].

### I-12-2 Modèles analogiques

Ces modèles reposent sur le fait que les équations qui décrivent les différents phénomènes physiques ont des formes identiques à celles qui décrivent les écoulements souterrains [5].

Une telle similitude formelle des équations fondamentales qui régissent deux phénomènes différents constitue une analogie, analogie électrique et thermique et l'analogie visqueuse (ou modèle de Hele Shaw) (Benmebarek N, 2003).

#### I-12-2-a Analogie électrique et thermique

L'étude du phénomène d'analogie se ramène directement à l'étude du phénomène réel par des rapports sans dimensions. Le Tableau (I-3) représente quelques phénomènes analogues.

Cette analogie entre le domaine hydraulique et les autres domaines (électrique, et thermique) est basée essentiellement sur la similitude entre les équations qui régissent les trois domaines différents. Selon le Tableau I.1 d'analogie on pourra donc étudier un écoulement souterrain à l'aide d'un modèle électrique, par l'utilisation des rapports sans dimensions par transformer les grandeurs hydrauliques.

Écoulement souterrain	Conduction électrique	Conduction thermique
Le vecteur vitesse $v = -K \text{ grad } H$	Le vecteur courant $i = -\gamma \text{ grad } U$	Le vecteur température $\vec{q} = -\lambda \text{ grad } T$
Loi de DARCY	Loi d'OHM	Loi de FOURRIER
H : la charge hydraulique	U: voltage (tension électrique)	T : température
K : la perméabilité	$\gamma$ : conductivité spécifique	$\lambda$ : conductivité thermique
H=C <sup>te</sup> surface équipotentielle	$\gamma = C^{\text{te}}$ surface équipotentielle	T= C <sup>te</sup> surface isotherme
$\partial H / \partial n = 0$ limite imperméable	$\partial U / \partial n = 0$ limite isolante	$\partial T / \partial n = 0$ limite isolante

**Tableau (I-3) :** Phénomènes analogiques.

### I-12-2-b Analogie visqueuse (ou modèle de Hele Shaw)

Cette technique, applicable aux écoulements plans est basée sur la similitude des équations de l'écoulement en milieux poreux avec celle de l'écoulement d'un liquide entre deux plaques très rapprochées. Cette technique de mise en œuvre délicate n'est employée en fait que pour simuler les écoulements transitoires à surface libre pour lesquels elle s'applique également [5].

### I-12-3 Méthode graphique

On l'appelle aussi méthode des petits carreaux. On trace le réseau orthogonal des lignes de courant et des lignes équipotentielle compatibles avec les conditions aux limites de l'écoulement. La méthode graphique nécessite une expérience de la part de l'utilisateur et des approximations successives du tracé de réseau [2]- [5].

Les résultats obtenus par cette méthode donnent un ordre de grandeur des valeurs recherchées, et permettent ainsi de contrôler les résultats d'autres méthodes.

Le procédé est simple et constitué des étapes suivantes :

- Définir les conditions aux limites concernant l'écoulement, c'est-à-dire les lignes de courant et les équipotentiels.
- Tracer quelques lignes de courant en essayant de satisfaire les conditions aux limites. Le tracé est à refaire jusqu'à la satisfaction de ces conditions. Il est commode que les lignes tracées soient équidistantes.
- Tracer des lignes équipotentiels de telle façon qu'elles soient perpendiculaires aux lignes de courant et qu'elles vérifient les conditions aux limites. Les lignes sont choisies équidistantes et ayant un pas identique à celui des lignes de courant.

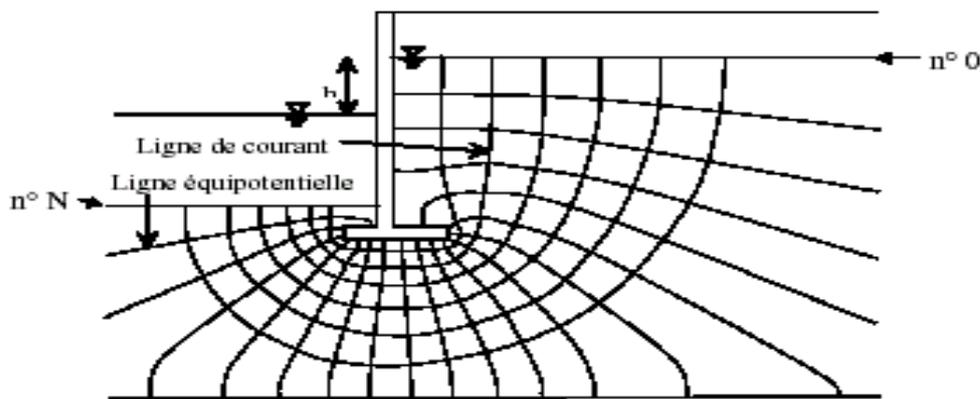


Figure (I-7) : Exemple de réseau d'écoulement

#### I-12-4 Méthode numérique

Il s'agit des méthodes classiques des différences finies et surtout des éléments finis. Les éléments finis fournissent un outil pour résoudre des problèmes d'écoulement avec ou sans surface libre mettant en jeu des perméabilités isotropes ou anisotropes. Elles sont particulièrement utiles pour évaluer l'effet de drains et analyser des murs avec une géométrie compliquée de la fondation et du remblai.

Ces méthodes très puissantes nécessitent comme toujours des précautions d'emploi : la modélisation du problème, le choix des paramètres d'entrée, la validation nécessaire du programme informatique, l'examen critique des résultats obtenus.

#### I-13 Conclusion

Nous avons vu au cours de ce présent chapitre que le comportement hydraulique d'un sol est défini par la détermination des lois d'évolution des paramètres tels que la perméabilité et le gradient hydraulique, qui peuvent dépendre à la fois de la pression, de la température et de la géométrie des pores.

Le problème d'écoulement en milieux poreux est un problème très complexe, mais à travers de longues études faites dans ce domaine a pu être exprimé par les lois physiques comme la loi de Darcy et ces écoulements sont régis par l'équation de Laplace.

Le but visé de ce chapitre a été de présenter les différents paramètres fondamentaux d'un milieu poreux auxquels nous ferons appel dans la suite de notre étude.

### II-1 Introduction :

L'érosion interne est un mécanisme majeur des instabilités constatées sur les ouvrages en terre de retenue d'eau. Ce mécanisme comporte deux processus principaux : l'arrachement des particules et leur déplacement. Son développement progressif dans le temps et dans l'espace, sa non-homogénéité due à l'hétérogénéité des sols naturels rend ce phénomène complexe et difficile mettre en Evidence et interpréter (Monnet, 1 998 et Skempton et Brogan, 1994). Le processus d'arrachement des particules se manifeste au niveau de la structure sous la forme d'érosion régressive, de débouillage ou de bouillonnement. Le phénomène de transport agit lui par développement du phénomène de renard ou de suffusion. Le renard représente la formation d'un cheminement préférentiel d'écoulement, le long duquel sont groupés un certain nombre de points faibles, des courants de filtration commencent se concentrer. Des particules sont expulsées du milieu, et le volume solide total du milieu décroît. Ce phénomène évolue très rapidement jusqu'à la formation d'un conduit continu. L'action de suffusion commence par le déplacement de particules fines l'intérieur de la matrice granulaire. Dans cette situation, certaines particules en mouvement peuvent être piégées après une certaine distance dans les vides formés par un squelette de particules plus grossières ; ce qui se conduit une diminution de la porosité et implicitement de la perméabilité du milieu dans la zone de blocage et une augmentation de ces mêmes paramètres dans la zone d'entraînement (Barakat 1 991). Des Etudes ont montré que la suffusion peut être un mécanisme d'effondrement des sols à condition qu'ils possèdent une structure apte cet effet (Ayadat et al. 1 998). L'érosion interne englobe ces différents types d'actions qui peuvent avoir lieu au même endroit et en même temps, ce qui rend leur distinction difficile.

### II-2 Pathologies des ouvrages de retenue en terre

Une des principales causes de rupture des ouvrages hydrauliques en terre est l'érosion interne (à l'intérieur d'un ouvrage lui-même ou dans la fondation de l'ouvrage) et l'érosion externe ou de surface. Selon Fry (2012), La majorité des ouvrages hydrauliques est âgée de plus d'un siècle et nombre de barrages sont âgés de plus d'un demi-siècle. Ils ont été construits avec les matériaux naturels du site de construction. Ce sont des ouvrages soit homogènes, soit ayant un noyau central étanche. Ces ouvrages sont des ouvrages de génie-civil qui ont pour objet de retenir de l'eau, de stocker ou de transporter de l'eau, de lutter contre les inondations [6]. Il a constaté plusieurs ruptures d'ouvrages hydrauliques causées par l'érosion qui ont provoqué beaucoup de dégâts humains et matériels telles que : la rupture du barrage de Teton (1976) et la brèche du Virdourle (2002) - cités par Mercier (2013), la surverse des

## Phénomène d'érosion dans le sol

digues causée par la tempête Katrina en septembre 2005, la surverse et destruction de dizaine kilomètres de digue à Hai Phong et Nam Dinh au Viet Nam en 2005 causées par la tempête Damrey.

A côté des raisons extérieures telles que les tempêtes ou les tremblements de terre, il y a des raisons dans l'ouvrage lui-même qui diminuent la résistance mécanique des matériaux telles que: l'absence de déversoir pour laisser passer l'eau des crues, l'absence de noyau étanche qui conduit à une destruction rapide de l'ouvrage, des défauts de construction qui conduisent à une hétérogénéité du matériau d'ouvrage, un mauvais compactage dans les zones adjacentes (entre l'ouvrage et la fondation, entre le matériau d'ouvrage et les structures dures à l'intérieur,...), l'absence ou l'inadéquation du filtre, l'utilisation de matériaux dispersifs (argiles, limons, sables). Ils sont l'une des origines du phénomène d'érosion. Par ailleurs, l'érosion peut être engendrée par l'augmentation de la perméabilité locale de la structure qui est due aux problèmes tels que: une étanchéité inadéquate (mauvais choix des matériaux ou mauvaise liaison avec les contours), une étanchéité endommagée (tassement différentiel, fracturation hydraulique), l'existence d'un chemin privilégié pour l'écoulement de l'eau (fissures préexistantes, défauts géologiques). L'objectif d'un ouvrage hydraulique est de répondre à deux fonctions principales l'imperméabilité de la structure et la résistance mécanique (la stabilité). Donc, les deux conditions qui assurent le bon fonctionnement d'un ouvrage hydraulique sont interdépendantes. C'est pour cela que, si l'étanchéité de l'ouvrage est perdue, implicitement la résistance mécanique est aussi affectée puisque l'augmentation de la perméabilité locale conduit à la dégradation de la structure. Une étude statistique réalisée par Royet (2005) sur les barrages et les digues en terre en France a montré que les causes principales de la rupture des ouvrages hydraulique sont le mauvais compactage, l'hétérogénéité du sol et le gradient hydraulique. D'autre part, selon l'Association of State Dam Safety Officials (ASDSO, 2009), il y a 30% de ruptures causées par l'érosion interne (piping), 34% causées par l'érosion externe (overtopping).

### II-3 Typologie de l'érosion

L'érosion des sols peut se déclencher et se développer de différentes manières, donc une étude plus détaillée et précise des phénomènes d'érosion qui conduisent à la rupture d'ouvrages en terre soumis à une charge hydraulique est nécessaire. A présent, on peut seulement classer l'érosion en deux types principaux : l'érosion interne et l'érosion externe [6].

## Phénomène d'érosion dans le sol



Erosion externe (ASDSO, 2009)

Erosion interne, Barrage Loveton-1989(ASDSO, 2009)

**Figure (II-1):** Photo des phénomènes d'érosion interne et externe

### II-3-1 L'érosion externe

Est engendrée par des circulations d'eau, même peu importantes, sur la crête des ouvrages. Ceci arrive lorsque la transparence de l'ouvrage est insuffisante pour évacuer l'eau de l'inondation, provoquant alors une surverse. Lors la surverse au-dessus de la couche de la chaussée l'eau coule jusqu'au talus aval où l'écoulement devient torrentiel et possède un grand pouvoir érosif. Les vitesses d'écoulement sont supérieures aux limites d'arrachement. Le mécanisme d'érosion s'amorce à partir du bord aval de la crête et progresse jusqu'à ce qu'une brèche soit ouverte [8]. Le phénomène peut durer quelques minutes à quelques heures selon la taille des matériaux, leur cohésion, le revêtement de la crête, la hauteur de l'eau qui s'écoule au-dessus de l'ouvrage (Figure 3.1 a). L'endommagement du pied de talus ou raidissement de la pente du talus aval, conduit donc à la destruction partielle du remblai ou destruction totale du remblai (formation d'une brèche).

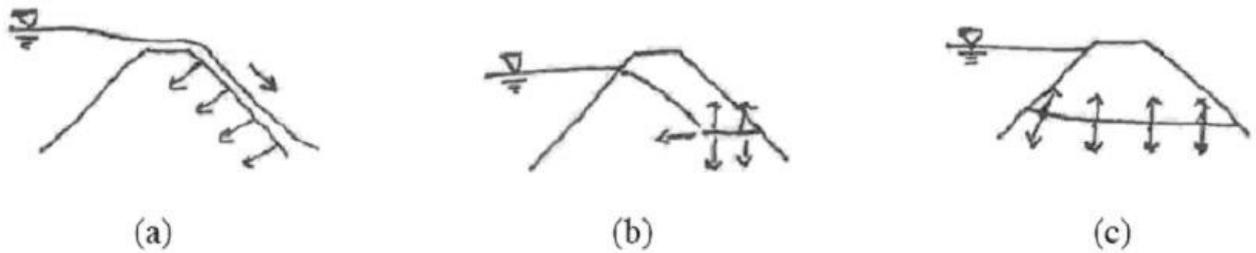
### II-3-2 L'érosion interne

Les mécanismes responsables de l'érosion interne sont complexes et dépendent de plusieurs paramètres [10] qui peuvent être couplés. D'une manière générale : la thermologie employée pour l'érosion interne est variable et dépend des disciplines des chercheurs ; ce qui est caractéristique d'un domaine scientifique interdisciplinaire.

Selon le comité français des grands barrages (Fry et al ; 1997) et selon Lautrin (2002), l'érosion interne ne se développe que si deux conditions sont réunies : l'arrachement des particules et leur transport. L'expérience de terrain de Fry et al (1997) permet aux auteurs de distinguer six phénomènes d'arrachement (entraînement, érosion régressive, débouillage, boullance, dissolution et défloculation) et deux phénomènes de transport (suffusion et renard).

Néanmoins d'autres phénomènes d'érosion ont été recensés (exsolution et auto-filtration) par Lafleur(1989), Tomlinson et Vaid(2000) et Garner et Sobkowicz (2002).

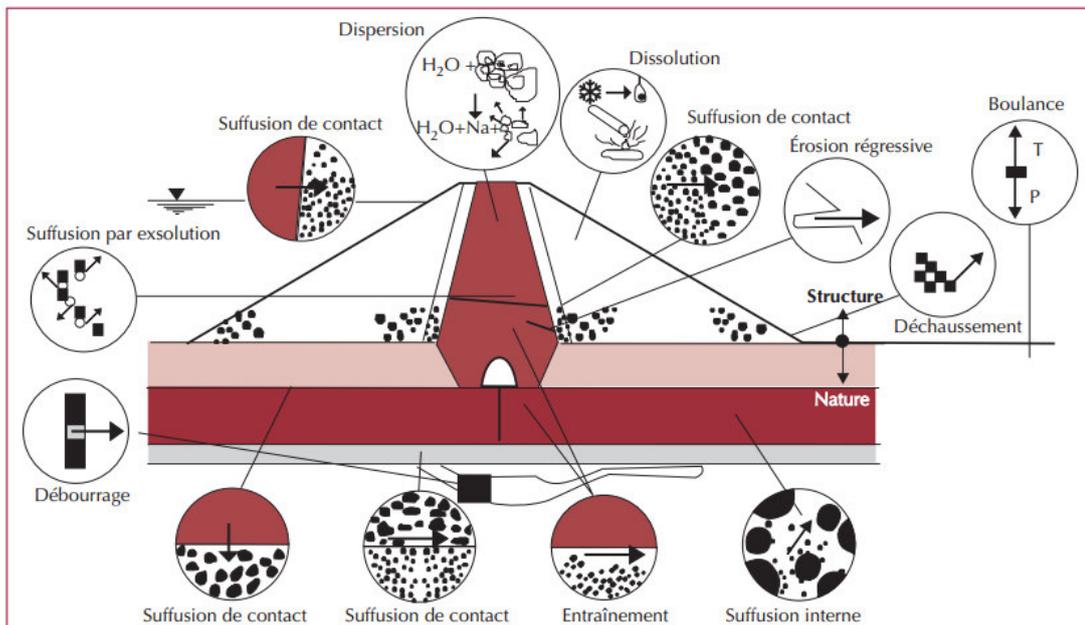
## Phénomène d'érosion dans le sol



**Figure (II-2) :** Exemple de situation d'érosion d'ouvrages hydrauliques :  
a) érosion externe, b) initiation d'érosion interne, c) évolution d'érosion interne.

### II-4 Classification de l'érosion interne

L'érosion interne se produit et se développe si elle combine deux conditions nécessaires : l'arrachement des particules et leur transport par l'eau en mouvement. Selon Blais (2005), il y a huit phénomènes qui peuvent être initiateurs de l'érosion interne et qui se développent selon deux types de mécanismes différents [9].



**Figure (II-3) :** Schéma représentatif des divers phénomènes initiateur de l'érosion interne dans un barrage adapté par (Schuler, et al, 1996)

### II-4-1 Les phénomènes d'arrachements

#### II-4-1-1 La boullance

Dans un écoulement la composante verticale ascendante de la force d'écoulement génère un gradient hydraulique  $i$  vertical ascendant [12]. Cette composante verticale de la force d'écoulement s'oppose directement à la pesanteur (figure II-4) ; avec  $i$  suffisamment élevé, les grains sont entraînés par l'eau : c'est le phénomène de boullance.

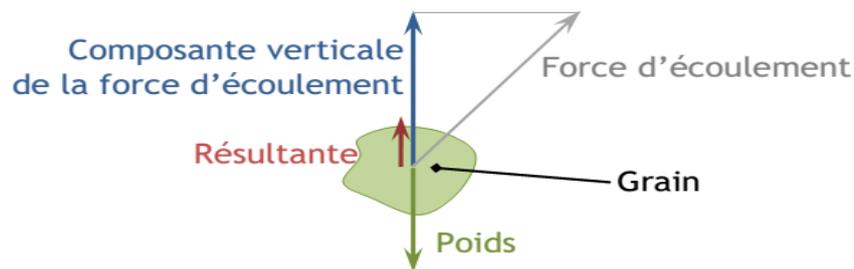


Figure (II-4) : les forces mises en jeu lors de la boullance

On définit un gradient hydraulique critique,  $i_c$ , pour lequel la résultante des forces est nulle et donc les grains du sol à la limite d'être entraînés :

$$I_{\text{Critique}} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \quad (\text{II-1})$$

Il est nécessaire de vérifier que les gradients hydrauliques ascendants sont inférieurs au gradient critique lors de construction de barrage ou digue en terre, mais aussi lors de fouille dans un sol ou de construction sur un sol où ce phénomène est possible.

#### II-4-1-2 Entraînement

Est le détachement des particules des parois d'une conduite ; d'un canal ou d'une rivière à partir d'une certaine valeur du cisaillement engendré par l'écoulement.

L'entraînement est un phénomène [11] qui commande la vitesse de développement des renards (le débit solide évacué étant fonction du rapport entre la contrainte de cisaillement réelle et la contrainte de cisaillement critique). Le considérer comme un critère d'initiation de l'érosion interne revient à admettre l'existence avant érosion d'un chemin de fuite préférentiel dans le sol.

## Phénomène d'érosion dans le sol

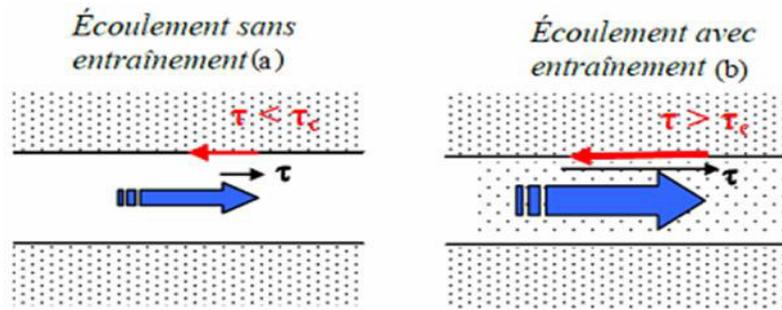


Figure (II-5) : phénomène d'entraînement de sol (Pham 2008)

### II-4-1-3 Dissolution

Ce phénomène correspond à la transformation d'un état solide en un état liquide d'une partie des constituants du sol sous une action thermique ou chimique [8]. Par exemple, dans les barrages situés en altitude, il existe souvent des dépôts de glace dont la fonte provoque l'augmentation des vides et le déclenchement du phénomène de renard (Garner et Sobkowicz, 2002).

### II-4-1-4 Le déboufrage

Les débouffrages correspondent à l'entraînement gravitaire ou à l'arrachement brutal d'un volume de sol. Il s'agit de déséquilibre d'un volume de sol sous l'action de la poussée de l'eau que la résistance au cisaillement autour du volume ne parvient plus à compenser. Il se produit lorsqu'une fissure rocheuse ou un conduit karstique est rempli de matériaux argileux et que la force causée par l'eau provoque le déplacement d'ensemble du matériau vers l'aval [6]. Il en résulte que ce phénomène conduit à une cavité ou un élargissement du conduit et l'eau s'écoule librement (Figure II-6).

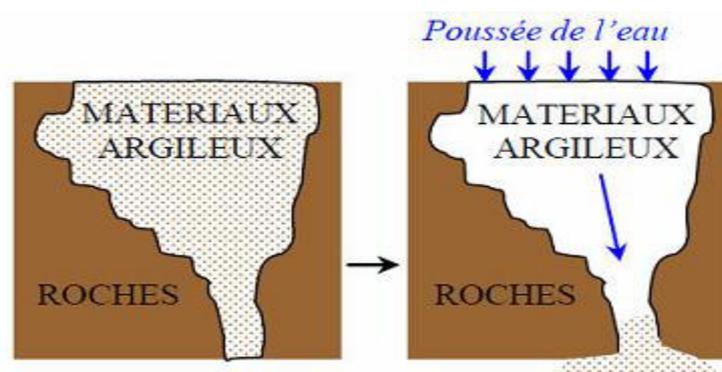


Figure (II-6) : phénomène de déboufrage (Pham2008)

### II-4-1-5 L'érosion régressive

L'érosion régressive concerne tout phénomène d'érosion qui se produit en un point aval et se poursuit en progressant vers l'amont. Il convient de distinguer deux types d'érosion régressive:

- Le déchaussement : Ce type d'érosion concerne les remblais. En pied de pente, les forces liées à l'écoulement résurgent provoquent la déstabilisation des matériaux qui forment le squelette du sol. Ces matériaux sont progressivement évacués par l'écoulement [8], ce qui déstabilise le remblai, dont le glissement fournit de nouveaux matériaux qui sont à leur tour entraînés.
- L'érosion régressive par conduits : Un ou plusieurs conduits se développent depuis l'aval et progressent par érosion des matériaux qui forment l'extrémité amont du chenal.

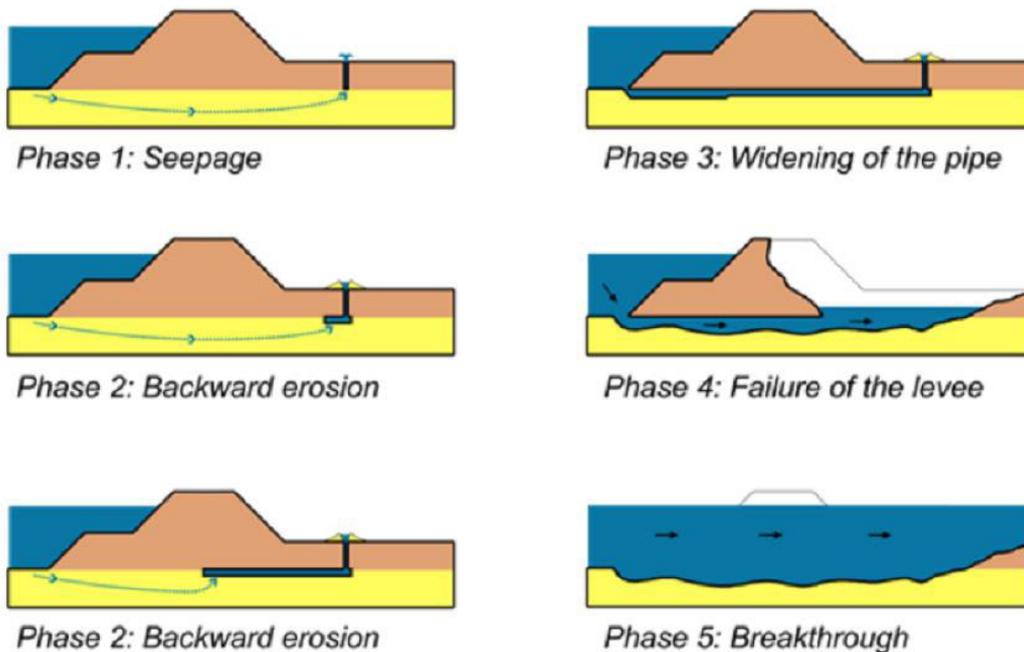


Figure (II-7) : phénomène d'érosion régressive (van Beek ; et al 2011)

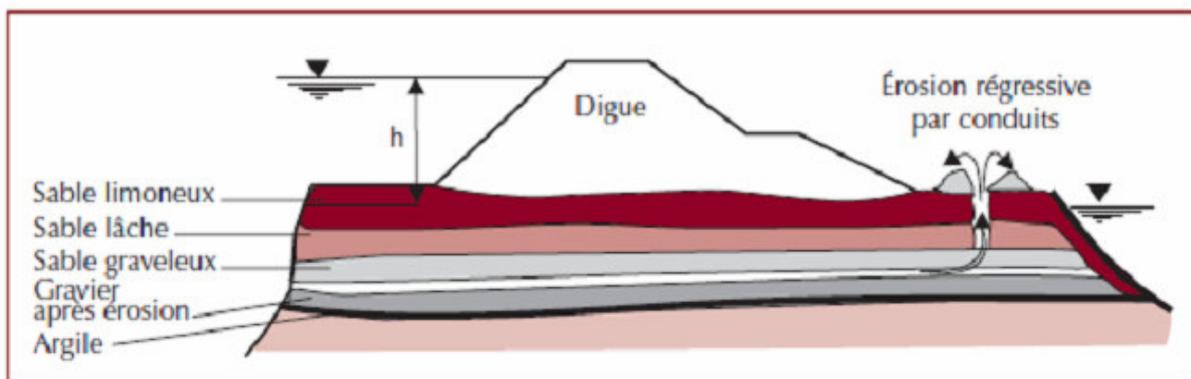


Figure (II-8) : Mécanisme d'érosion des digues du Danube d'après Peter (1974, cité par Blais, 2005)

### II-4-1-6 Exsolution

Correspond à l'expulsion de l'air piégé dans les ouvrages lors de leur mise en eau. Cet air piégé est comprimé et transporté par l'écoulement [10]. Les expériences de Gamer et Sobkowicz (2002) montrent que l'exolution peut provoquer le renard.

### II-4-1-7 La dispersion (floculation)

Est un phénomène physicochimique qui tend à diminuer la taille des agglomérats de particules argileuses, disperser les plaquettes d'argile et faciliter leur mobilité [11]. Les argiles dispersives sont les plus dangereuses car les plus sensibles au contenu ionique de l'eau de la retenue.

### II-4-1-8 La suffusion

L'érosion peut être « à caractère suffusif » c'est –à-dire ne provoquer que le mouvement de grains de petite taille non structuraux lorsque la vitesse locale (ou le gradient locale dépasse une certaine limite [11].

-la suffusion interne ou suffusion volumique se développe au sein d'une masse de sol, dont la granulométrie n'assure pas l'autofiltration. cette situation se rencontre notamment au sein d'arènes granitiques ou dans les remblais morainiques.

-la suffusion surfacique ; ou suffusion décontract, se développe à l'interface d'un matériau grossier et d'un matériau fin, sous l'action d'un écoulement parallèle ou perpendiculaire à l'interface. Cette situation est très fréquente dans la fondation alluviale, soit à l'interface de la digue et de la fondation, soit au contact entre un limon et un gravier superposés dans le sous-sol.

-la suffusion externe se développe à l'interface d'un matériau et de la rivière ou de l'air libre, sous l'action d'un écoulement parallèle, perpendiculaire ou incliné par rapport à l'interface.

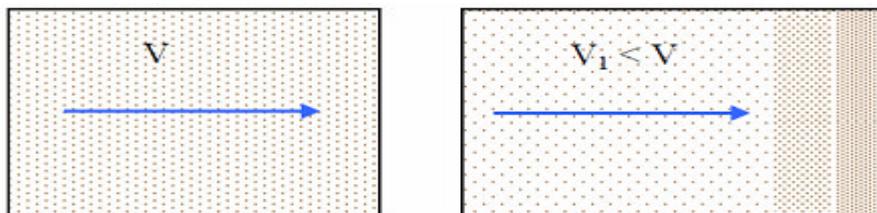


Figure (II-9) : phénomène suffusion (Pham 2008).

## Synthèse

En fait, si l'on considère l'érosion interne d'origine mécanique, selon Fell et Fry (2007) on peut distinguer quatre phénomènes d'arrachement: l'érosion régressive, l'érosion dans un conduit, l'érosion de contact et la suffusion (figure II.10).

## Phénomène d'érosion dans le sol

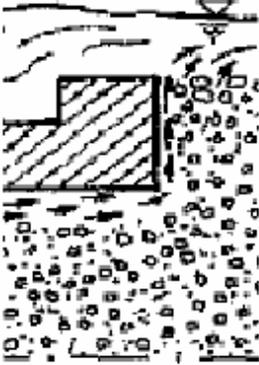
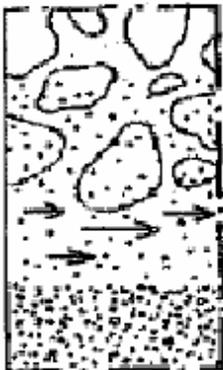
<b>Erosion interne de conduit ou de fissure</b>		<b>Erosion interne régressive (généralisée ou locale au fond d'un conduit)</b>	
	Entraînement des particules des lèvres de la fissure ou de la surface de la cavité sous l'action de l'écoulement de l'eau		Entraînement des particules sous une surface cohésive ou rigide à l'exutoire de l'écoulement souterrain d'abord à la paroi aval et ensuite au fond du conduit creusé de l'aval vers l'amont
<b>Erosion interne de contact (entre un gravier et un limon)</b>		<b>Suffusion (suffosion) ou instabilité interne d'un sol ou érosion volumique</b>	
	Entraînement des particules d'un sol fin le long de son contact avec un sol grossier par l'écoulement traversant le sol grossier		Entraînement des particules fines libres de se mouvoir à travers les vides des particules grossières d'un sol à granulométrie discontinue

Figure (II-10) : Les types d'érosion interne (Bonelli et al, 2011)

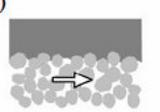
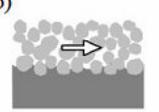
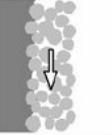
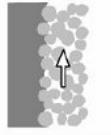
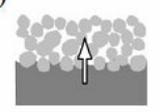
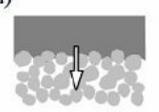
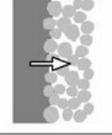
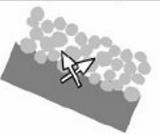
	Interface horizontale		Interface verticale	
Ecoulement tangent à l'interface	a) 	b) 	e) 	f) 
Ecoulement normal à l'interface	c) 	d) 	g) 	
Cas général : Ecoulement et interface inclinés	h) 			$\vec{g}$ 

Figure (II-11) : Erosion de contact en fonction de l'orientation de l'interface (Béguin, 2011)

## Phénomène d'érosion dans le sol

	<b>Caractéristique eau-sol</b>	<b>Interactions eau-sol</b>
Entraînement	Chemin préférentiel	Erosion massive
Erosion régressive	Granulométrie	Erosion massive
Boulanges	Positionnement	Erosion massive
Dissolution	Nature chimique/ température	Dissolution/ érosion massive
Débouillage	Chemin préférentiel	Erosion massive
Exsolution	Degré de saturation	Erosion massive
Suffusion	Granulométrie	Erosion massive
Renard	Granulométrie	Erosion massive

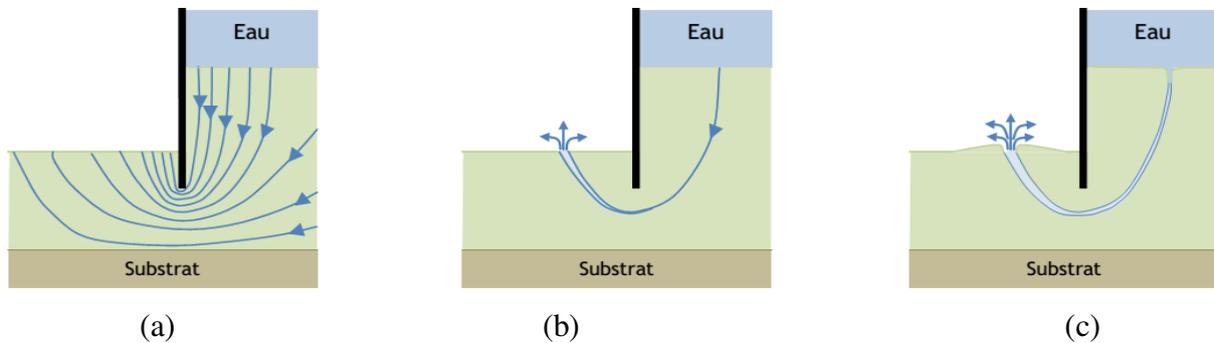
**Tableau(II-1)** : Caractéristiques d'état et interactions eau-sol pour les différents phénomènes (Bendahmane, 2005)

### II-4-2 Les phénomènes de transport

On peut distinguer deux types principaux de transport pour l'érosion interne : le transport dans un conduit (renard hydraulique) et le transport dans l'espace poreux inter-particulaire (la suffusion). [6]Ils diffèrent l'un de l'autre par leurs conditions aux limites géométriques et hydrauliques. Le transport des particules est soit concentré dans un conduit, soit diffus dans l'espace poreux inter-particulaire. Le renard hydraulique apparaît dans un ouvrage hydraulique lorsque l'écoulement d'eau à travers celui-ci se forme selon un chemin préférentiel qui est créé par les racines des arbres ou le terrier d'un animal (figure 1.5). Au fil du temps, il se forme un trou continu de l'aval vers l'amont de l'ouvrage et la vitesse de l'écoulement à travers le trou augmente et conduit à la rupture de l'ouvrage. La suffusion peut conduire à l'érosion régressive, à l'augmentation de la vitesse de l'eau ou accroître le risque de colmatage qui fait augmenter la pression interstitielle. Dans ces deux modes de transport, le premier est le plus dangereux et le plus rapide. Il

## Phénomène d'érosion dans le sol

conduit à une rupture rapide s'il n'est pas immédiatement stoppé. Dans le second, la perméabilité est lentement modifiée et, après une phase de développement continu, il peut y avoir rupture.



**Figure (II-12)** : Illustration du phénomène de renard dans une retenue d'eau par rideau de palplanche(a) Réseau d'écoulement sans perturbation, (b) Erosion interne en début de phénomène, le conduit s'élargit depuis la sortie, (c) renard hydraulique développé, rupture proche.

### II-5 Quelques mécanismes des ruptures particulières

Quelques mécanismes de rupture particuliers sont liés aux hétérogénéités du remblai ou à la présence de défauts [8] ils ne constituent pas des typologies simples mais plutôt combinées :

#### II-5-a Renard hydraulique et érosion régressive

En cas de gradients hydrauliques élevés dus à une période de crue, une zone d'écoulement préférentielle se développe initiant une érosion régressive. L'érosion régressive provoque la diminution de la longueur de percolation à travers du corps du remblai. L'accroissement de la vitesse de percolation peut occasionner l'élargissement du conduit ou l'érosion du pied du talus, de laquelle découlera la rupture par brèche.

#### II-5-b L'érosion interne provoquée par la présence de terrier ou d'empreinte racinaire.

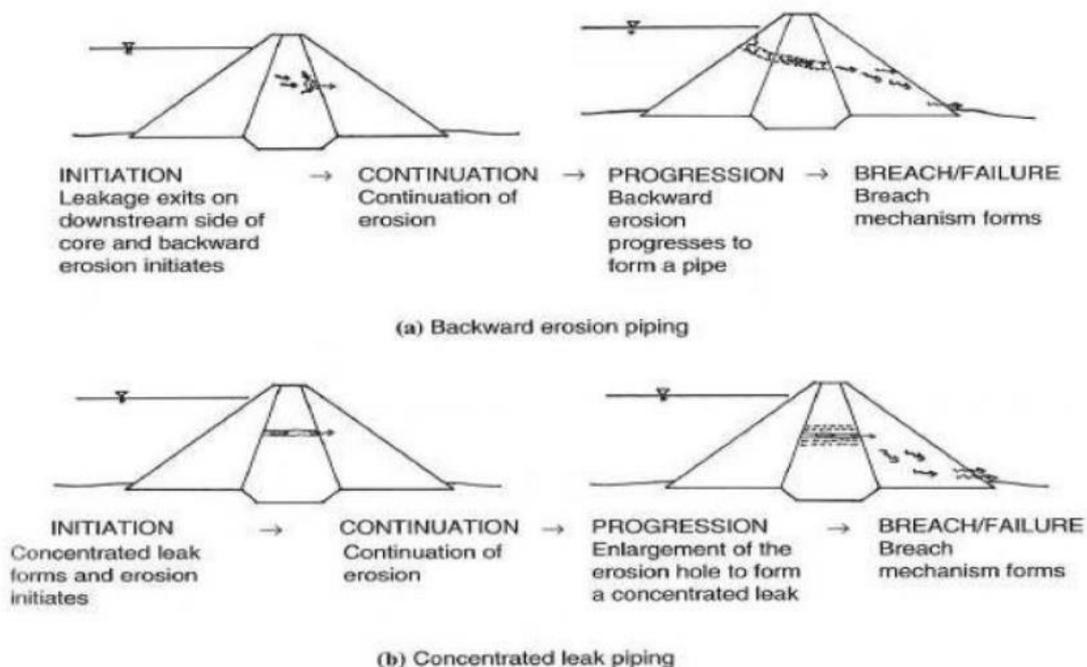
La présence de terriers des animaux fouisseurs ou d'empreintes racinaires laissés par des arbres morts joue le même rôle qu'une fissure en augmentant le gradient hydraulique de percolation dans le remblai. D'après Fell *et al.* (2005), les quatre conditions suivantes doivent être réunies pour que l'érosion interne se produise :

- Il doit y avoir un chemin d'infiltration et une source d'eau ;
- Il doit y avoir des matériaux érodables dans le chemin d'infiltration et ces matériaux doivent

## Phénomène d'érosion dans le sol

être transportés par le flux d'infiltration ;

- Il doit y avoir une sortie non protégée, à partir de laquelle les matériaux érodés peuvent sortir ;
- Les grains du sol doivent être capables de former et soutenir le chemin d'infiltration. L'érosion interne peut se produire à l'intérieur du corps de l'ouvrage, dans la fondation ou à travers les deux. La figure (II-13) illustre deux modèles d'érosion interne pouvant se produire à travers le corps de l'ouvrage. Ces deux modèles se distinguent par les différences des mécanismes d'initiation et de la progression. Dans le premier modèle (Figure II-13 a), l'initiation par l'apparition d'un point « faible » dans le corps de l'ouvrage. L'érosion régressive se produit et crée un chemin de fuite à travers l'ouvrage.



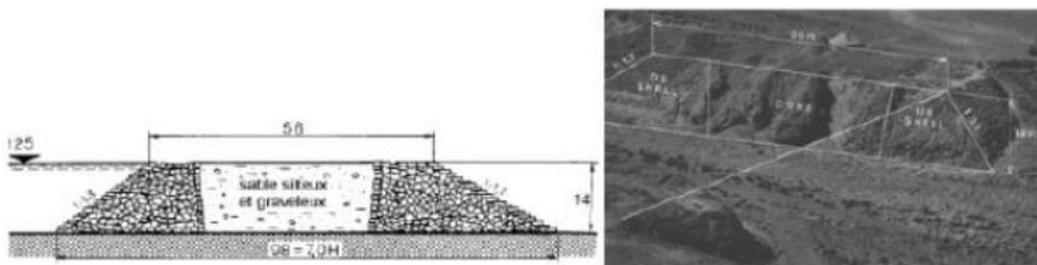
**Figure (II-13) :** Modèles d'érosion interne à travers le corps de l'ouvrage (Foster, 1999) cité par (Truong, 2012)

Dans le deuxième modèle (Figure II-13 b), le phénomène est initié par l'existence d'un chemin de fuite dans le noyau, l'entraînement des particules sur la paroi du chemin de fuite élargit progressivement ce chemin jusqu'à la rupture de l'ouvrage.

### II-6 Pathologie des ouvrages de retenue liée à l'érosion

#### II-6-1 Barrage de SAAD EL-KAFARA

Parmi les premiers cas recensés de rupture par érosion interne d'un ouvrage en terre est celui du barrage en terre construit dans un des nombreux ouadis débouchant sur la vallée du Nil. Sadd al-Kafara n'est sans doute pas le plus ancien barrage mais le plus vaste, le plus imposant en pierre [8]. Des vestiges à Jawa (Jordanie) remonteraient aux alentours de 3000 av. J.-C. (Viollet, 2000), cité par (Tuan Long PHAM, 2009). Il s'agit d'un ouvrage de 113 m de long, 14 m de hauteur, 100m à la base et 66 m en crête (Figure 14). Constitué d'un noyau central en tout venant, sable et graviers, il avait pour objectif de stocker l'eau pour un usage agricole.



**Figure (II-14) :** coupe et restes de barrage de Sadd el-Kafara sur le Wadi Garawi (Schnitter, 1994)

Garbrecht à proposer, comme hypothèse, que la rupture du barrage se produit avant que l'ouvrage ne soit complètement terminé, à un moment où le parement rocheux amont culmine à sa cote nominale, mais où le parement aval et le remplissage du noyau ne sont pas complètement achevés. Submergé par une crue exceptionnelle, l'ouvrage est alors ruiné par l'érosion du noyau central et l'effondrement du parement amont. Certainement, l'effet de cette rupture est destructeur en aval, et le souvenir de cette catastrophe peut expliquer l'absence de nouvelles constructions de barrages en Egypte, pour de nombreux siècles.

#### II-6-2 Rupture du barrage de TETON (1976)

Le barrage de Teton était situé sur la rivière de Teton, en Idaho, aux Etats-Unis. Il a été conçu pour prévenir les inondations, produire de l'électricité et irriguer plus de 40.000 hectares de champs. La construction du barrage s'est terminée en 1975. La hauteur maximum de remblai est de 93 mètres au-dessus de la rivière et la capacité du réservoir est de 356 millions de mètres cubes une fois remplie [8]. La rupture du barrage de Teton pendant le remplissage initial du réservoir, le 3 juin 1976, a tué quatorze personnes et a causé des centaines de millions de dollars de dégâts matériels en aval (Teton Dam Failure Case Study, 2003). - 3 juin 1976, des petites infiltrations sont observées dans le mur de rive nord ; - Un jour après, une humidité est notée dans la rive droite et les petits ruissellements commençaient à apparaître ; - 5 juin 1976, la

## Phénomène d'érosion dans le sol

première fuite principale est notée le matin. Son débit est d'environ 800 l/s dans la rive droite. Il a augmenté jusqu'à 1100 à 1400 l/s et on observe l'apparition de l'eau environ 40 mètres au-dessous de la crête du barrage (Arthur, 1977),

cité par (Solva et Delatte, 2003), un bloc de 6 mètres du barrage tombe dans le flot et, dans les minutes qui suivent le barrage entier s'effondre (Figure 3.14).



**Figure (II-15) :** Etapes de la rupture du barrage « Teton dam » : des premiers signes d'érosion visibles près du socle rocheux, jusqu'à la rupture et l'inondation, via l'apparition de l'écoulement boueux et l'élargissement de la brèche.

### II-6-3 BIG BAY DAM

Ce barrage était situé à 18 Km à l'ouest de Purvis, Mississippi dans le comté de Lamar (Texas) aux Etats Unis. La construction du barrage s'est terminée en 1992. La hauteur maximum du remblai est de 15.6 m avec des pentes de talus de 1/3 à l'amont et à l'aval et sa longueur est de 576 m (Yochum, et al, 2008). Il a été conçu pour empêcher l'eau de déborder et protéger la population de la ville [8].

## Phénomène d'érosion dans le sol

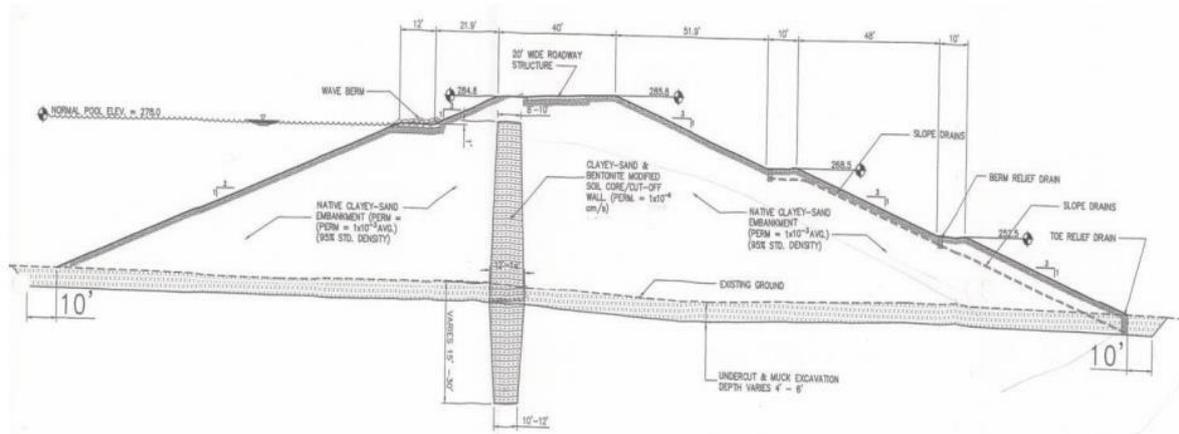


Figure (II-16) : Coupe du barrage de BigBay (Internet)

Le 14 Mars 2004, Le BigBay Dam s'est effondré après l'apparition d'un trou dans le corps du barrage (érosion interne) et a libéré 17.500.000 m<sup>3</sup> d'eau. Au total, 104 structures ont été endommagées ou détruites mais il n'y a pas eu de perte humaine.



Figure (II-17) : Rupture de barrage de BigBay (Internet)

### II-7 Caractérisations de l'érosion

Afin d'évaluer la sensibilité à l'érosion du sol soumis à un écoulement, le point crucial dans tous les essais d'érosion [8] est de trouver la relation entre la contrainte de cisaillement  $\tau$  (la contrainte hydraulique appliquée par l'écoulement sur le sol) et le taux d'érosion  $\dot{e}$  (la masse érodée du sol sur une unité de surface pendant une unité de temps) (Figure II-18).

## Phénomène d'érosion dans le sol

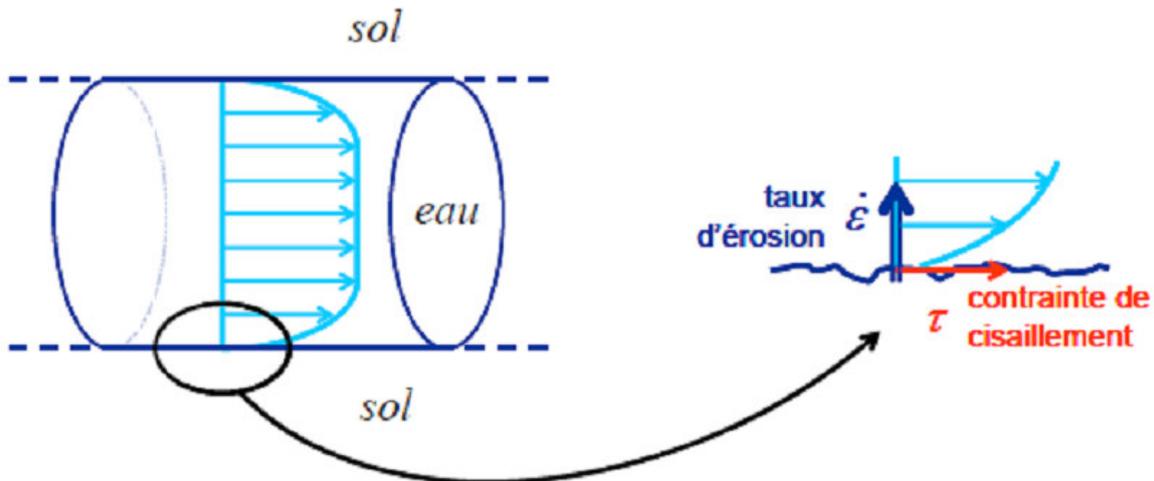


Figure (II-18): Schéma de l'écoulement dans le sol

Des observations obtenues sur un sol soumis à un écoulement montrent qu'il existe un seuil d'érosion, c'est-à-dire que l'érosion est supposée se produire si la contrainte exercée sur le sol par le fluide dépasse une valeur caractéristique du sol à un certain état de consolidation et de saturation. Au-dessous de cette valeur, le phénomène d'érosion n'apparaît pas. La valeur de seuil de la contrainte s'appelle contrainte de cisaillement critique  $\tau_{span}$ . Elle représente la sensibilité à l'érosion du type de sol étudié. (Shields, 1936) a été le premier à mettre en évidence la loi d'érosion d'un sol qui peut s'exprimer sous la forme :

$$\dot{\epsilon}' = k_{er} \cdot (\tau - \tau_c) \quad (II-2)$$

Avec  $k_{er}$  le coefficient d'érosion.

### II-8 Dispositif expérimentaux

De nombreux appareils permettant de qualifier ou quantifier le phénomène d'érosion interne ont été développés dans le passé. Ces essais sont réalisables au laboratoire ou in situ. Parmi ces essais on cite :

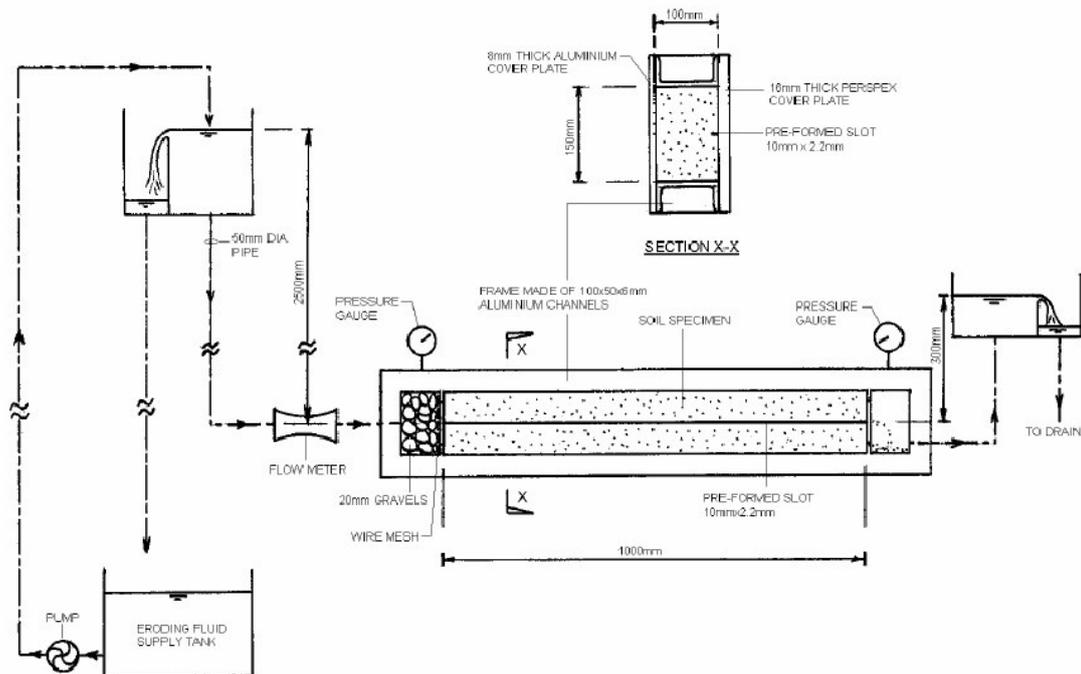
1. l'essai d'érosion de trou (Hole Erosion Test),
2. l'essai triaxial d'érosion (Triaxial Erosion Test)
3. l'essai érosion transverse (Cross Erosion Test).

#### II-8-1 Essai d'érosion de trou (« Hole Erosion Test »)

Erosion de trou ou « Hole Erosion test » et Erosion de rainure ou « Slot Erosion test »  
En principe, ce type d'essai simule l'écoulement dans un renard ou une fissure ou une fuite concentrée à l'intérieur de l'ouvrage [6] [8]. Il consiste à faire circuler de l'eau dans un trou ou une rainure préformée dans l'échantillon. Grâce aux paramètres mesurés et estimés tels

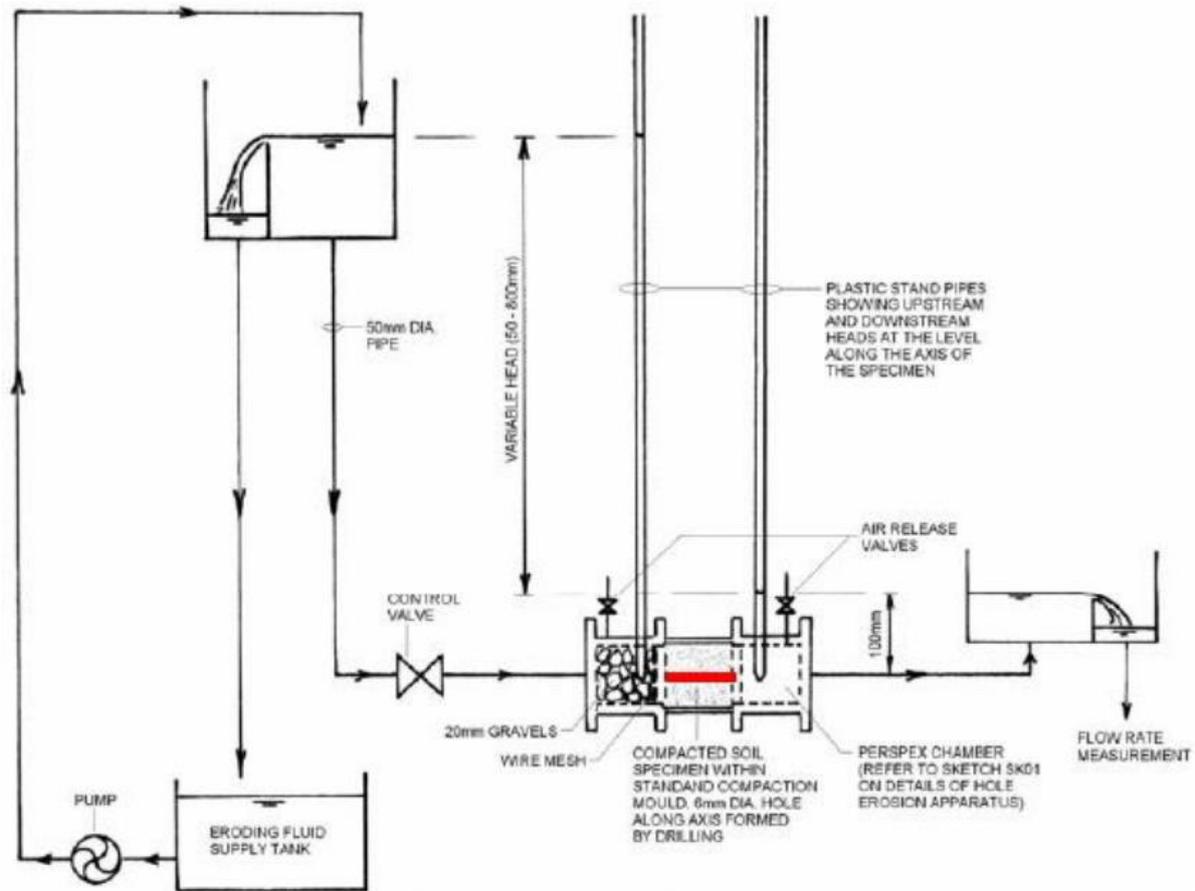
## Phénomène d'érosion dans le sol

que le débit, le gradient hydraulique, l'évolution du diamètre de trou (la dimension de la rainure), la contrainte de cisaillement et le taux d'érosion peuvent être calculés. Wan et Fell (2002) ont développé l'essai Hole Erosion Test (HET) pour tester les sols provenant de noyaux de barrages et comparé les paramètres obtenus au HET avec ceux obtenus au SET. Les figures( II-19) et( II-20) montrent des schémas des appareils de SET et HET.



**Figure (II-19):** Schéma de l'appareil de HET (Wan et Fell, 2002, 2004)

## Phénomène d'érosion dans le sol



*Figure (II-20) : Schéma d'appareillage de Hole Erosion Test (Wan, et al., 2002)*

(Christensen, et al, 1973) cité par (Tuan Long, 2008) ont étudié l'influence de la contrainte de cisaillement, de la durée de l'essai, de la teneur en eau, de la température sur l'érosion du mélange (kaolinite / sable). Ils ont trouvé que l'érosion augmente linéairement avec la contrainte de cisaillement et la durée de l'essai. Le taux d'érosion diminue avec l'augmentation de la teneur en eau et de la température. Le taux d'érosion dépend fortement du type d'argile et son pourcentage.

(Lefebvre, et al, 1985), cité par (Tuan Long, 2008) ont travaillé sur l'argile intacte. Ils ont étudié l'influence de la structure naturelle de l'argile intacte sur le taux d'érosion. Leur conclusion est que l'échantillon d'argile intacte résiste à l'érosion beaucoup mieux que celui d'argile reconstituée. (Wan, et al, 2004), ont travaillé sur les matériaux du noyau des barrages. Leur étude portait sur la résistance à l'érosion des 14 types de matériaux constitutifs du noyau des barrages. Un « indice du taux d'érosion » a été introduit pour classer la résistance à l'érosion. Une méthode simple a été proposée pour estimer la vraisemblance de l'érosion interne et du renard dans les barrages en terre. Cependant le choix fait pour estimer la contrainte de cisaillement critique est discutable.

## II-8-2 Essai d'érosion au triaxial ou « Triaxial Erosion test »

Ce dispositif permet de solliciter des échantillons de sol hydrauliquement et mécaniquement pour étudier l'érosion par la suffusion [6]. Il y a possibilité de maîtriser le confinement au cours de l'essai tout en évitant l'apparition d'écoulements parasites autour de l'éprouvette.

Sanchez et al (1983) ont modifié un appareil triaxial normal pour effectuer les essais d'érosion sur les matériaux de cinq barrages en terre (Figure II-21).

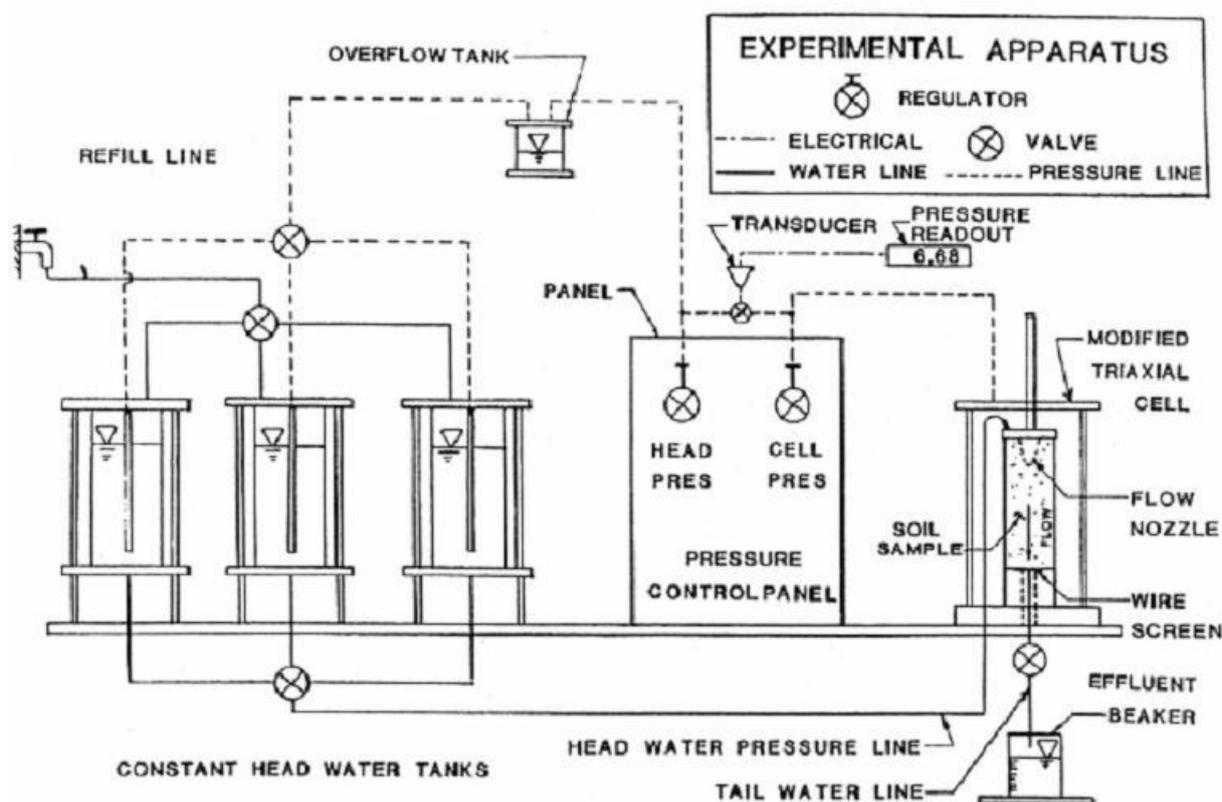


Figure (II-21) : Schéma de l'appareil de Triaxial Erosion test (Sanchez et al, 1983)

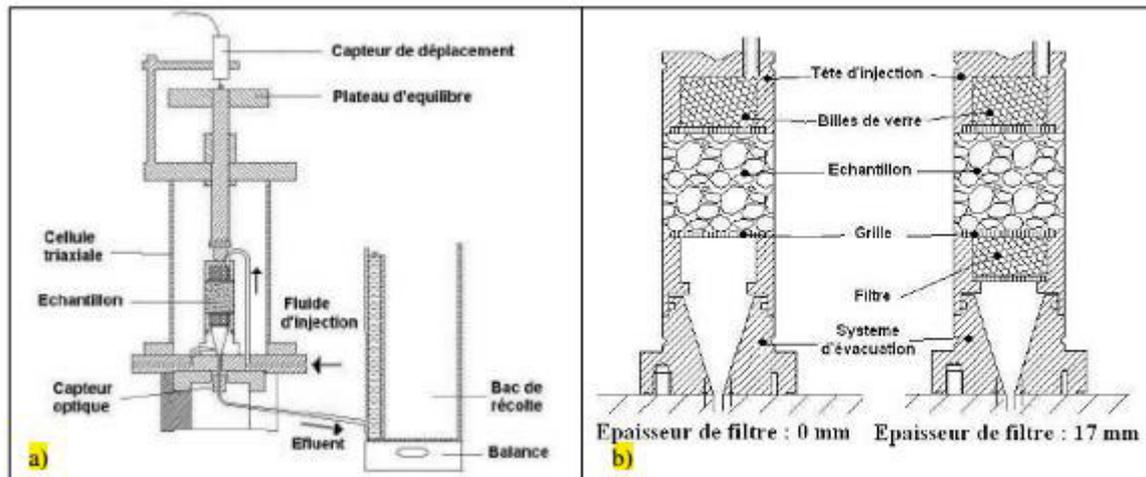
L'échantillon est compacté dans un moule cylindrique fendu (7.1 cm de diamètre et 5.5 cm de hauteur). Une rainure est formée le long de l'axe de l'éprouvette. Ils ont supposé que la forme de la rainure reste un rectangle en cours d'essai. Ils ont trouvé que la teneur en eau a une influence plus importante sur le sol limoneux que sur le sol argileux. La densité sèche a une influence très réduite à la teneur en eau optimale pour le limon, et pour l'argile le taux d'érosion diminue quand la densité sèche augmente de 90% à 95% de celle optimale.

Bendahmane (2005), Bendahmane et al (2008) ont développé une nouvelle version de l'essai pour tester l'érosion interne par suffusion.

Les auteurs ont déterminé un gradient hydraulique critique initial de l'érosion interne par suffusion. Ils ont mis en évidence l'existence d'un second gradient hydraulique critique

## Phénomène d'érosion dans le sol

correspondant à une érosion interne par renard. Ils ont aussi trouvé que l'érosion augmente avec le gradient hydraulique et diminue avec le pourcentage d'argile.



**Figure (II-22)** : Dispositif d'érosion au triaxial (Bendahmane, 2005). a) Schéma du dispositif global. b) Schéma du système d'injection et de récupération

### II-8-3 L'essai d'érosion transverse (Cross Erosion Test)

Cet essai nécessite deux forages pour réaliser un essai d'érosion interne de type « suffusion » (Figure II-23). Dans le premier forage, de l'eau claire est injecté avec une charge imposée ( $h_I$ ) et un débit volumique ( $Q_I$ ). Dans le second forage, l'eau chargée de particules est recueillie. Le dispositif a été développé au laboratoire. Il est constitué d'une cuve de visualisation en plexiglass, de 55 cm de haut, de 50 cm de large et de 40 cm de profondeur. Un tube plastique de 6 cm de diamètre est utilisé pour injecter l'eau claire. Une pompe électrique permet d'extraire l'eau et les particules érodées dans le deuxième forage. La crépine de la pompe présente un diamètre d'ouverture de 1,5 mm. La distance entre le tube d'injection et la pompe est égale à 45 cm. Deux débitmètres placés respectivement à l'entrée et à la sortie permettent de mesurer le débit d'injection et le débit du pompage. Deux capteurs de pression sont utilisés pour mesurer la pression d'injection et la pression de pompage [8].

Une caméra endoscopique placée à la sortie, après la pompe, permet de filmer en continu, à travers un tube en verre, l'eau chargée de particules érodées. Les images recueillies sont traitées à l'aide d'une analyse spectrale. Au préalable, un test de calibration a été effectué sur une concentration croissante de particules. A la sortie, les particules érodées sont quantifiées à l'aide d'une balance de précision ( $\pm 0,01g$ ). (Duc, et al., 2013) Le gradient hydraulique expérimental (i) est comparé avec le gradient critique de Terzaghi ( $i_{ct}$ ) mis sous la forme :

## Phénomène d'érosion dans le sol

$$ict = \left(\frac{\rho_d}{\rho_w} - 1\right)(1 - n) \quad (II-3)$$

Où  $n$  est la porosité du sol,  $\rho_d$  la masse volumique sèche du sol et  $\rho_w$  la masse Volumique de l'eau.

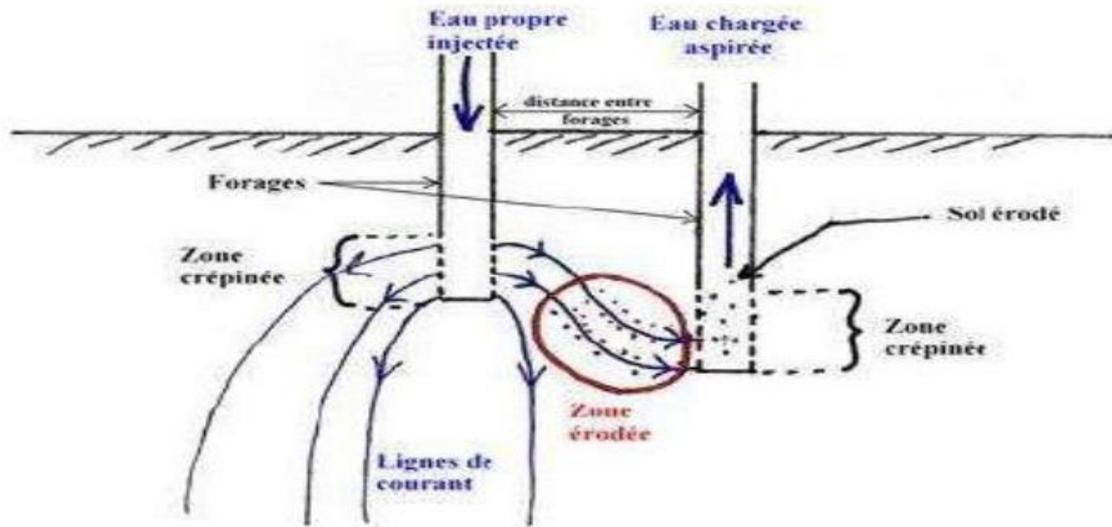


Figure (II-23) : Le principe de l'essai d'érosion transverse (Duc, et al, 2013)

### II-8-4 Limites de l'approche actuelle

Parmi les paramètres influençant le phénomène d'érosion, la contrainte de cisaillement critique et le taux d'érosion semblent être les meilleurs paramètres pour caractériser la sensibilité à l'érosion du sol. Cependant, la façon de mesurer, ou bien de calculer, ces deux paramètres est assez arbitraire avec des valeurs qui dépendent de la méthode d'essai et de l'interprétation des opérateurs. Plus récemment, un des essais qui connaît le plus grand développement est l'essai d'érosion de trou (Hole érosion test). Cet essai a permis d'avancer considérablement dans notre domaine d'étude, notamment avec les travaux de Wan et Fell (2002, 2004) qui ont réalisé un grand nombre d'essais. Afin de calculer le taux d'érosion  $\epsilon$  et la contrainte de cisaillement critique  $\tau$ , il faut connaître le diamètre  $\phi$  du trou à chaque instant  $t$  pendant l'essai [8].

$$\tau = \frac{\phi \Delta P}{4 L} \quad (II-4)$$

$$\epsilon' = \rho_s \frac{d\phi}{2dt} \quad (II-5)$$

Avec  $\Delta P$  : différence de pression entre l'amont et l'aval de l'échantillon,

$L$  : longueur de l'échantillon,

$\rho$  : densité sèche du sol,

## Phénomène d'érosion dans le sol

La vitesse moyenne  $v$  est reliée directement au débit  $Q$  par la relation :

$$v = \frac{4Q}{\pi\phi^2} \quad (\text{II-4})$$

Il convient ensuite de déterminer la nature du régime d'écoulement : laminaire ou turbulent. Pour cela il faut calculer le nombre de Reynolds  $Re$  (équation 1.3.5).

A partir de là, l'écoulement est caractérisé par des facteurs « de friction » qui ont des définitions différentes selon le type d'écoulement.

Pour un régime laminaire, et de manière exacte dans le cas d'un écoulement de conduite, il est supposé une relation linéaire entre la contrainte de cisaillement et la vitesse :

$$\tau = fL.v \quad \text{ou} \quad fL = \frac{\tau}{v} = \frac{\pi\rho g i \phi^3}{16 Q} \quad (\text{II-5})$$

$f$  : Facteur de friction.

Avec «  $i$  » le gradient hydraulique ( $\Delta P/L = \rho g i$ ) et finalement :

$$\phi = \left(\frac{16QfL}{\pi\rho g i}\right)^{1/3} \quad (\text{II-6})$$

Pour un régime turbulent, dans le cadre des travaux de Wan et Fell, la contrainte de cisaillement est supposée proportionnelle au carré de la vitesse :

$$\tau = fTv^2 \quad \text{avec} \quad fT = \frac{\rho g \pi^2 i \phi^5}{64 Q^2} \quad (\text{II-7})$$

Et finalement :

$$\phi = \left(\frac{64Q^2 fT}{\pi^2 \rho g i}\right)^{1/5} \quad (\text{II-8})$$

D'une manière générale pour pallier le phénomène de boulangerie, et érosion régressive (pouvant aboutir sur un renard), il faudrait :

Augmenter la contrainte totale à l'aide de surcharge. Cette surcharge comprendra en partie des filtres.

– Réduire le gradient hydraulique en augmentant le chemin d'écoulement.

## Phénomène d'érosion dans le sol

– Utiliser les filtres pour éviter la migration des fines particules et par conséquent pallier l'érosion régressive des sols. (Bekkouche, 2016)

### II-9 Règle de LANE

Il se produira un phénomène de renard si le gradient générant l'écoulement dans la structure sortant perpendiculairement [8] à la surface du sol dépasse une valeur critique qui dépend de la taille des particules,  $D_{50}$ , et du coefficient d'uniformité ( $CU = D_{60}/D_{10}$ ) de la couche sensible (perméable).

Il est possible d'empêcher la formation d'un renard en s'assurant que la valeur de  $L$  (m) est supérieure à la valeur de  $C_k \Delta$  (voir la figure II-9), ou que le gradient ( $\Delta/L$ ) n'excède pas une valeur maximale critique égale à :  $1/C_k$ .

$$\frac{\Delta H}{L} < \frac{1}{C_k} \quad L > C_k \cdot \Delta H \quad (\text{II-9})$$

où  $C_k$  = coefficient qui dépend de la nature du sol (Lane, 1935)

Type de sol	$C_k$ (Lane)
Sable très fin ou limon	8.5
Sable fin	7
Sable à grains moyens	6
Sable grossier	5
Graviers de dimension moyenne	3.5
Graviers grossiers	3
Enrochement, graviers et sable	—
Argile	2 à 3

*Tableau (II-2) : Valeurs du coefficient  $C_k$ , selon Lane (1935) cité par (CETMEF, 2014)*

Bligh définit la longueur d'écoulement par la somme des longueurs de l'écoulement horizontal et de l'écoulement vertical ( $L = L_v + L_h$ ). Lane quant à lui indique qu'elle peut être calculée en additionnant la longueur de l'écoulement vertical et un tiers de la longueur de l'écoulement horizontal :  $L = L_v + L_h/3$ .

### II-10 Moyens de réduction du risque d'érosion interne

La plupart des phénomènes d'érosion interne ont une origine accidentelle, qui ensuite occasionne une augmentation du gradient hydraulique  $i$ . Celle-ci peut advenir lors d'une augmentation de la charge  $H$  (période de crue, rehausse majeure du seuil déversant...) ou via une diminution de la longueur d'écoulement de l'eau à travers les grains. La diminution de la

## Phénomène d'érosion dans le sol

longueur d'écoulement peut être due à plusieurs aléas comme la rupture d'une conduite de vidange, les changements de sol par fissuration ou retrait, l'amorce par terriers animaux ou encore des vides préexistants (défaut de construction). Quelle qu'en soit la raison, il en résulte une modification des conditions d'écoulement avec diminution de la longueur d'écoulement, augmentation du gradient hydraulique et des vitesses d'écoulement. La bouillasse se remarque sous eau (par une zone plus ou moins étendue) de turbidité de l'eau c'est-à-dire la présence de grains du sol en suspension. On rappelle que si le gradient hydraulique tend à devenir supérieur au gradient critique, il y a entraînement des grains vers le haut [12].

L'apparition de ce phénomène de bouillasse peut être soudaine et la cause de grands dommages à l'aval d'un barrage, sa venue entraîne une perte de portance de la zone aval de la fondation. Une fois le phénomène amorcé, les moyens mis en œuvre pour le stopper sont considérables. Le déversement de matières perméables (comme du gravier) sur la zone où la bouillasse apparaît, permet parfois d'enrayer cet événement.

La longueur de l'écoulement est directement liée au gradient hydraulique. Un des moyens de se prémunir de l'érosion interne par renard est d'augmenter la longueur de l'écoulement, diminuant les gradients hydrauliques et éloignant les risques d'atteindre une valeur critique du gradient hydraulique. Plusieurs dispositifs sont susceptibles d'être mis en œuvre conjointement ou non (figure II-24).

- En amont, le pied du barrage est éloigné par un tapis de matériaux imperméables,
- Sous le barrage, des barrières verticales étanches détournent l'écoulement,
- En aval, le tapis drainant et un filtre maintiennent les grains, une recharge pèse et empêche le soulèvement des grains.
- Toujours en aval, un puits de décharge permet une mise à la pression atmosphérique de la couche perméable annulant les éventuels forts gradients.

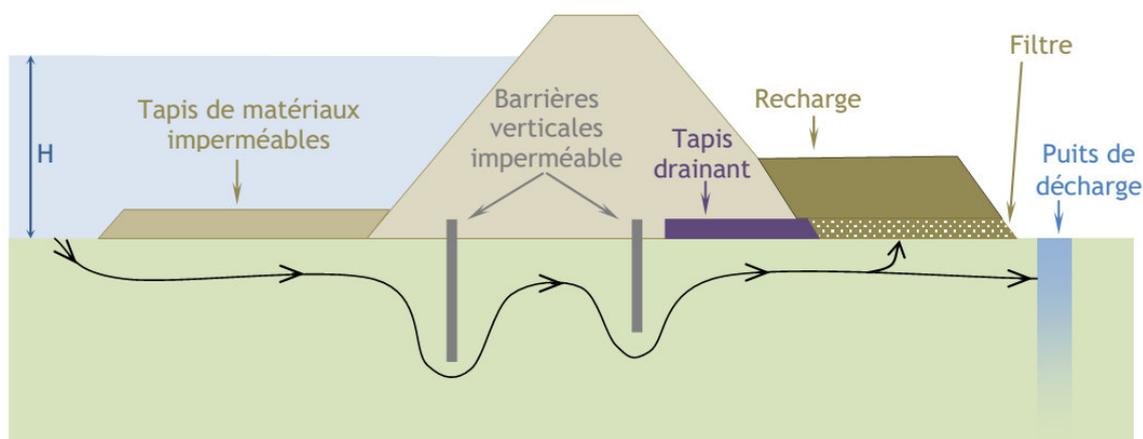


Figure (II-24) : Dispositifs de réduction du risque d'érosion interne

## Phénomène d'érosion dans le sol

Les deux premiers dispositifs (figure II-24). sont destinés à allonger le chemin d'écoulement, permettant de diminuer le gradient hydraulique et le débit de l'écoulement. Les dispositifs en aval limitent les soulèvements du sol, le puits supprime les gradients encore trop forts.

### II-11 Conclusion

Le phénomène d'érosion interne peut être séparé en deux processus, le détachement des particules, et leur migration. Deux événements sont alors possibles, soit les particules migrent, soit elles sont arrêtées et bouchent la fissure. Cet événement dépend de la taille des particules pouvant se déplacer ainsi que des caractéristiques du milieu où elles vont y aller. L'analyse des ruptures des barrages a permis d'identifier les différentes causes pouvant être à l'origine de l'état critique d'érosion interne. De telles causes sont difficilement quantifiables, mais leurs identifications permettent d'améliorer la conception et la construction. Il est très difficile de déterminer avec exactitude le moment et l'endroit où s'amorce la rupture par érosion interne. Leur absence est impossible à garantir, mais par contre son risque d'apparition est fortement réduit par une surveillance bien élaborée.

### III-1 INTRODUCTION

La conception des barrages est souvent dominée par l'écoulement de l'eau vers le bief aval. L'infiltration d'eau à travers la fondation, liée à la mise en eau, influe sur la stabilité globale du barrage et la stabilité hydraulique en particulier le phénomène de renard.

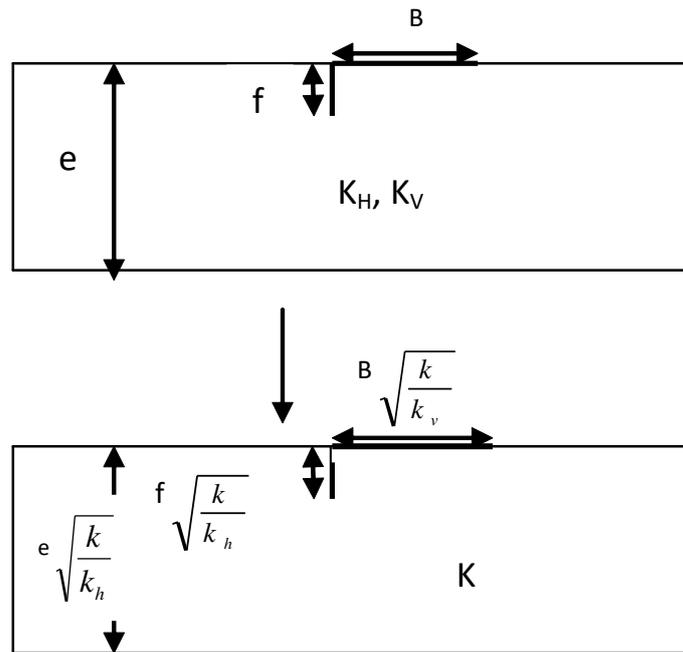
La protection des barrages contre les fuites et le phénomène d'érosion peut être réalisée par différentes techniques. La construction d'écran d'étanchéité ou le tapis étanche constitue les solutions les plus employées.

Le but principal de ce chapitre est de présenter une comparaison des gradients hydrauliques de sortie entre l'écran d'étanchéité et le tapis étanche. Les analyses ont été réalisées à l'aide du logiciel PLAXIS 2D version 8 en éléments finis. Après la description du modèle numérique utilisé et des conditions aux limites, on présente les résultats obtenus sous forme de courbes et de tableaux suivis d'une interprétation et une discussion.

#### III -2 Notion de débit et perte de charge adimensionnelle

Dans le cas des sols homogènes et anisotropes que nous envisageons ici, l'étude de l'écoulement est effectuée dans le domaine isotrope équivalent obtenu par les transformations affines classiques (figure II.1).

$$\begin{aligned} X &= x \sqrt{\frac{k}{k_h}} \\ Y &= y \sqrt{\frac{k}{k_v}} \end{aligned} \tag{III-1}$$



**Figure (III-1) : Domaine isotrope équivalent**

Où :

$e$  : l'épaisseur du milieu ;

$f$  : la profondeur de l'écran ;

$B$  : la largeur de la digue.

$K_H$ : perméabilité horizontale

$K_V$ : perméabilité verticale

$K$ : perméabilité équivalente

Le débit de fuites à travers la fondation d'un barrage est alors directement proportionnel à la perméabilité équivalente du milieu fictif ( $K = \sqrt{K_V \cdot K_H}$ ) et à la perte de charge totale  $H$  soit :

$$Q = \sqrt{K_V \cdot K_H} \cdot H \cdot \xi \quad (\text{III-2})$$

Où  $\xi$  est un facteur qui ne dépend que de la géométrie du domaine d'écoulement et non de son échelle. Pour les écoulements en milieu homogène étudiés ici,  $\xi$  dépend des rapports géométriques adimensionnels tels que  $B/f \sqrt{K_h/K_v}$ ,  $B/e \sqrt{K_h/K_v}$ . Il est ainsi possible de définir

des débits adimensionnels et des gradients de sortie adimensionnels afin de généraliser les résultats obtenus :

$$\bar{Q} = \frac{Q}{H \sqrt{k_v \cdot k_h}} \quad (\text{III-3})$$

$$i_{adm} = \frac{i_e}{i_{moy}} \quad (\text{III-4})$$

Qui ne dépendent que de facteurs géométriques adimensionnels.

### III-3 Présentation de logiciel (plaxis) :

PLAXIS est un logiciel de géotechnique développé par la société néerlandaise éponyme PLAXIS. Ce logiciel fut développé en premier lieu dans les années 1970 afin de pouvoir analyser le cas du barrage d'Oosterschelde en Allemagne.

PLAXIS est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier.

PLAXIS est généralement utilisé pour des analyses en contraintes effectives dans lesquelles une distinction claire est faite entre les pressions interstitielles *pactive* et les contraintes effectives *s'*. Les pressions interstitielles sont elles-mêmes décomposées en deux parties : les pressions interstitielles permanentes *psteady* et les surpressions interstitielles *pexcess* :

$$pactive = psteady + pexcess$$

Les surpressions interstitielles apparaissent à cause du chargement de couches dont le matériau a été défini comme non drainé (*Undrained*). Dans un calcul plastique, les surpressions interstitielles ne peuvent être créées que dans ces matériaux non drainés.

Les pressions interstitielles permanentes proviennent d'une situation hydraulique en équilibre. Un tel état est obtenu quand les conditions hydrauliques extérieures restent constantes au cours d'une longue période. Afin d'obtenir un état d'équilibre, il n'est pas nécessaire que les pressions interstitielles soient par elles-mêmes en équilibre statique (i.e. une nappe phréatique

horizontale) puisque des situations avec écoulement ou suintement peuvent conduire à un régime d'équilibre permanent.

Les pressions interstitielles permanentes et les pressions hydrauliques externes (appelées "water pressures") sont générées dans le mode des conditions hydrauliques (*Water conditions mode*). Cette génération est facile, à partir de nappes phréatiques (calcul hydrostatique) ; il est également possible (autre alternative) d'effectuer un calcul d'écoulement en régime permanent. Celui-ci nécessite la donnée des conditions aux limites pour l'écoulement, qui sont déduites, par défaut, du niveau général de la nappe phréatique

### III-4 Présentation de l'ouvrage à modéliser

Pour les besoins de calculs, certaines grandeurs du barrage sont choisies suivant les différentes pratiques de construction de barrages. Des hypothèses et des simplifications nécessaires aux calculs sont introduites, sans autant nous éloigner du but recherché.

### III-5 Cas étudiés :

La multiplicité des cas que l'on peut rencontrer dans la pratique, suivant la géométrie de l'enceinte et l'anisotropie, ne permet pas de donner à ce problème une solution générale. Nous avons essayé d'adopter une démarche qui consiste à sélectionner quelques cas schématiques pouvant représenter correctement un grand nombre de cas réels.

On considère un barrage étanche posé sur une fondation. Sa base est de longueur  $B$ , l'écran est de profondeur  $f$ . La fondation est constituée d'un sol homogène anisotrope dans deux milieux semi infini et fini. Ce barrage est soumis à une charge hydraulique  $H$  comme indiqué sur la figure (III-2).

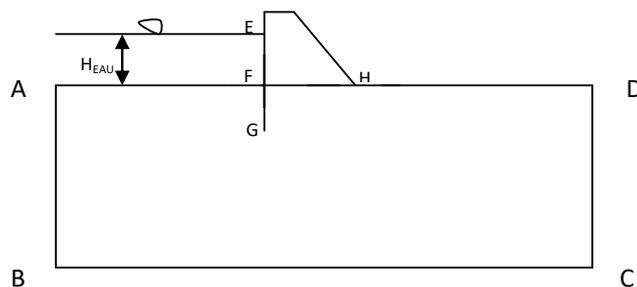


Figure (III-2) : modèle étudié

Où :

$e$  : l'épaisseur du milieu ;

$H$  : la perte de charge totale ou le niveau d'eau dans la retenue ;

$f$  : la profondeur de l'écran ;

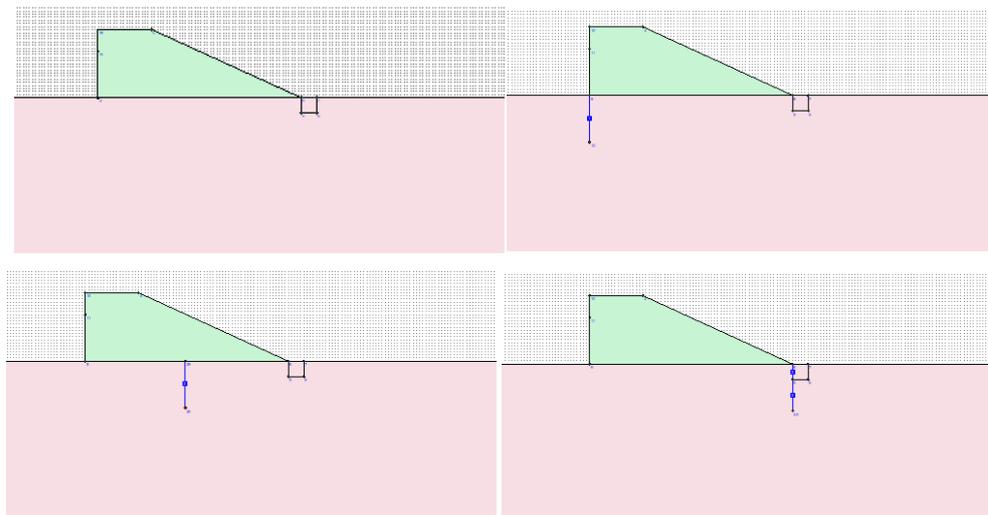
$B$  : la largeur de la digue.

Où :

ABCD et EFGH sont deux lignes de courant et AF et HD sont deux lignes équipotentielles de valeurs respectivement  $H$  et nulle.

### III-6 La géométrie :

La génération du modèle d'éléments finis commence par la création du modèle géométrique, qui est la représentation du problème réel à étudier. Un modèle géométrique consiste en des points, des lignes et des couches. Les points et les lignes sont définis par nous-même, alors que les couches sont générées par le programme. En plus de ces composants de base, un élément de structure peut être ajouté au modèle géométrique pour simuler l'écran. Il est recommandé de commencer la création du modèle géométrique par le dessin du contour. Après la définition de la géométrie, on a saisi les paramètres relatifs aux matériaux puis, assigner ces jeux de données aux éléments géométriques. Le barrage est en béton alors que la fondation est un sol homogène anisotrope et dans notre cas l'écran est étanche (diaphragme) figure (III-3).



**Figure (III-3) :** les différents positions du l'écran étanche

### III-7 Maillage et condition aux limites

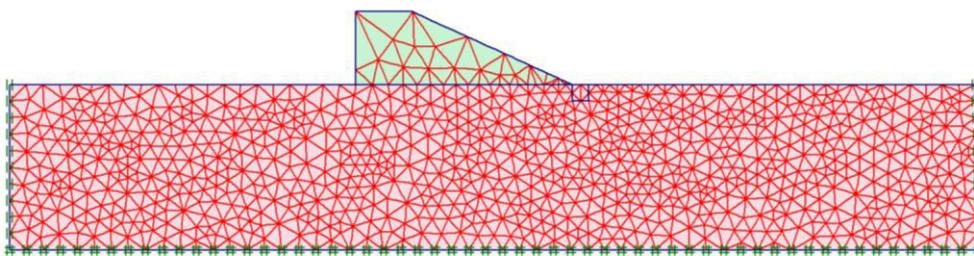
Lorsqu'un modèle géométrique est entièrement défini et que les propriétés des matériaux sont assignées à toutes les couches et à tous les éléments de structure, le modèle géométrique est terminé et le maillage peut être généré. La géométrie doit être divisée en éléments finis afin de réaliser le calcul par éléments finis. Les éléments fondamentaux sont des éléments triangulaires à 15 nœuds ou des éléments triangulaires à 6 selon la précision du calcul. PLAXIS permet une génération automatique des maillages.

La figure (III-4) montre le maillage retenu pour notre étude, On adopte un maillage raffiné seulement au niveau de la fondation du barrage et au voisinage du bief aval à la sortie des infiltrations avec des éléments de 15 nœuds. Il est assez dense pour avoir des résultats plus ou moins précis.

En sélectionnant les blocages standards (*Standard fixities*) depuis le menu des charges (*Loads*) ou en cliquant sur le bouton correspondant dans la barre d'outils, PLAXIS impose automatiquement un réglage standard des conditions aux limites générales du modèle géométrique. Ces conditions aux limites sont générées suivant les règles suivantes (figure II-4)

- Les lignes géométriques verticales pour lesquelles l'abscisse  $x$  est égale à la plus petite ou à la plus grande des abscisses  $x$  du modèle sont bloquées horizontalement ( $u_x = 0$ ).
- Les lignes géométriques pour lesquelles la cote  $y$  est égale à la plus petite ordonnée  $y$  du modèle sont

Entièrement bloquées ( $u_x = u_y = 0$ ).



**Figure (III-4) :** Maillage utilisé et conditions aux limites mécaniques

La figure (III-5) présente Les conditions aux limites hydrauliques considérées dans le calcul.

Les pressions hydrauliques peuvent être générées à partir d'un calcul d'écoulement. Ceci nécessite la définition de conditions aux limites pour l'écoulement basée sur le niveau phréatique général, il est possible de saisir manuellement un potentiel hydraulique imposé

Une frontière imperméable à l'écoulement ("ligne fermée") est un objet qui peut être placé à la limite du modèle géométrique pour s'assurer qu'aucun écoulement n'apparaîtra au travers de cette limite. Cette option peut être sélectionnée en cliquant sur le bouton *Closed flow boundary* situé dans la barre d'outils ou en sélectionnant l'option correspondante depuis le menu *Geometry*. La saisie d'une frontière imperméable à l'écoulement est semblable à la création d'une ligne géométrique. Toutefois, une frontière imperméable à l'écoulement ne peut être placée que sur une ligne géométrique déjà existante à la limite du modèle géométrique.

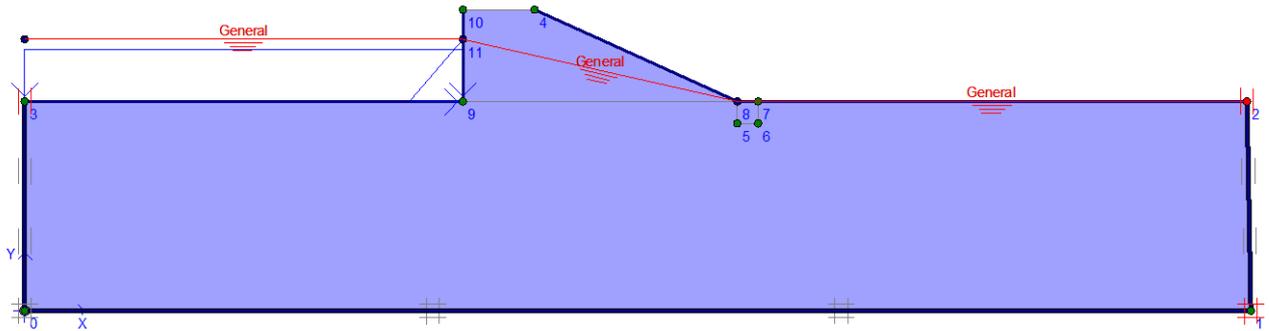


Figure (III-5) : Conditions aux limites hydrauliques (Plaxis)

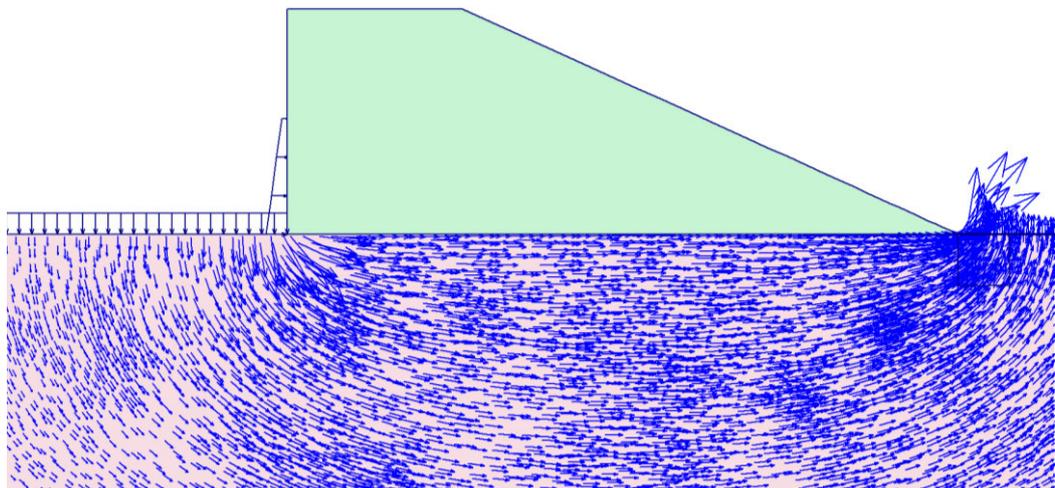
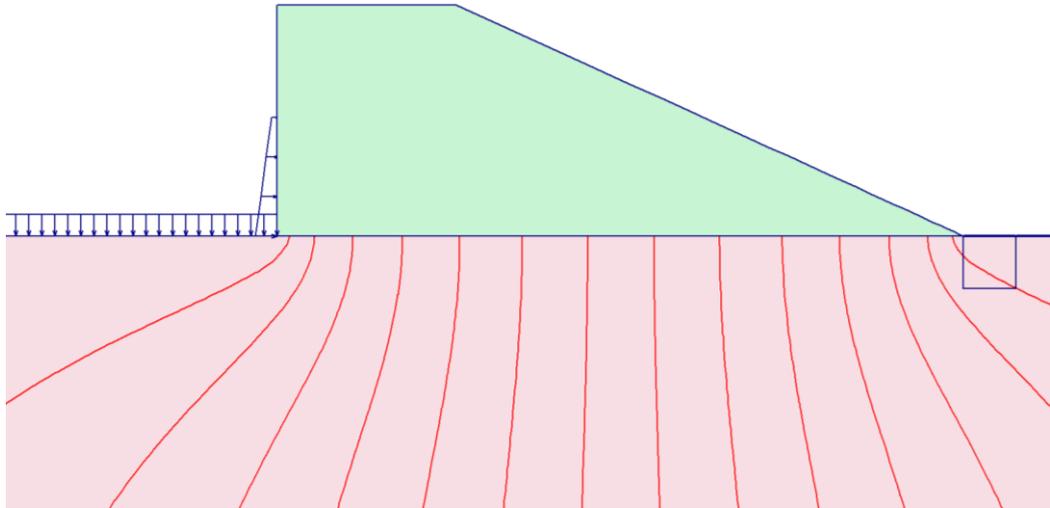
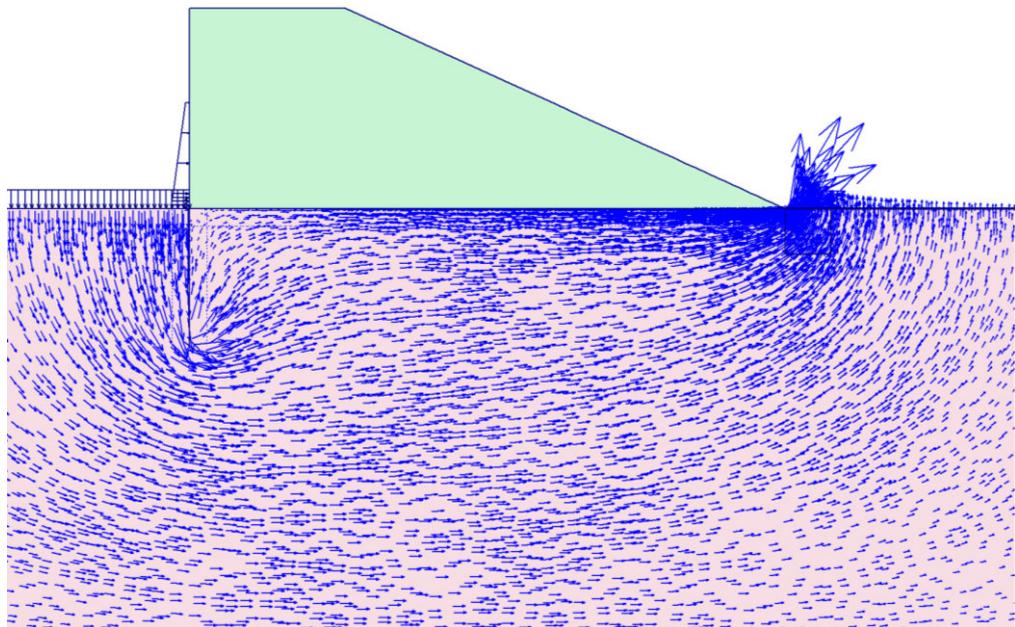


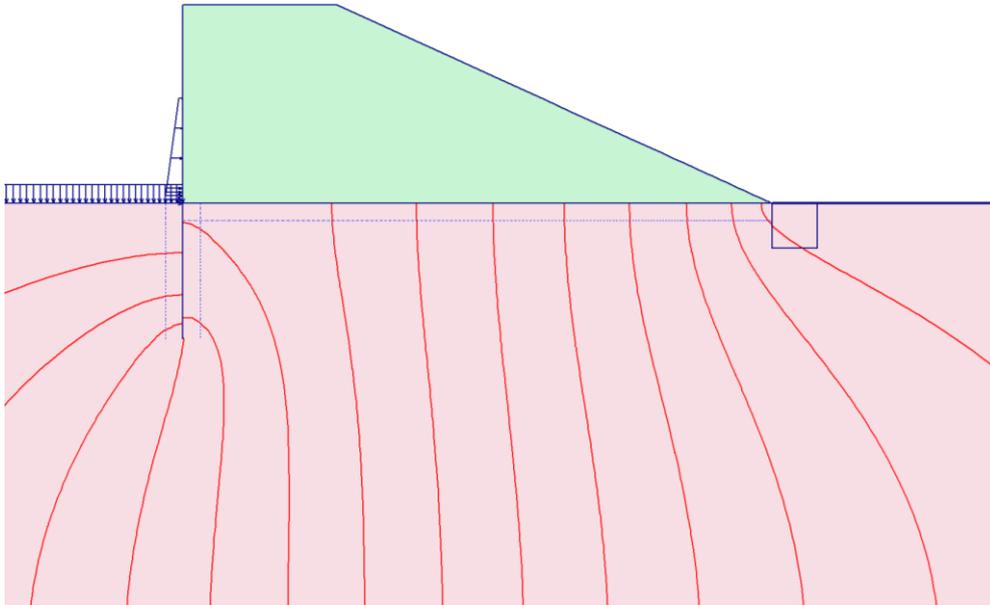
Figure (III-6) : les lignes de courant dans la fondation sans écran (d'après Plaxis).



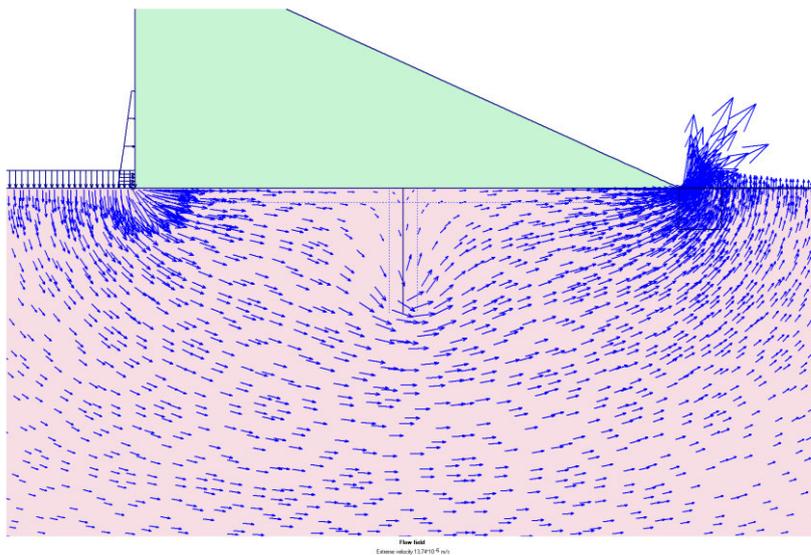
**Figure (III-6-1):** Les lignes équipotentiels dans la fondation du barrage sans écran (d'après Plaxis).



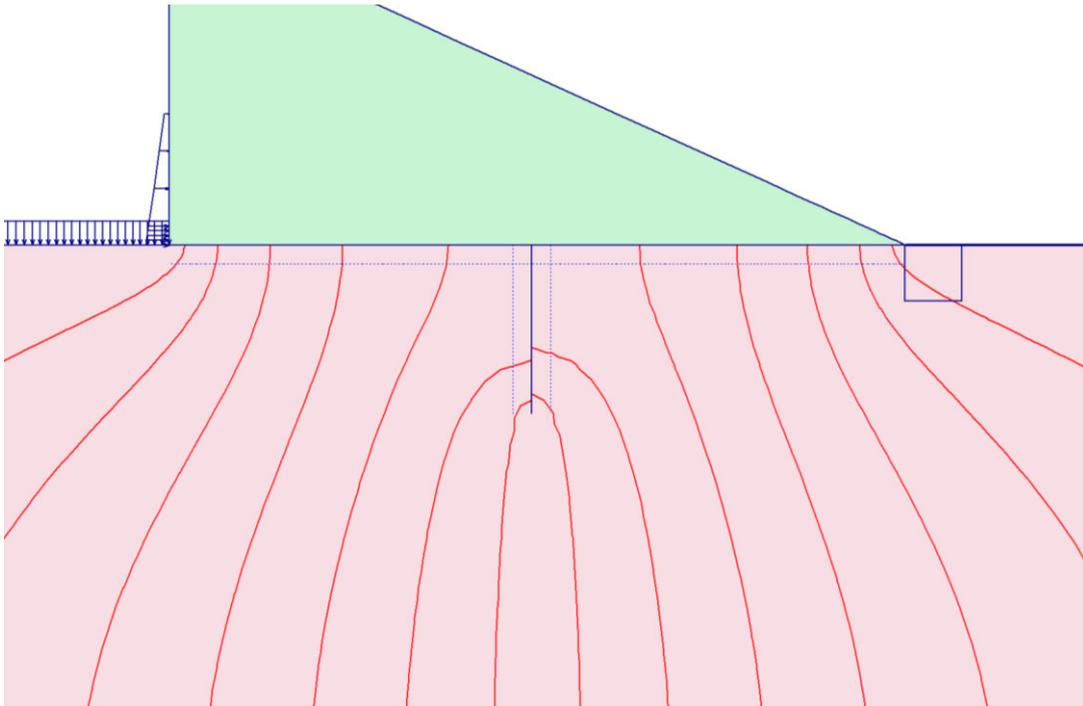
**Figure (III-7) :** les lignes de courant dans la fondation munie d'un écran amont (d'après Plaxis).



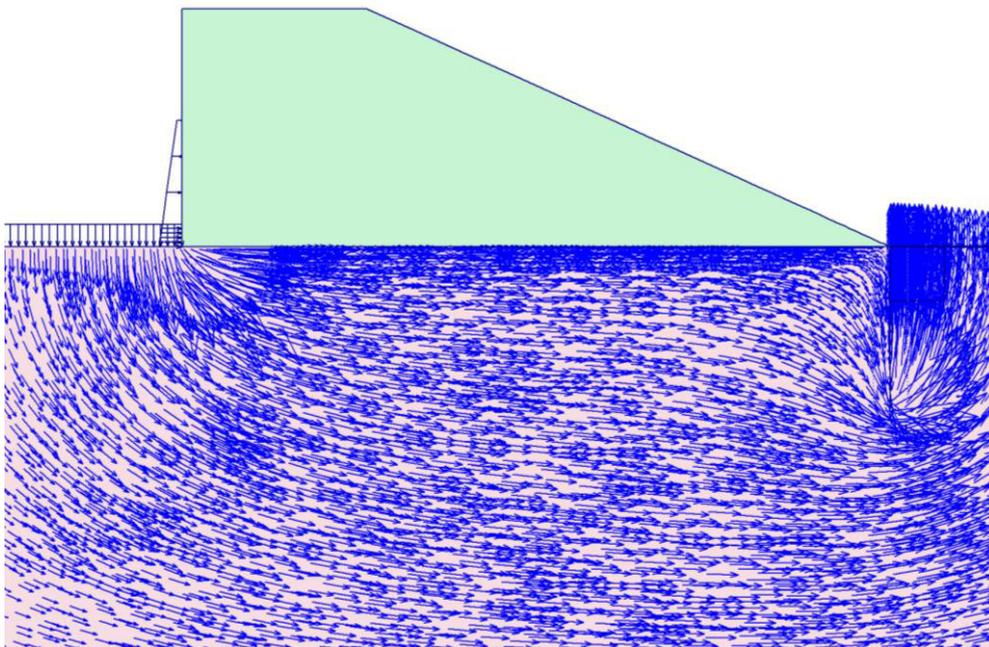
**Figure (III-7-1) :** Les lignes équipotentiellles dans la fondation du barrage munie d'un écran amont (d'après Plaxis).



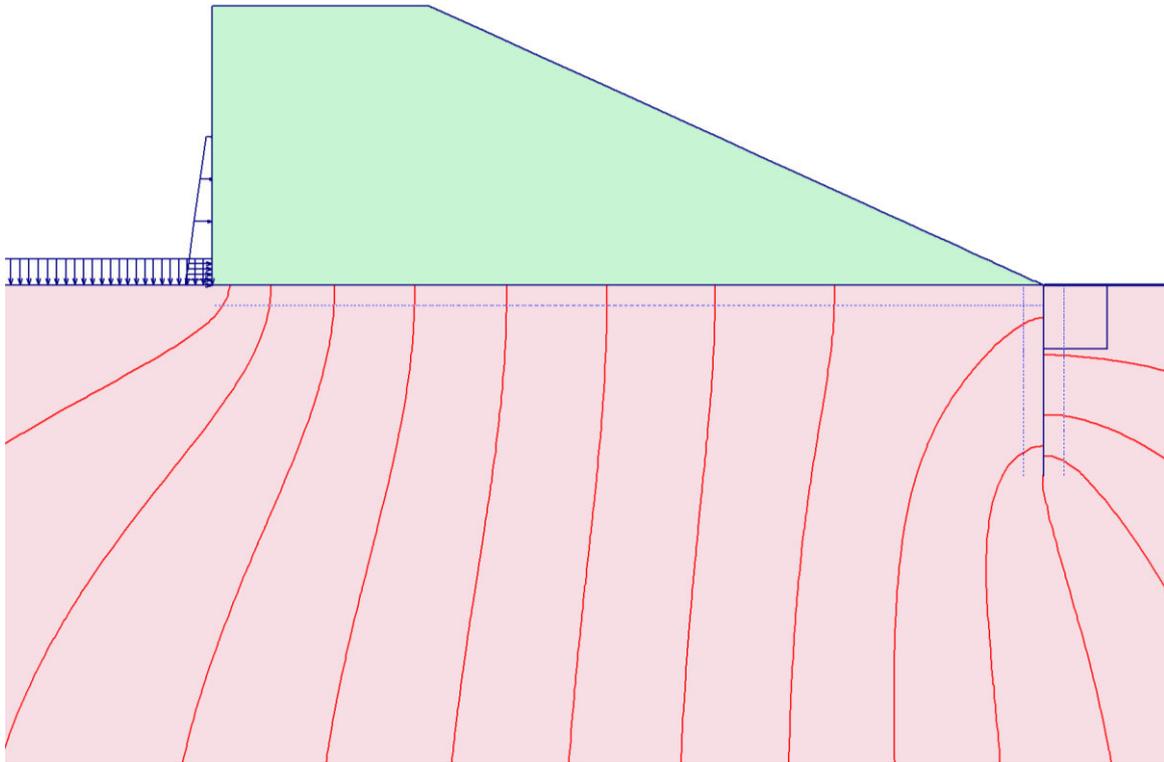
**Figure (III-8) :** les lignes de courant dans la fondation munie d'un écran au milieu (d'après Plaxis).



**Figure (III-8-1):** Les lignes équipotentielles dans la fondation du barrage munie d'un écran au milieu (d'après Plaxis).



**Figure (III-9) :** les lignes de courant dans la fondation munie d'un écran aval (d'après Plaxis).



**Figure (III-9-1)** : Les lignes équipotentiellles dans la fondation du barrage munie d'un écran aval (d'après Plaxis).

### III-8 Débit de fuites à travers la fondation d'un barrage

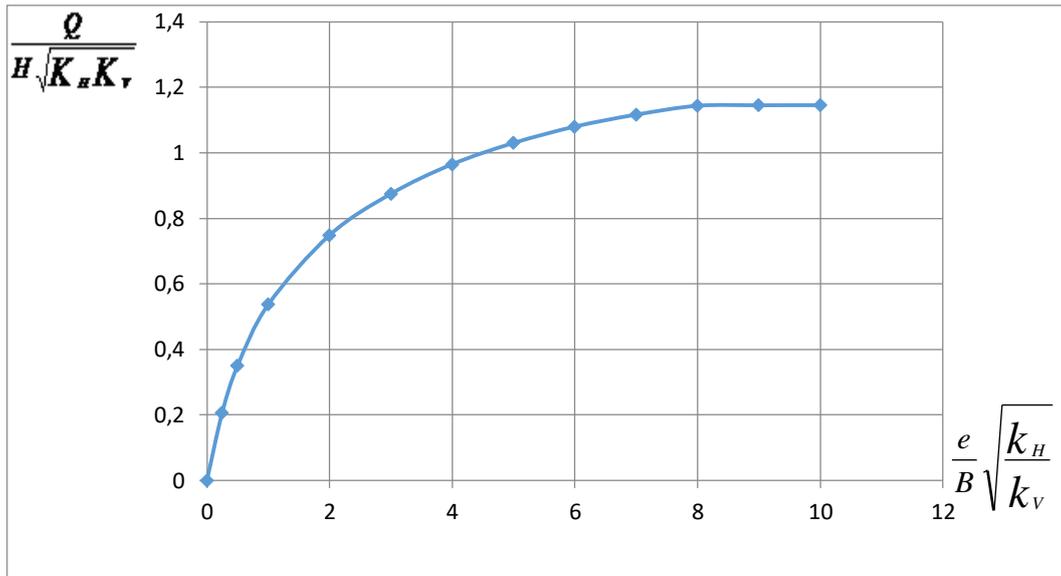
Dans ce contexte, on a étudié les débits par une méthode de calcul numérique basée sur le logiciel Plaxis et la méthode des fragments.

Cette méthode a été proposée par PAVLOVSKI (1956) et développée par HARR (1980), le principe est basé sur le fait que certaines lignes équipotentiellles peuvent être assimilées à des droites verticales qui séparent le milieu en des zones appelées fragments.

Les conditions dans lesquelles on a travaillé :

$$0.25 < \frac{e}{B} \sqrt{\frac{k_H}{k_V}} < 10. \quad \text{(III-5)}$$

Les résultats obtenus par le logiciel **Plaxis** sont résumés dans la figure (III-9) sous forme de variation du débit en fonction de la base relative du barrage.



**Figure (III-10):** Variation du débit relative en fonction de la largeur relative du barrage

### III-9 fondation du barrage dans un milieu fini

L'analyse de ces résultats nous permet de tirer quelques remarques :

- Le débit de fuite à travers la fondation dépend considérablement du milieu
- Le débit augmente avec l'augmentation de l'épaisseur du milieu dès que  $\frac{e}{B} \sqrt{\frac{k_H}{k_V}}$  est supérieure à 8 le débit reste constant quelle que soit la profondeur de la fondation, ce qui fait qu'au-delà d'une certaine profondeur, le milieu n'influe plus sur le débit.
- On va supposer que le milieu est semi infini dès que  $\frac{e}{B} \sqrt{\frac{k_H}{k_V}}$  soit supérieure à 8

### III-10 Gradient de sortie pour une fondation sans écran dans un milieu semi-infini

Le calcul du gradient hydraulique dans le cas où il n'y a pas d'écran d'étanchéité dans la fondation du barrage est difficile à déterminer. Il dépend de plusieurs paramètres tels que la densité du maillage et la zone dans laquelle le gradient va être calculé.

D'après les expérimentations numériques effectuées, le calcul du gradient exactement à la sortie du débit de fuites et dans le demi-mètre sous la surface du sol est très sensible.

Le gradient dépend du milieu, de la perte de charge totale et de la largeur de la base du barrage.

Le gradient de sortie est proportionnelle à la perte de charge totale et inversement proportionnelle à la base du barrage.

Le gradient de sortie peut être calculé par la formule suivante :

$$\frac{i_e}{i_{moy}} = 0.58B^{0.5} \quad \text{(III-6)}$$

Où

$i_e$  : gradient de sortie ;

$i_{moy}$  : gradient moyen  $i_{moy} = \frac{H}{B}$  ;

H: perte de charge totale entre l'amont et l'aval;

B: la base de la fondation du barrage

L'erreur ne dépasse pas 3%. Le tableau (III-1) présente quelques résultats de la comparaison des gradients calculés par Plaxis et ceux de la formule précédente.

H	B	i	H/B	ie/imoy	ie (formule)	Erreur %
15	30	1,60057765	0,5	3,17679083	1,58839542	0,76111492
15	60	1,14473394	0,25	4,49266068	1,12316517	1,88417308
2	75	0,13524681	0,02666667	5,02294734	0,13394526	0,96234688
2	45	0,17732716	0,04444444	3,89075828	0,17292259	2,48386401
2	15	0,30218425	0,13333333	2,24633034	0,29951071	0,88473667
2	10	0,37318732	0,2	1,83412104	0,36682421	1,70507058

**Tableau (III-1):** Comparaison entre les résultats de Plaxis et la formule proposée

### III-11 Gradient de sortie pour une fondation avec écran dans un milieu semi-infini

L'étude a été effectuée sur un barrage muni d'un écran. Quatre cas ont été examinés :

- ✓ L'écran est placé à l'amont ;
- ✓ L'écran est placé au milieu ;
- ✓ L'écran est placé à l'aval ;
- ✓ L'écran est remplacé par un tapis

Pour pouvoir comparer les quatre cas, on va s'intéresser aux paramètres hydrauliques.

- La sous-pression sous le barrage ;
- Le débit de fuites ;
- Le gradient de sortie.

### III-12 Sous-pression pour une fondation avec écran dans un milieu semi-infini

On présente l'épure de pression des cas dans le même graphe figure (III-10) pour les différentes positions de l'écran pour pouvoir comparer la force de sous pression pour les cas étudiés.

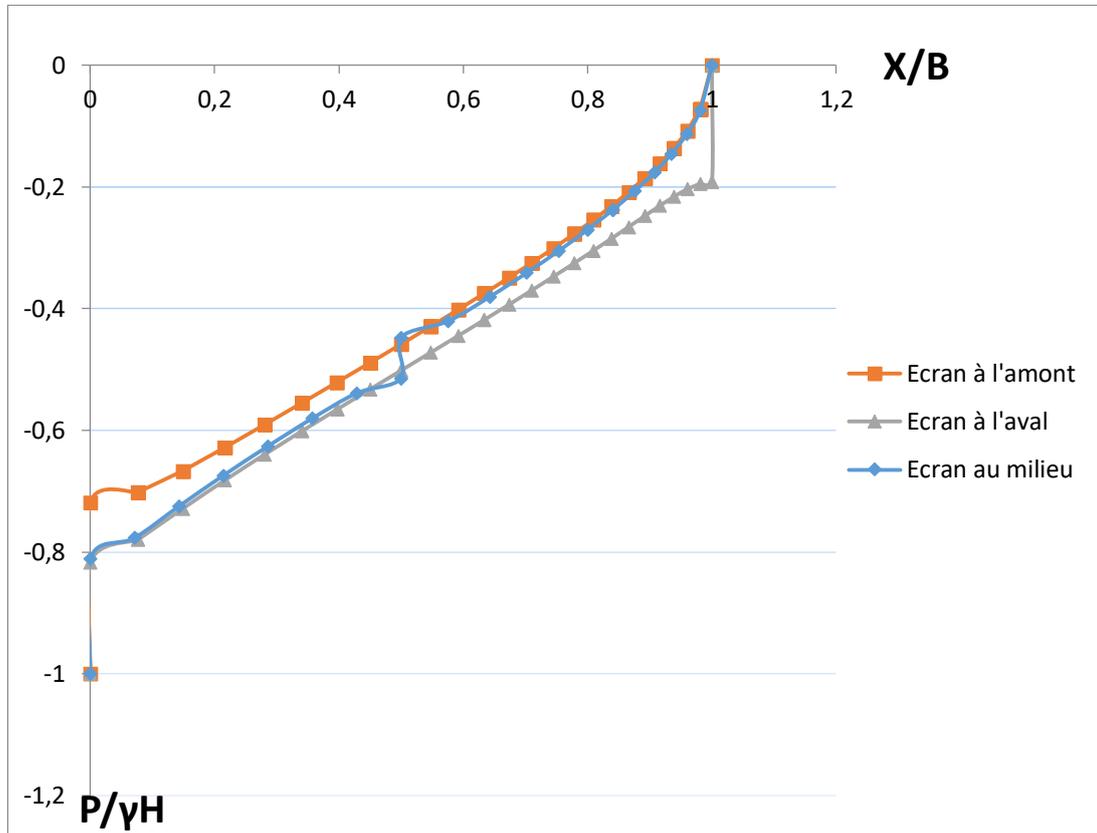


Figure (III-11) : Comparaison des sous-pressions des cas étudiés

La figure (III-11) montre que la force de sous-pression prend sa valeur minimale pour un écran placé à l'amont et que cette force augmente au fur et à mesure que l'écran s'approche du pied aval du barrage.

On note que la pression à l'amont représente la sous-pression la plus faible par rapport aux autres cas.

### III-13 débit de fuite pour une fondation avec écran dans un milieu semi-infini

Le débit de fuites est un problème pour tous les types de barrage. On essaye toujours à le minimiser car le rôle essentiel d'un barrage est de stocker un volume d'eau. Dans cette partie de travail, on calcule les débits de fuites en fonction des différentes positions de l'écran.

figure (III-12) montre que le débit est minimale en s'approchant à l'une des deux extrémités amont ou aval et qu'on aura un débit maximal lorsqu'on place l'écran au milieu.

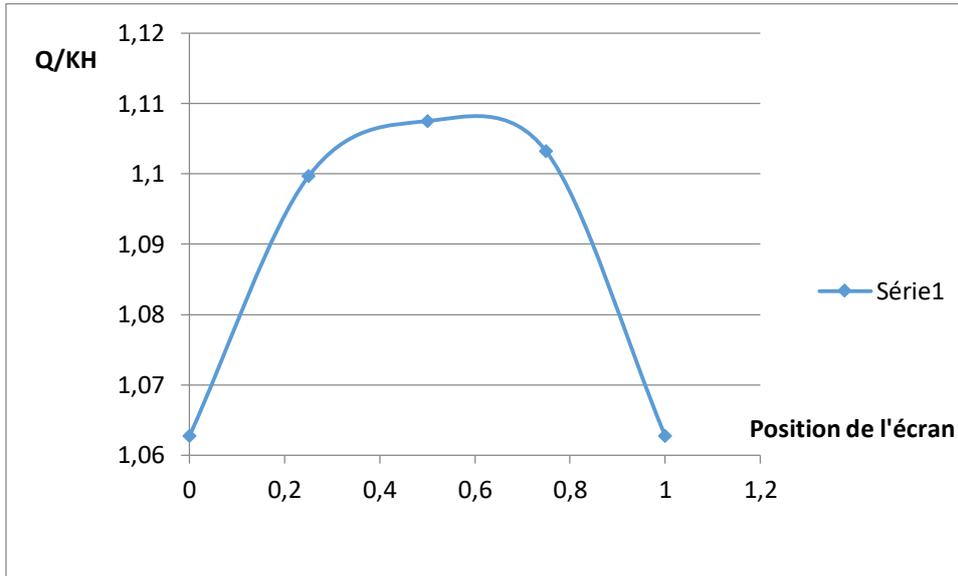


Figure (III-12) : variation du débit en en fonction du position de l'écran

Dans la figure (III-13), la diminution du débit pour ce cas n'excède pas les 7%. L'amélioration de ce pourcentage dépend de la profondeur de l'écran.

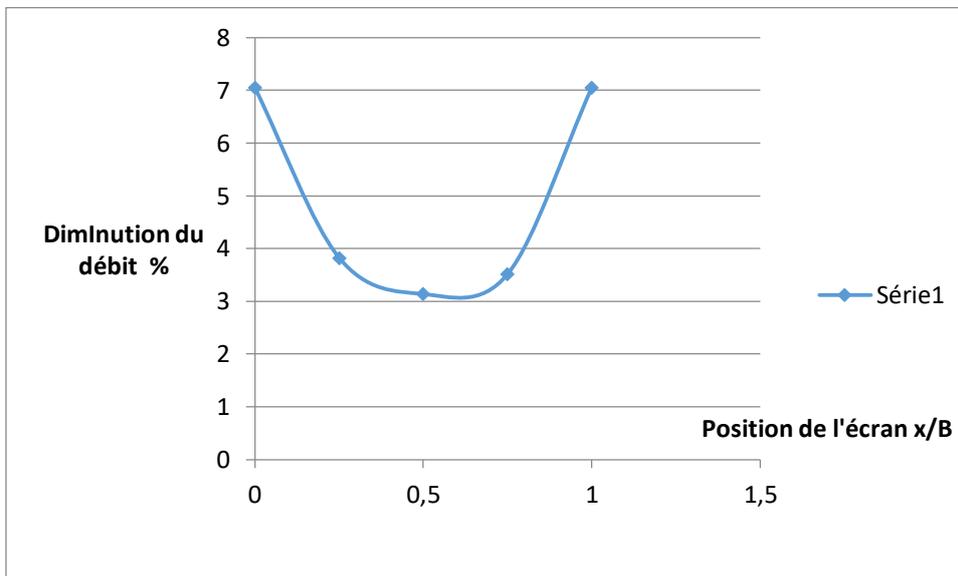


Figure (III-13) : variation du pourcentage de la diminution de débit en fonction de la position de l'écran

### III-14 gradient de sortie pour une fondation avec écran dans un milieu semi-infini

Pour voir l'effet de la fiche relative de l'écran d'étanchéité sur le gradient hydraulique, on calcule le gradient hydraulique pour  $f/B = 0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.6, 0.7, 0.8, 0.9, 1.0, 1.2$  dans les trois positions (amont, milieu, aval).

L'installation d'un écran diminue le gradient de sortie.

La figure (III-14) présente l'amélioration du gradient de sortie d'un barrage dépourvu d'écran et de tapis ou muni d'écran ou de tapis :

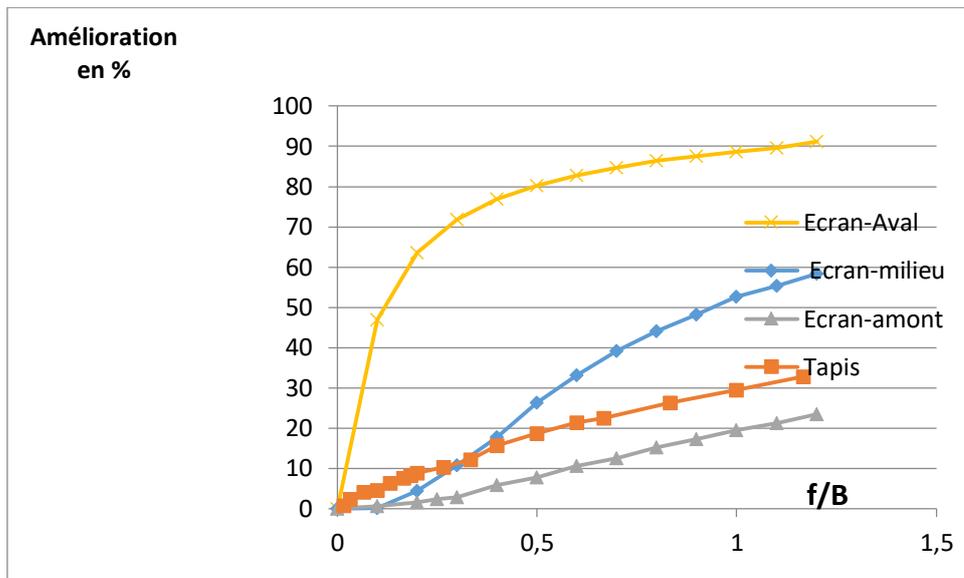


Figure (III-14) : comparaison du gradient hydraulique entre l'écran et le tapis dans plusieurs position

Les expérimentations numériques sur la position de l'écran d'étanchéité figure (III-15) révèlent que le gradient hydraulique augmente sensiblement au fur et à mesure que l'écran s'approche du milieu puis commence à diminuer d'une façon accentuée pour prendre une valeur minimale à l'aval. Pour ce cas d'étude l'amélioration peut atteindre plus de 60% (Figure III-16).

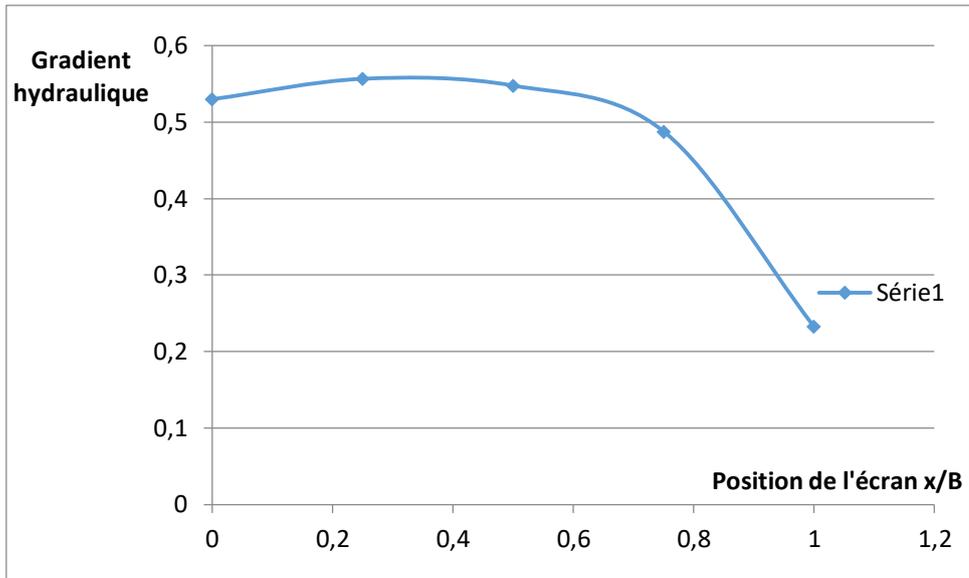


Figure (III-15) : variation du gradient hydraulique en fonction du position

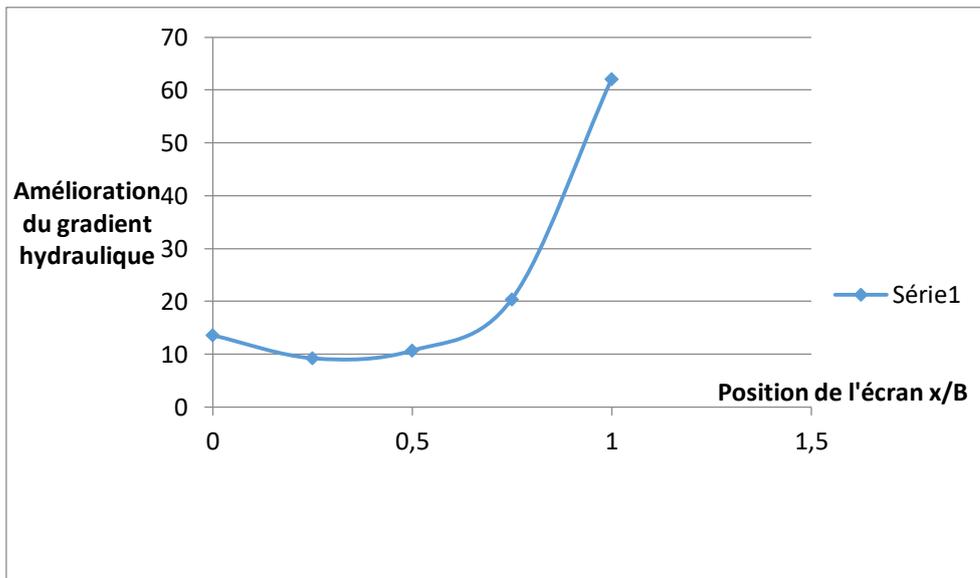


Figure (III-16) : Amélioration du gradient hydraulique en fonction de l'écran

### III- 15 Conclusion

Les expérimentations numériques ont été effectuées à l'aide du Logiciel Plaxis sur un barrage en béton muni ou dépourvu d'un écran d'étanchéité.

L'analyse des résultats a révélé les points suivants :

□□ vis à vis du débit :

- ✓ la meilleure position de l'écran est les extrémités de la fondation.
- ✓ le débit de fuite dépend de la profondeur de l'écran.
- ✓ il diminue avec la profondeur de l'écran.
- ✓ Le débit de fuite prend une valeur maximale lorsque l'écran est au milieu.

□□ vis à vis de la force de sous-pression

- ✓ la meilleure position de l'écran est en amont
- ✓ les sous-pressions à l'amont de l'écran sont insensibles à l'écran
- ✓ la force de sous-pression augmente au fur et à mesure que l'écran s'approche du pied aval du barrage.

□□ vis à vis du gradient hydraulique

- ✓ la meilleure position de l'écran est en aval
- ✓ le gradient hydraulique diminue avec la pénétration de l'écran dans le sol
- ✓ la valeur maximale du gradient de sortie est obtenue lorsque l'écran s'approche du milieu.



## CONCLUSION GENERALE

L'érosion interne se produit lorsque des particules de sols dans un barrage en remblai ou dans sa fondation sont entraînées à l'aval par les écoulements. Elle commence lorsque les forces érosives imposées par la charge hydraulique dépassent la résistance à l'érosion des matériaux constituant le barrage. Les forces érosives sont directement liées au niveau de l'eau du réservoir.

Le choix de technique pour diminuer le débit de fuite est peut être l'un des éléments les plus importants du processus de conception et de construction des barrages, car il peut influencer l'étude, le calcul et l'économie du barrage.

Dans ce contexte des expérimentations numériques ont été effectuées sur un barrage en béton muni ou dépourvu d'un écran d'étanchéité. L'analyse des résultats obtenus à l'aide du Logiciel Plaxis nous montre que :

- les paramètres hydrauliques tels que le débit de fuite, la force de sous-pression, et le gradient hydraulique de sortie diminuent avec l'augmentation de la profondeur de l'écran.
- la meilleure position de l'écran vis à vis du débit est en aval
- la meilleure position de l'écran vis à vis de la force de sous-pression est en amont
- la force de sous-pression augmente au fur et à mesure que l'écran s'approche du pied aval du barrage
- la meilleure position de l'écran vis à vis du gradient hydraulique est en aval
- l'installation d'un drain d'une longueur suffisante diminue et annule même le gradient

Il est à noter que cette recherche est purement hydraulique et qu'elle doit être suivie par d'autres expérimentations plus détaillées vis-à-vis le comportement mécanique.

Les déformations des barrages, dues à des causes multiples (charges du remblai, tassements différentiels et différés des remblais et des fondations, remplissage du réservoir et saturation des remblais, vidange, secousses sismiques) peuvent créer des zones d'extension ou même de fissuration des organes ou masques d'étanchéité, ce qui bouleverse les conditions initiales d'écoulement et dans certains cas, met en cause la sécurité. Un drainage interne doit donc être adapté au type du barrage et à sa fondation. Les filtres et drains aval devront avoir une grande capacité d'évacuation et être contrôlés non seulement durant les premières mises en eau, mais tout au long de la vie du barrage par des mesures régulières des fuites et par un réseau

## Conclusion générale

---

de piézomètres bien implantés et en nombre suffisant à l'amont comme à l'aval des organes étanches. Le contrôle est un élément important de la sécurité.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] <http://tice.inpl-nancy.fr>(Propriétés Mécaniques et Physiques des Sols)
- [2] Cambfort H. « géotechnique de l'ingénieur –reconnaissance des sols »
- [3] BOUNAADJA ZOULIKHA. (2009). Comportement mécanique du masque du barrage Bouhnifia (ALGERIE) en absence de la protection thermique, thèse de Magister.
- [4] CFGB (1997), Petits barrages – Recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi, Cemagref éditions.
- [5] Costet J. & Sanglerat G., «Cours pratique de mécanique des sols. Tome 1 : plasticité et calcul des tassement », Dunod, Paris, 1983.
- [6] Van Nghia, Nguyen. (2014).Caractérisation de l'érosion des sols par le Jet Erosion Test.
- [7] D, François. P, Meriaux. J, Monnet. (2013). Recommandations ERINOH (volume 2) : méthodologie de diagnostic de l'érosion interne dans les digues en remblai. HAL.
- [8]NAMANE,A.Yasser.NOR,M.(2016).Erosion régressive interne dans les barrages en remblais. Mémoire de Master en Génie civil.
- [9] Bulletin164. La commission internationale des grands barrages (CIGB, 2017).
- [10] BENDAHDMAN, F. (2005). Influence des interactions mécaniques eau-sol sur l'érosion interne. HAL.
- [11] Jean-Pierre Blais. (2005).Typologie de l'érosion interne et l'érosion interne des digues fluviales : une courte revue bibliographique.
- [12] DESODT, C.HORSIN MOLINARO, H. (2016) Phénomènes de boullance et d'érosion régressive (renard hydraulique) dans les barrages,
- [13] YASMINA, L. HANIFA, L. (2017). ÉTUDES DYNAMIQUE ET STABILITÉ D'UN BARRAGE DE KOUDIAT MEDOUAR (BATNA). MÉMOIRE DE MASTER
- [14]MEHANNI, A. (2015).COMPORTEMENT HYDROMÉCANIQUE ET ÉROSION DES SOLS FINS TRAITES. Thèse du doctorat de l'Université de Lorraine.
- [15] Castany [1982].

## Références

---

- [16] Encyclopédie Universelle [1996].
- [17] : Contribution a l'étude de la stabilisation chimique de quelques argiles gonflantes de la région de Tlemcen ; mémoire de magister de Université Aboubekr Belkaid – Tlemcen, Algérie