

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Mémoire de Master

Présenté à l'Université 08 Mai 1945 de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Génie Civil

Option : géotechnique

Présenté par : Hamlaoui hamza

Selmane zeyd

Thème : L'effet de l'eau dans le sol

Sous la direction de : MR Belabed lazhar

Juin 2018



Remerciement



En préambule à ce mémoire nous remerciant ALLAH qui nous aide et nous donne la patience et le courage durant ces longues années d' études.

Nous souhaitant adresser nos remerciements les plus sincères aux personnes qui nous ont apporté leur aide et qui ont contribué à l' élaboration de ce mémoire ainsi qu' à la réussite de cette formidable année universitaire.

Ces remerciements vont tout d' abord au corps professoral et administratif de la Faculté de science et technologie classe de génie civil et hydraulique, pour la richesse et la qualité de leur enseignement et qui déploient de grands efforts pour assurer à leurs étudiants une formation actualisée.

Nous tenant à remercier sincèrement Monsieur, « BELABED LAZHAR », qui, en tant que encadreur de mémoire, il s' est toujours montré à l' écoute et très disponible tout au long de la réalisation de ce mémoire, ainsi pour l' inspiration, l' aide et le temps qu' il a bien voulu nous consacrer et sans qui ce mémoire n' aurait jamais vu le jour.

On n' oublie pas nos parents pour leur contribution, leur soutien et leur patience.

Enfin, nous adressons nos plus sincères remerciements à tous nos proches et amis, qui nous ont toujours encouragées au cours de la réalisation de ce mémoire.

Merci à tous et à toutes.



Dédicace



Je dédie ce modeste travail à :

A mes parents .Aucun hommage ne pourrait être à la hauteur de l' amour dont ils ne cessent de me combler , et aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ce qu' ils méritent pour tous les sacrifices qu' ils n' ont cessé de me donner depuis ma naissance, durant mon enfance et même à l' âge adulte. Que dieu leur procure bonne santé et longue vie.

A celui que j' aime beaucoup et qui m' a soutenue tout au long de ce projet : mon frère BADRI « KAPI », et bien sûr mes sœurs.

Aux poussins de la famille ADEM et DIMA.

A tous mes amis et surtout OTHMANE et AZZEDINE.

A mon binôme ZEYD et toute la famille HAMLAOUI et SELMANE.

A mes enseignants durant mes années d' études pour leurs efforts et surtout mon encadreur MR « BELABED LAZHAR ».

A l' ensemble des étudiants de la promotion de master 2017/2018.

Et à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin pour que ce projet soit possible, je vous dis merci.

HAMLAOUI HAMZA



Dédicace



Je dédie ce modeste travail à :

A mes parents. Aucun hommage ne pourrait être à la hauteur de l' amour dont ils ne cessent de me combler , et aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ce qu' ils méritent pour tous les sacrifices qu' il n' ont cessé de me donner depuis ma naissance, durant mon enfance et même à l' âge adulte. Que dieu leur procure bonne santé et longue vie.

A celui que j' aime beaucoup et qui m' a soutenue tout au long de ce projet : mon frère YASSINE, et bien sûr ma sœur.

Au poussin de la famille HICHEME.

A tous mes amis et surtout WALID et YOUSSEF.

A mon binôme HAMZA et toute la famille SELMANE et HANLAOUI.

A mes enseignants durant mes années des études pour leurs efforts et surtout mon encadreur MR « BELABED LAZHAR ».

A l' ensemble des étudiants de la promotion de master 2017/2018.

Et à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin pour que ce projet soit possible, je vous dis merci.

SELMANE ZEYD

Résumé

Ce projet porte sur l'effet de l'eau dans le sol.

En notre qualité géotechnicien, nous avons posé le problème de l'impact de l'infiltration de l'eau dans les sols.

Dans cette étude, nous avons étudié les effets de l'eau dans les différents sols afin que nous définissions leurs composants de base et nous avons recherché les différents types d'eau et nous les avons identifiés.

Nous avons étudié la loi de Darcy, qui est une référence importante dans l'étude des lois de l'écoulement de l'eau et de leurs effets sur le sol, également nous avons défini le coefficient de perméabilité, la vitesse d'écoulement, la charge et le gradient hydraulique, et étudié la perte de charge hydraulique et la pression d'eau dans les couches de sol. Après nous avons étudié l'effet de l'eau souterraine sur la stabilité des ouvrages comme nous avons vu l'eau capillaire et l'effet de gel sur le sol.

Les phénomènes de renard, Boullance, et la poussée d'Archimède ont été également étudiés.

Enfin, nous avons résolu quelques applications et problèmes en utilisant des solutions manuelles et en utilisant le logiciel de simulation PLAXIS.

Abstract

This project focuses on the effect of water in the soil.

As a geotechnical engineer, we have posed the problem of the impact of water infiltration into soils.

In this study, we studied the effects of water in different soils so that we define their basic components and we researched the different types of water and we identified them.

We have studied Darcy's law, which is an important reference in the study of the laws of the flow of water and their effects on the ground, also the permeability coefficient, the flow velocity, the load and the hydraulic gradient, and studied the hydraulic head loss and the water pressure in the soil layers. Then we studied the effect of groundwater on the stability of structures as we have seen the capillary water and the effect of frost on the ground.

The fox phenomena, Boullance, and Archimedes' thrust were also studied.

Finally, we solved some applications and problems using manual solutions and using the PLAXIS simulation software.

ملخص

يركز هذا المشروع على تأثير الماء في التربة

بصفتنا مهندس جيوتقني ، طرحنا مشكلة تأثير تسرب المياه في التربة.

حيث قمنا في هذا البحث بدراسة تأثيرات الماء في التربة وكذا تعريف التربة ومكوناتها الأساسية وبحثنا عن مختلف أنواع الماء في التربة و قمنا بتحديدھا.

و قد قمنا بدراسة قانون دارسي ، الذي هو مرجع مهم في دراسة قوانين تدفق المياه وأثارها على التربة بحيث درسنا قوانين تدفق المياه في مختلف أنواع التربة و قمنا بتحديد معامل النفاذية و سرعة التدفق و الحمل و التدرج الهيدروليكي و دراسة فقدان الحمولة الهيدروليكي وضغط المياه في طبقات الأرض.

كما درسنا الخاصية الشعرية للماء في التربة و تأثير الجليد و المياه الجوفية على استقرار أعمال البنية التحتية.

كما درسنا عدة ظواهر مثل ظاهرة الثعلب و بولونس و دافعة أرخميدس.

و في النهاية قمنا بحل بعض التمارين و المشاكل باستعمال حلول يدوية و بالاستعانة ببرمجيات بلاكسيس.

Liste des figures

Chapitre I : L'eau dans le sol		Page
Figure I.1	Différence entre les volumes représentatifs des sols	4
Figure I.2	Diagramme des phases d'un sol	6
Figure I.3	Les types d'eau dans le sol	8
Figure I.4	le niveau d'eau dans le sol, tel qu'on le mesure dans un sondage piézométrique correspond à la surface libre de l'eau dans le sol. Au-dessus de ce niveau, les sols contiennent de l'eau capillaire	10

Chapitre II : L'écoulement de l'eau dans le sol		Page
Figure II.1	Trajectoire des molécules d'eau dans un sol	15
Figure II.2	Vitesse d'écoulement	15
Figure II.3	Ligne de courant	15
Figure II.4	Expérience de Darcy	16
Figure II.5	Perméabilité des sols stratifiés	19
Figure II.6	Perméamètre a charge constante	20
Figure II.7	Perméamètre a charge variable	21
Figure II.8	Écoulement horizontal et vertical	25
Figure II.9	Conditions aux limites d'un écoulement	27
Figure II.10	Conditions de continuité des débits à l'interface de deux couches de sol isotrope	29
Figure II.11	Réseaux d'écoulement autour d'une palplanche	31
Figure II.12	Poussée d'écoulement (écoulement unidimensionnelle)	33
Figure II.13	Pression d'écoulement (cas général)	33
Figure II.14	Formule de Dupuit	34
Figure II.15	Formule de Dupuit (zone de résurgence)	36
Figure II.16	Exemple de grain à grain (D'après Skempton)	40
Figure II.17	Exemple de réseau d'écoulement	43
Figure II.18	Exemple de découpage en fragments (d'après USACE, 1993)	44

Chapitre III : Stabilité des ouvrages en présence des eaux souterraines		Page
Figure III.1	Illustration en deux phases du phénomène de renard en fracturation	48
Figure III.2	Etape de la rupture de barrage « teton dame » : des premiers signes d'érosion visible près du socle rocheux, jusqu'à la rupture et l'inondation, via l'apparition de l'écoulement boueux et l'élargissement de la brèche	49
Figure III.3	Les forces mises en jeu lors de la boulangerie	50
Figure III.4	Sol saturé et sol déjaugé dans les piézomètres	52
Figure III.5	Détermination du coefficient de perméabilité par l'essai à charge constante(a) et par la charge variable(b)	52
Figure III.6	Echantillon de l'exemple dans la figure III.4 muni d'un tuyau d'alimentation branchée a sa base. Les piézomètres indiquent des niveaux d'eau pour une charge amont fixée à une hauteur h au-dessus du point (b)	53
Figure III.7	Illustration du phénomène de renard dans une retenue d'eau par rideaux de palplanche	56
Figure III.8	Le phénomène de renard dans une conduite a causé faiblesse de réalisation (défaut de compactage)	57
Figure III.9	Illustration de l'effondrement de l'ouvrage avec submersion dus à un renard	58

Liste des figures

Figure III.10	Cas d'un ouvrage	60
Figure III.11	Dispositifs de réduction du risque d'érosion interne	61
Figure III.12	Erosion interne « piping »	63

Chapitre IV : Les applications		Page
Figure IV.1	Rideaux en palplanches métallique	68
Figure IV.2	Diagramme des pressions interstitielles le long des rideaux en palplanche métallique	70
Figure IV.3	Mur de soutènement	71
Figure IV.4	Palplanche métalliques et le diagramme des pressions d'eau	73
Figure IV.5	Pousse d'Archimède	75
Figure IV.6	Excavation soutenue par des murs ancrés	76
Figure IV.7	Modèle géométrique	78
Figure IV.8	maillage	80
Figure IV.9	Répartition de la charge hydraulique avant l'excavation	80
Figure IV.10	Excavation de la phase 1	81
Figure IV.11	Second excavation	81
Figure IV.12	Répartition de la charge hydraulique après l'excavation	81
Figure IV.13	Réseau d'écoulement	82
Figure IV.14	Déplacement total	83
Figure IV.15	Déformation final	83
Figure IV.16	Contraintes totales	84
Figure IV.17	Contrainte effective	84
Figure IV.18	Pressions interstitielles actives	85
Figure IV.19	Moment fléchissant de la paroi	85

Liste des tableaux

Chapitre II : Loi d'écoulement de l'eau dans le sol		Page
Tableau II.1	Valeur de coefficient de perméabilité des sols	18
Tableau II.2	Phénomène analogique	45

Chapitre III : Stabilité des ouvrages en présence des eaux souterraines		Page
Tableau III.1	Valeurs caractéristiques de i_c , sachant que $\rho_s = 2.68 \text{ Mg/m}^2$	56

Chapitre IV : Des applications et des problèmes à résoudre		Page
Tableau IV.1	Propriétés des couches des sols et des interfaces	78
Tableau IV.2	Propriétés mécaniques de la paroi moulée	79
Tableau IV.3	Propriétés des éléments node-to-node	79
Tableau IV.4	Propriétés des bulbes d'ancrage (géo grille)	79
Tableau IV.5	Les résultats obtenus par la simulation en PLAXIS	86

Liste des symboles

Symbole	Définition
m_s	Les masses des grains
m_w	La masse de l'eau
ρ_s	les poids volumique des grains
ρ_w	Le poids volumique de l'eau
V_S	Volume des grains
V_W	Volume d'eau
V_a	Volume d'aire
V_V	Volume des vides
V_t	Volume total
σ	Contrainte total
σ'	Contrainte effective
n	La porosité
γ_w	Masse volumique de l'eau
g	Accélération de la pesanteur
v	Vitesse d'écoulement de l'eau
u	Pression de l'eau (pression interstitielle)
z	Cote (altitude) du point considéré, comptée positivement vers le haut à partir d'un Niveau, de références données (convention de l'hydraulique)
i	Gradient hydraulique
k	Coefficient de proportionnalité, appelé coefficient de perméabilité
A	Section droite de l'échantillon de sol
q	Débit à travers l'échantillon
\vec{v}	Vecteur de vitesse d'écoulement, $\vec{v}(x, y, z, t)$
\vec{i}	Vecteur de gradient hydraulique, $\vec{i}(x, y, z, t)$
h	Charge hydraulique $h(x, y, z, t)$
K	Coefficient caractérisant l'empilement des particules du sol (ou le réseau des vides), appelé « perméabilité » ou « perméabilité géométrique » ou « perméabilité Intrinsèque » et ayant la dimension d'une surface
μ	Viscosité dynamique de l'eau (proche de 10^{-6} kN · s/m ² pour l'eau pure à 20 °C)
K_H	Coefficient de perméabilité
$b_j; a_i$	Les côtés de la maille élémentaire KLMN du réseau
q_j	Le débit dans le tube de courant
v_j	La vitesse d'écoulement sur KL
Q	Le débit total
σ_v	Contrainte vertical
D	Perte de charge totale de l'écoulement
δh	Perte de charge dans l'écoulement
γ	Poids volumique
P'	La force hydrostatique
A	Aire totale
\bar{K}	Le tenseur de perméabilité
A_c	Aire de contact entre les grains
ρ_g	Masse volumique des grains
ρ_w	Masse volumique d'eau
i_{CT}	Le gradient critique de Terzaghi
ρ'	La masse volumique déjaugée
i_c	Gradient critique
h	Hauteur du liquide au-dessus du niveau de la mer en m

Liste des symboles

γ	Tension superficielle du liquide en $N.m^{-1}$
θ	Angle de contact entre le liquide et la paroi du tube en ° (angle de raccordement)
r	Rayon du tube en mm
ρ	Masse volumique du liquide en $g.cm^{-3}$
g	Accélération de la pesanteur, constante d'environ $9,81 m.s^{-2}$
S_{dst}	Valeur caractéristique de la force d'écoulement déstabilisatrice dans le sol
γ_H	Facteur partiel de sécurité pour sollicitation dû à la force d'écoulement tiré du tableau de l'eurocode 7
G'_{stb}	Poids propre caractéristique du sol sous poussée d'eau
$\gamma_{G,stb}$	Facteur partiel de sécurité pour sollicitation permanente stabilisatrice tiré du tableau de l'eurocode 7
γ_{sat}	Poids volumique humide
k_{he}	Perméabilité horizontal
k_{ve}	Perméabilité vertical
ν	Coefficient de poisson
φ	Angle de frottement
Ψ	Angle de dilatance
EA	Raideur normal
EI	Produit d'inertie
W	Poids
D	Épaisseur équivalent
L_S	Force maximal
F_{max}	Espacement

Sommaire

Introduction général	1
----------------------	---

Chapitre I : L'eau dans le sol		Page
I-1	Introduction	3
I-2	Qu'est qu'un sol ?	4
I-3	Les constituants élémentaires des sols	5
I-4	L'eau dans la nature	6
I-5	Les types d'eau dans le sol	6
I-5-1	L'eau de constitution	7
I-5-2	L'eau en phase vapeur	7
I-5-3	L'eau hygroscopique	7
I-5-4	L'eau pelliculaire	7
I-5-5	L'eau capillaire	7
I-5-6	L'eau libre ou gravifique	8
I-6	Mouvement de l'eau dans les sols « généralité »	9
I-7	Les nappes	9
I-8	Conclusion	11

Chapitre II : L'écoulement de l'eau dans le sol		Page
II-1	Introduction	13
II-2	Loi d'écoulement de l'eau dans le sol	13
II-2-1	Définition	13
II-2-1-1	Charge hydraulique	13
II-2-1-2	Gradient hydraulique	14
II-2-1-3	Surface équipotentielles et surfaces isopièzes	14
II-2-1-4	Vitesse d'écoulement	15
II-2-1-5	ligne et tubes de courant	16
II-2-2	loi de darcy	16
II-2-3	coefficient de perméabilité	17
II-2-3-1	Dimension et valeurs	17
II-2-3-2	Perméabilité des milieux stratifiés	18
II-2-3-3	Mesure de la perméabilité en laboratoire	19
a	Perméamètre à charge constante	19
b	Pérmiamètre à charge variable	20
II-2-4	Domaine de validité de la loi de darcy	22
II-3	Écoulement permanents dans les sols	23
II-3-1	Objet de l'hydraulique des sols	23
II-3-2	Perméabilité moyenne équivalente des terrains stratifiés	24
II-3-2-1	Cas d'un écoulement horizontal	24
II-3-2-2	Cas d'un écoulement vertical	24
II-3-3	Écoulement en milieu homogène et isotrope	25
II-3-3-1	Equation générale de l'écoulement	25
II-3-3-2	Condition aux limites	26
II-3-3-3	Condition de continuité	28
II-3-4	Réseau d'écoulement	29
II-3-4-1	Calcule des pressions et de gradient hydraulique	29
II-3-4-2	Calcule des débits	30
II-4	Pression d'écoulement	31
II-4-1	Interaction entre les phases solide et liquide	31

Sommaire

II-4-2	Expression de la pression d'écoulement	32
II-4-2-1	Écoulement unidimensionnelle	32
II-4-2-2	Cas général	33
II-5	écoulement de révolution a trois dimensions	34
II-5-1	Formule de Dupuit	34
II-5-2	Démonstration de Tcharny	36
II-6	Contrainte effective	37
II-7	Généralisation de la loi de darcy dans un milieu homogène et anisotrope en régime permanent	41
II-8	Méthode de résolution de ces équations	42
II-8-1	Méthode graphique	43
II-8-1-1	Réseau d'écoulement	43
II-8-1-2	La méthode des fragments	44
II-8-2	Méthode analytiques	44
II-8-3	Méthode de similitude	44
II-8-3-1	Modèles réduits	44
II-8-3-2	Modèle analogique	45
a	analogie électrique ou thermique	45
b	analogie visqueuse	46
II-8-4	Méthodes numérique	46
II-9	Conclusion	46

Chapitre III : Stabilité des ouvrages en présence des eaux souterraines		Page
III-1	Introduction	48
III-2	Gradient critique de Terzaghi et boullance	49
III-2-1	La boullance	50
III-2-2	L'écoulement dans un massif	51
III-2-3	Les hypothèses implicites	51
III-3	Forces d'écoulement, sable boullant et liquéfaction	51
III-4	Phénomène de renard hydraulique	56
III-4-1	Renard et fracturation hydraulique	58
III-5	Transposition aux ouvrages	59
III-6	Moyenne de réduction du risque d'érosion interne	60
III-6-1	Loi des filtres	61
III-7	Capillarité	63
III-7-1	Explications	63
III-7-2	Comment expliquer cette tension superficielle ?	63
III-7-3	La loi de Jurin	64
III-7-4	Expérience	64
III-7-5	Exemple	65
III-8	Effet de gel dans le sol	65
III-9	Conclusion	66

Sommaire

Chapitre IV : Les applications		Page
Application 1		68
Application 2		71
Application 3		72
Application 4		75
Application 5 (manipulation de l'application 2 sur PLAXIS)		76
Conclusion		87
Conclusion général		88

Introduction générale

Dans le domaine de la géotechnique, l'eau est généralement considérée comme un élément perturbateur, voire un ennemi. La présence d'eau dans un sol et les interactions eau-sol qui en découlent, ont pour résultat de compliquer les problèmes de construction.

En première analyse, on peut résumer l'approche à deux questions de base :

- où est l'eau dans le sol ? Ce qui se traduira par zones saturées ou non saturées et par la définition de niveaux piézométriques ;
- comment l'eau peut se déplacer dans le sol ? Ceci dépendra de deux facteurs principaux : tout d'abord une propriété du sol (la perméabilité) et ensuite d'un facteur externe (le gradient hydraulique).

Les effets de cette présence de l'eau dans le sol et de son éventuel déplacement peuvent se traduire dans la pratique en termes de pression sous la forme d'une influence mécanique sur le sol ou en termes de débit. Attention, un sol dans lequel les débits sont faibles peut néanmoins subir des effets mécaniques importants du fait de la présence d'eau et de son déplacement. Retenir qu'il n'y a pas de relation stricte entre pression et débit.

Dans la pratique, la connaissance des paramètres hydrauliques des sols intervient par exemple dans les problèmes suivants :

- excavation d'une fouille : évaluation des débits à pomper pour que la fouille reste à sec ;
- calcul des fuites à travers et sous un barrage ;
- problèmes de stabilité liés à la valeur de la pression interstitielle ou aux forces d'écoulement dans tous les ouvrages : talus, fouilles, barrages...

Chapitre I : l'eau dans le sol

I-1 Introduction

Du point de vue géotechnique, on définit un sol comme faisant partie des roches meubles d'une formation géologique superficielle résultant de l'altération des roches de l'écorce terrestre.

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.

Une fois reconnue la présence d'eau dans un terrain, il faudra s'attacher aux problèmes qu'elle pose et qui se ramènent pratiquement tous, soit à son élimination (épuisement de fouille), soit à une réduction de sa charge (drainage).

Le drainage et le rabattement provisoire ou définitif de la nappe phréatique, sont souvent indispensables pour la réalisation des ouvrages, et pour leur stabilité.

La connaissance théorique des lois de l'écoulement de l'eau dans le sol, comme celle de l'action mécanique qui en résulte, seront nécessaires au projeteur, elles lui permettront d'appréhender les principes physiques et mécaniques qui ne sont pas remis fondamentalement en cause par les résultats de la pratique, ainsi que de prévoir et d'expliquer le comportement particulier des massifs. [1]

I-2 Qu'est-ce qu'un sol ?

Le sol désigne en mécanique des sols la partie superficielle de l'écorce terrestre qui est le plus souvent sollicitée par les constructions humaines.

D'un point de vue de l'ingénieur, on distinguera les sols et les roches simplement en suivant Terzaghi. On considère que les deux sont des assemblages de grains minéraux qui, pour les sols à l'opposé des roches, ne sont pas liés entre eux par des forces de cohésion fortes et permanentes et sont sensibles à l'action de l'eau. Dans la pratique, il y a évidemment passage progressif des sols aux roches et on parlera souvent, à la frontière, de roches tendres ou de sols raides (indurés).

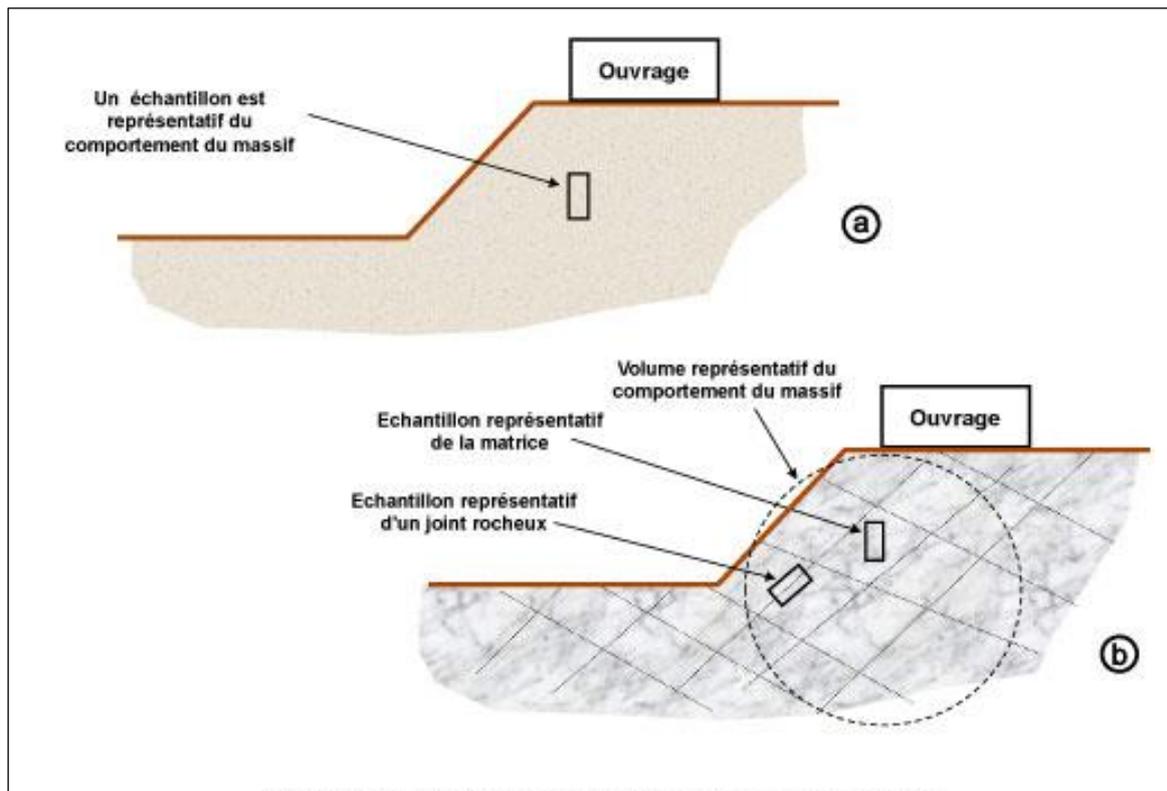


Figure 1.2 : Différence entre les volumes représentatifs

(a) pour un sol

(b) pour une roche

Figure I.1 différences entre les volumes représentatifs des sols [2]

a : pour un sol

b : pour une roche

D'un point de vue mécanique, le comportement d'un sol sera celui de la matrice : on considérera plutôt un matériau continu, alors que le comportement de la roche, au niveau du massif, sera en général essentiellement influencé par les discontinuités (voir figure I.1 : sol et roche). Là encore, la coupure n'est pas aussi simple, il convient également de considérer l'échelle d'observation : par exemple pour un sable, au niveau de quelques grains, on ne peut pas considérer le matériau comme continu, alors qu'en considérant un volume plus important, le matériau apparaît comme continu. Cette observation peut se traduire pratiquement par la notion de volume élémentaire représentatif (Figure. I.1) nécessaire à la détermination des propriétés d'un massif, notion pas toujours applicable pour tous les géo

matériaux, mais très souvent accessible pour les sols. Ce volume n'est pas obligatoirement le même en fonction de la propriété que l'on veut étudier.

D'un point de vue géologique, les sols sont souvent formés de matériaux meubles provenant de l'altération sur place de roches plus dures ou de matériaux récemment déposés, il peut également s'agir de matériaux artificiels liés à l'action de l'homme. Évidemment, la définition du sol de la mécanique des sols n'est pas celle de la pédologie. [2]

I-3 Les constituants élémentaires des sols

Un sol est généralement constitué de trois phases (Figure I.2):

- ✓ phase solide ;
- ✓ phase liquide ;
- ✓ phase gazeuse.

La phase solide est constituée de grains essentiellement minéraux et est celle qui montre la plus grande variabilité.

La phase liquide est généralement constituée par de l'eau. Cette eau intervient essentiellement par la nature des ions présents. Elle peut constituer une quatrième phase, sous forme de glace, dans les sols gelés.

Les propriétés et le comportement de ces différents types d'eau sont très divers vis-à-vis en particulier de leur mobilité.

La phase gazeuse est constituée généralement par de l'air, mais peut dans certaines conditions, être de nature différente

Dans un sol naturel, les différents éléments (air, eau, grains) sont disposés en ordre dispersé et suivant un arrangement lié à la fois aux conditions et à l'histoire ultérieure subie. On peut schématiser les 3 phases dans un diagramme simplifié (Figure I.2) dans lequel on distinguera :

- Les volumes occupés par chaque constituant respectivement V_S pour les grains, V_W pour l'eau, V_a pour l'air avec
 $V = V_S + V_W + V_a$ Le volume total et $V_V = V_W + V_a$ le volume des vides ;
- les masses des grains m_S , de l'eau m_w (la masse de l'air est nulle : pesée dans l'air) ;
- les poids des grains ρ_S et de l'eau ρ_w .

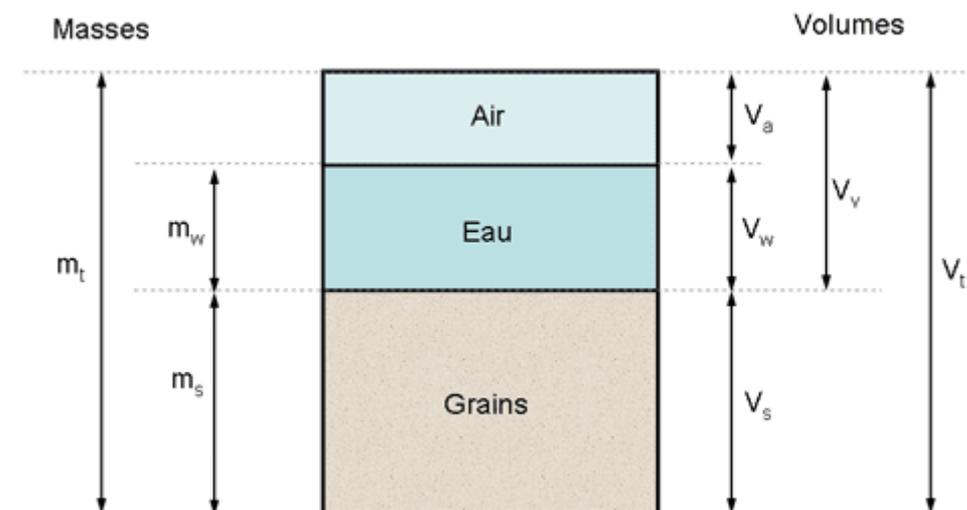


Figure I.2 : Diagramme des phases d'un sol

I-4 L'eau dans la nature

L'eau présente dans le sol ne représente qu'une faible partie de l'eau existant à la surface du globe terrestre. L'essentiel de cette eau est salée et se trouve dans les océans et les mers (97,2 %). L'eau douce est répartie entre les glaciers (2 %), les nappes souterraines (0,58 %, soit environ huit millions de kilomètres cubes), les lacs et cours d'eau (0,16 %) et l'atmosphère, sous forme de vapeur (0,001 %).

L'eau souterraine communique avec les réservoirs d'eau douce et salée, avec les rivières et avec l'atmosphère (évaporation et précipitations). Par ailleurs, en fonction de la température, elle peut se changer en glace ou se former à partir de la glace. [3]

I-5 Les types d'eau dans le sol

L'eau qui se trouve dans les sols est soumise à plusieurs forces. Les molécules d'eau subissent d'abord une attraction réciproque constituant la cohésion de l'eau, et leur permettant de rester groupées entre elles.

Mais elles subissent aussi une attraction moléculaire de la part des substances étrangères au contact desquelles elles se trouvent, cette cohésion fixe la molécule d'eau aux parois.

De plus, l'eau dans le sol est soumise à l'influence de la pesanteur qui, suivant la grandeur des forces qui lui sont opposées par les attractions moléculaires, permettra ou ne permettra pas à l'eau de se mouvoir.

En fin, la tension de vapeur d'eau de l'atmosphère surmontant l'eau, provoquera des mouvements d'eau soit par évaporation, soit par condensation. Ainsi il y a lieu de distinguer différentes catégories d'eau dans un sol.

I-5-1 L'eau de constitution

Qui fait partie de la constitution chimique des masses minérales présentes dans la phase solide du sol.

I-5-2 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-5-3 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-5-4 L'eau pelliculaire

Entoure les particules de sol et leur eau hygroscopique. Elle est soumise à des forces d'attraction moléculaires de la part de la couche d'eau hygroscopique qui diminuent rapidement quand on s'éloigne de la particule. Le jeu des forces moléculaires entre particules voisines peut permettre à cette eau de se déplacer sous forme liquide.

Les eaux hygroscopique et pelliculaire sont en quelque sorte une eau liée dont les propriétés physiques sont bien différentes de celles de l'eau libre à la même température.

Elle a une forte viscosité, ne transmet pas les pressions hydrostatiques et ne se déplace pas sous l'effet de la pesanteur. Ses propriétés sont, de plus, fortement influencées par les cations présents dans l'eau libre et qui, attirés par l'eau liée, pénètrent en elle, et forment le complexe d'adsorption dont l'étude est fort instructive pour expliquer le comportement des sols argileux. On estime souvent à 0.1u la distance à la surface de la particule à partir de laquelle les forces d'attraction moléculaire deviennent négligeables, la fraction hygroscopique ne peut être extraite que par un vide poussé ou par dessiccation. La fraction pelliculaire peut être extraite par centrifugation poussée.

Alors que la teneur en eau hygroscopique est très faible (de l'ordre de 0.2 à 0.5 %) pour des sables, elle peut atteindre pour les argiles, ayant une forte surface spécifique (montmorillonite), 15 à 20 %. De même la teneur en eau pelliculaire des sables ne sera que de quelques pourcents, alors que celle des argiles peut atteindre 40 à 45 %.

I-5-5 L'eau capillaire

Elle est retenue dans les pores du sol par les forces de capillarité dues à la tension superficielle qui se développe à l'interface eau-air. Elle est soumise à l'action de la pesanteur et elle transmet les pressions.

I-5-6 L'eau libre ou gravifique

C'est celle qui obéit uniquement à la pesanteur, s'écoule dans le sol et peut être extraite par des techniques simples. Elle transmet la pression hydrostatique, et sous l'action de différences de pression, elle peut circuler librement.

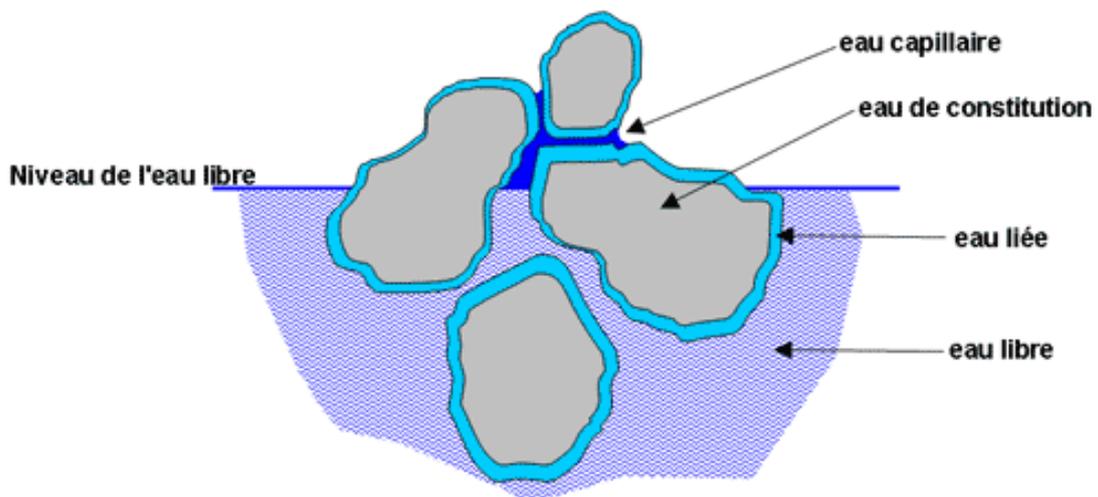
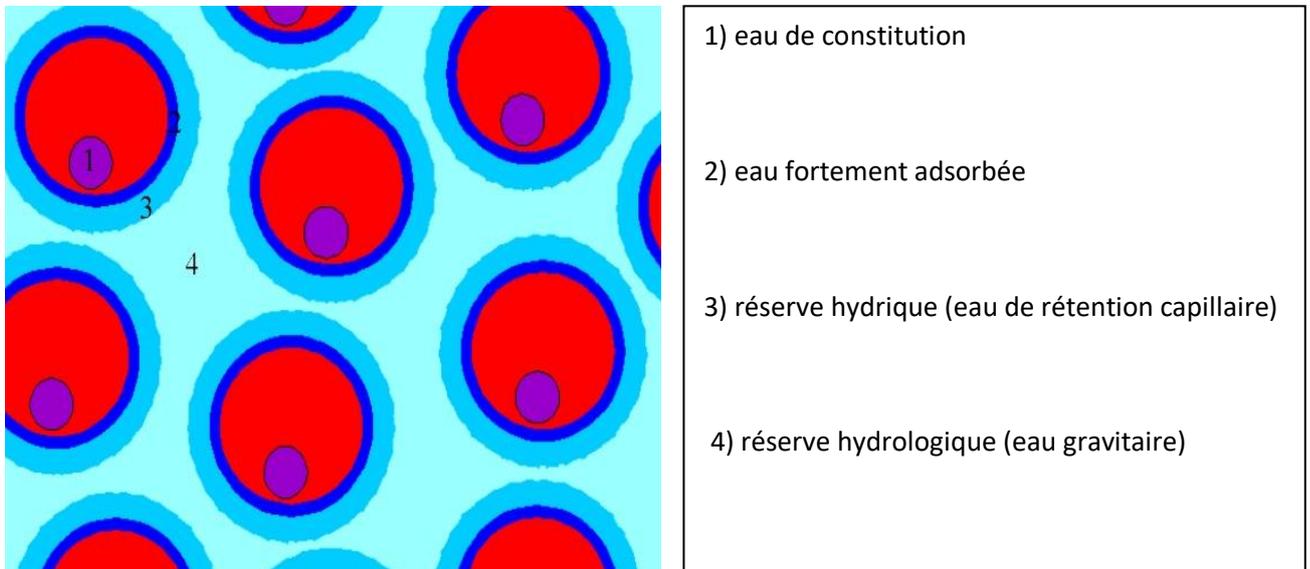


Figure I-3 : Les types d'eau dans le sol

I-6 Mouvements de l'eau dans les sols : généralités

L'eau se déplacera dans un sol si et seulement si, des forces génératrices de ce déplacement se développent. Nous avons déjà parlé des mouvements liés à la capillarité et de la zone située au-dessus de la nappe.

Si nous nous plaçons dans la zone saturée sous la nappe, les mouvements de l'eau peuvent être dus soit à la gravité, soit à un gradient hydraulique. Les mouvements liés à la gravité sont évidemment descendants, les autres dépendront des gradients appliqués et des propriétés locales des sols (seule l'eau libre est concernée).

Lorsque les conditions qui entraînent les mouvements sont identiques au cours du temps, on parlera de régime permanent ou stationnaire (autrement dit en un point, les vitesses de déplacement de l'eau sont constantes) ; nous ne traiterons dans ce chapitre que ces types d'écoulement. Dans les phénomènes de consolidation, nous ne serons plus en régime permanent.

Les hypothèses générales qui sont posées pour les mouvements de l'eau dans le sol sont les suivantes (cas du régime permanent) :

- l'eau est incompressible ;
- il y a continuité du liquide : en considérant un volume quelconque du sol, pendant un temps donné, il y a égalité entre les volumes d'eau entrants et sortants ;
- la relation de Terzaghi : $\sigma = \sigma' + u$ est valide ;
- l'eau qui circule entre les grains présente de la viscosité ;
- la gravité est prise en compte.

Les paramètres qui entreront dans les mouvements de l'eau sont :

- d'une part une propriété intrinsèque du sol : la perméabilité ;
- d'autre part la charge hydraulique qui se traduira par un gradient.

C'est la combinaison de ces deux facteurs qu'il faudra toujours considérer. [4]

I-7 Les nappes

Une nappe aquifère est une accumulation d'eau dans un milieu poreux ou une roche fissurée

Cette eau est retenue par une formation imperméable (ou seulement moins perméable) appelée mur de la nappe. Généralement, la composante verticale du gradient hydraulique étant très faible, il s'ensuit que la charge ne varie pas sur une verticale. Le niveau d'eau dans un piézomètre est donc indépendant de la position sur la verticale de son extrémité. Le lieu géométrique de ce niveau est la surface piézométrique.

Figure I.4 : le niveau d'eau dans le sol, tel qu'on le mesure dans un sondage piézométrique correspond à la surface libre de l'eau dans le sol. Au-dessus de ce niveau, les sols contiennent de l'eau capillaire. Si la surface piézométrique se trouve dans la formation perméable, la nappe est libre. La surface piézométrique définit alors la surface de la nappe. Au-dessus de la surface piézométrique, le terrain est saturé, sur une certaine hauteur, par l'eau capillaire (figure I.4). Si la surface piézométrique se trouve au-dessus ou dans la formation imperméable, qui recouvre la formation perméable, la nappe est captive. La formation imperméable est appelée « toit de la nappe ».

La figure I.4 synthétise les principaux objets et termes associés aux nappes. La nappe phréatique est la première nappe libre rencontrée sous la surface topographique. C'est la nappe qui alimente les puits ; c'est aussi souvent celle qui est le plus directement en contact avec les projets d'infrastructures. [5]

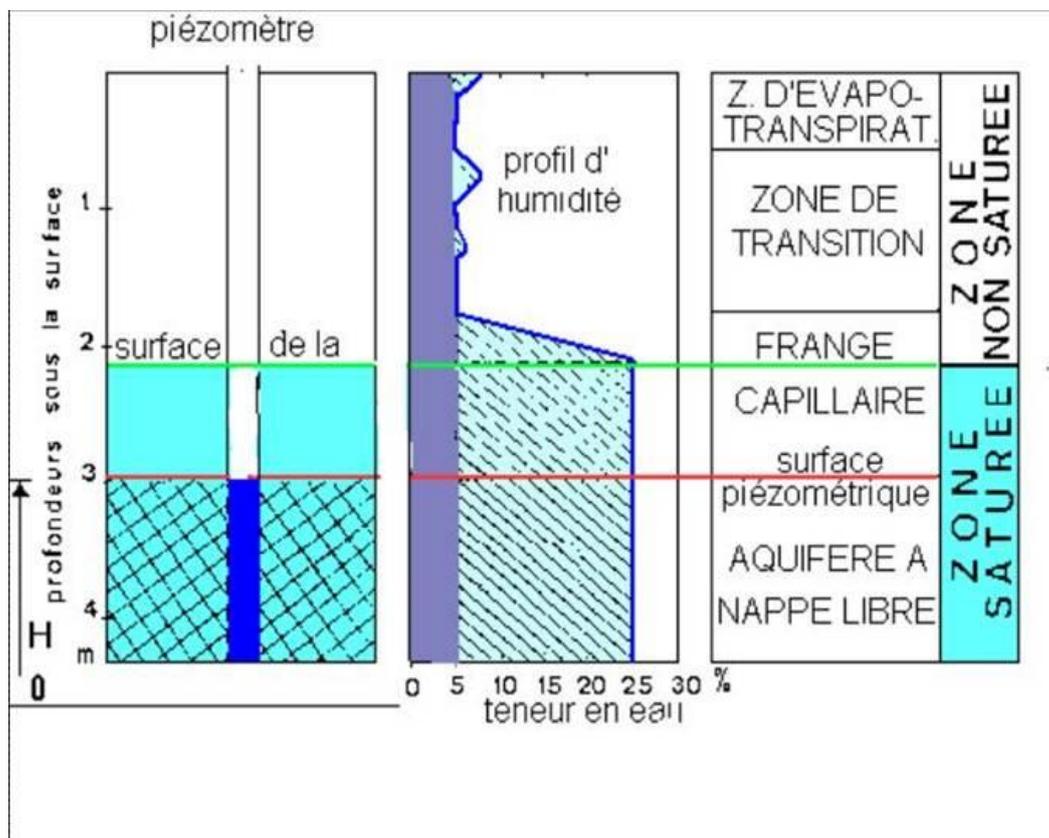
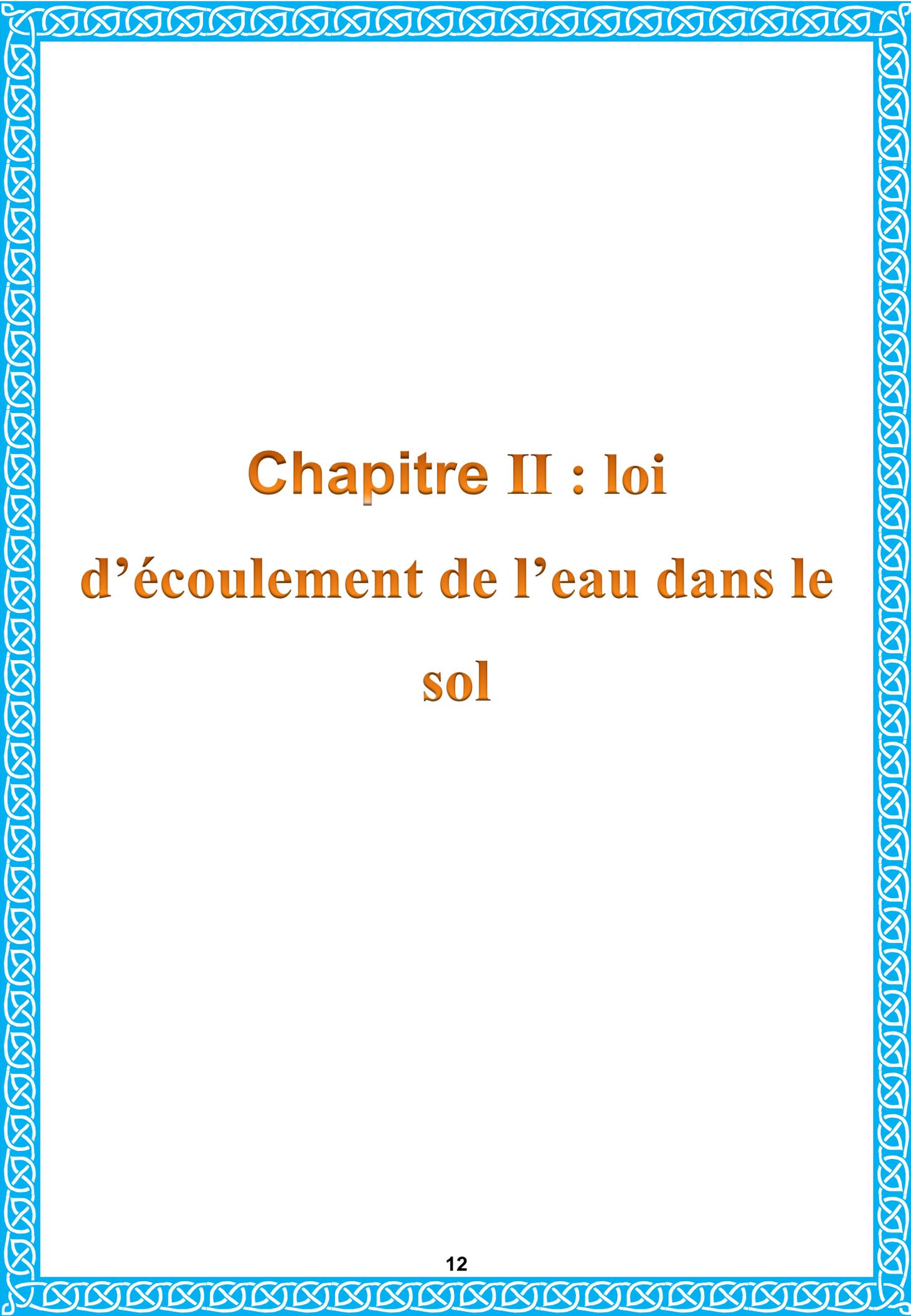


Figure I.4 le niveau d'eau dans le sol, tel qu'on le mesure dans un sondage piézométrique correspond à la surface libre de l'eau dans le sol. Au-dessus de ce niveau, les sols contiennent de l'eau capillaire [5]

I-8 Conclusion

L'eau peut se trouver dans les sols à l'état statique ou dynamique. En dépit des fluctuations saisonnières, on considère généralement la nappe phréatique comme stationnaire pour la plupart des applications géotechniques.

L'eau adsorbée est généralement statique. Dans le même ordre d'idée, on suppose que l'eau capillaire est stationnaire en dépit du fait qu'elle puisse fluctuer selon les conditions climatiques. Les problèmes posés par l'interaction de l'eau statique et du sol feront l'objet du prochain chapitre



Chapitre II : loi d'écoulement de l'eau dans le sol

II-1 Introduction

Ce chapitre présente les principales lois de l'écoulement et les concepts fondamentaux. Il traitera de l'équation de Darcy qui est le fondement de toutes les théories d'écoulement, des notions de potentiel, de l'équation de la continuité, la solution de quelques problèmes simples d'écoulement, des réseaux d'écoulement et de l'hypothèse de Dupuit--Forcheimer.

II-2 Loi d'écoulement de l'eau dans le sol

Le sol est défini par sa porosité : $n = \frac{\text{volume des vides}}{\text{volume total}}$ supposée constante au cours du temps (en fait, pour être tout à fait exact, il faut prendre la porosité efficace, définie comme le rapport du volume des vides dans lesquels l'eau libre peut circuler au volume total). Le sol est supposé saturé dans toute la zone intéressée par l'écoulement. On admet en outre qu'il est homogène et, sauf mention contraire, isotrope. [3]

II-2-1 Définition

II-2-1-1 Charge hydraulique

Pour décrire les mouvements des fluides en mécanique des fluides, on utilise la notion de charge hydraulique, qui est une énergie potentielle par unité de volume de fluide. Pour l'écoulement de l'eau, la charge hydraulique h a pour expression (Equation de Bernoulli):

$$h = \frac{u}{\rho_w \cdot g} + z + \frac{v^2}{2g} = \frac{u}{\gamma_w} + z + \frac{v^2}{2g}$$

Avec u pression de l'eau (pression interstitielle),

γ_w Masse volumique de l'eau,

g Accélération de la pesanteur,

v vitesse d'écoulement de l'eau,

z Cote (altitude) du point considéré, comptée positivement vers le haut à partir d'un Niveau, de références données (convention de l'hydraulique),

ρ_w Poids volumique de l'eau.

La charge hydraulique contient trois termes : les deux premiers correspondent à l'énergie des forces extérieures (énergie potentielle de la particule d'eau considérée) et le troisième à l'énergie cinétique de l'eau en mouvement. La vitesse de l'eau dans les sols est en général très faible : dans les couches d'argile, l'eau parcourt une dizaine de mètres en dix ou vingt ans (quelques millimètres par jour). Dans des cas exceptionnels, elle atteint 1 m/s. Le terme dû à l'énergie cinétique ($v^2/2g$) reste donc faible devant les deux autres. Il est pour cette raison négligé en mécanique des sols.

L'expression de la charge hydraulique, appelée aussi potentiel hydraulique, se réduit donc au terme de l'énergie potentielle :

$$h = \frac{u}{\rho_{\omega} \cdot g} + z = \frac{u}{\gamma_{\omega}} + z$$

La charge hydraulique a la dimension d'une longueur et est généralement exprimée en mètres. La pression interstitielle u se déduit de la charge hydraulique par la relation :

$$u = \gamma_{\omega}(h - z)$$

Remarque :

- h est la cote à laquelle remonterait l'eau dans un tube placé dans le massif de sol au point P.
- En réalité l'équation de Bernouilli s'applique à un liquide parfait (incompressible et non visqueux). L'eau dans le sol ne peut être considérée comme un fluide parfait et la charge hydraulique varie le long d'un filet liquide, plus exactement elle décroît car le mouvement dissipe de l'énergie soit dans l'eau elle-même, soit au contact avec les grains du sol. On dit qu'il y a perte de charge. [3]

II-2-1-2 Gradient hydraulique

Le gradient hydraulique est un vecteur défini comme l'opposé du gradient de la charge hydraulique h :

$$\vec{i} = -\overrightarrow{\text{grad}} h$$

Il a pour composantes :

$$i_x = -\frac{\partial h}{\partial x} ; i_y = -\frac{\partial h}{\partial y} ; i_z = -\frac{\partial h}{\partial z}$$

II-2-1-3 Surface équipotentielle et surfaces isopièzes

Les surfaces sur lesquelles la charge hydraulique est constante sont appelées « surfaces équipotentielles ». Les surfaces sur lesquelles la pression de l'eau est constante sont appelées « surfaces isopièzes ».

Compte tenu de sa définition, le vecteur de gradient hydraulique en un point P est normal à la surface équipotentielle qui passe par ce point. [3]

II-2-1-4 Vitesse d'écoulement

Dans un sol (ou milieu poreux), les pores qui séparent les particules et sont offerts à la circulation de l'eau ont des dimensions et des formes très variables (figure II.1). Les molécules d'eau suivent donc une trajectoire sinueuse et irrégulière qu'il n'est pas possible de décrire simplement.

On est donc conduit, faute de pouvoir raisonner sur les vitesses réelles, à introduire une vitesse moyenne dite « vitesse d'écoulement », définie comme la limite du rapport dQ/dS du débit dQ à travers une section dS de normale \vec{n} (figure II.2) On démontre que, dans le cas d'un fluide incompressible, le rapport dQ/dS est de la forme :

$$\frac{dQ}{dS} = \vec{v} \cdot \vec{n}$$

Le vecteur \vec{v} étant défini, en chaque point, indépendamment de l'orientation de la section dS ou encore de la normale \vec{n} à cette section.

Ce vecteur \vec{v} est appelé « vitesse d'écoulement » (ou vitesse de filtration). C'est une vitesse moyenne apparente, le débit étant rapporté à la section totale du sol (particules + vides).

On définit également en chaque point la vitesse moyenne vraie, rapportée à la seule section des vides offerts à l'écoulement et notée \vec{v}' .

La vitesse moyenne apparente \vec{v} et la vitesse moyenne vraie \vec{v}' sont liées par la relation

$$\vec{v}' = \frac{\vec{v}}{n} \text{ Avec } n \text{ porosité du sol.}$$

La vitesse moyenne vraie est un peu plus grande que la vitesse moyenne apparente.

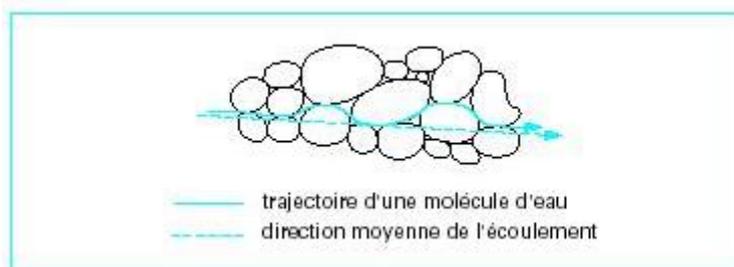


Figure II.1 : Trajectoire des molécules d'eau dans un sol [3]

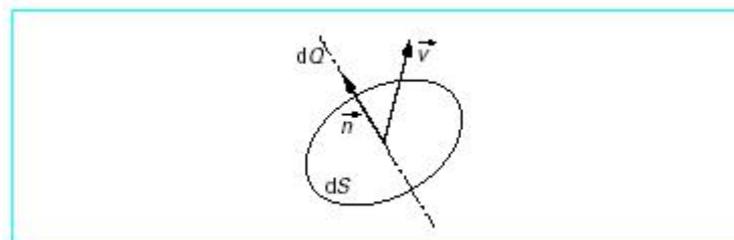


Figure II.2 : Vitesse d'écoulement [3]

II-2-1-5 Lignes et tubes de courant

On appelle ligne de courant une courbe tangente en chaque point à la vectrice vitesse d'écoulement en ce point. Il s'agit donc de la trajectoire (moyenne) dans le sol de l'eau qui passe par un point. Si cette courbe est rectiligne, l'écoulement est dit linéaire. Par chaque point d'un massif de sol homogène ne passe qu'une seule ligne de courant.

Les lignes de courant qui partent des points d'une courbe fermée de l'espace délimitent un volume appelé « tube de courant », qui constitue une sorte de tuyau virtuel : l'eau qui entre dans un tube de courant ne peut sortir latéralement de ce volume en coupant les lignes de courant.[3]

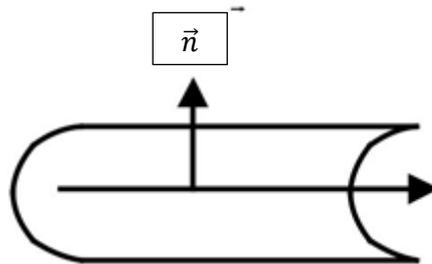


Figure II.3 : Ligne de courant

II-2-2 Loi de Darcy

La vitesse d'écoulement de l'eau dans un massif de sol dépend de la géométrie des pores du sol offerts à la circulation de l'eau et aussi des différences de charge hydraulique entre les points du massif.

La relation entre la vitesse d'écoulement et la charge hydraulique dans un écoulement unidimensionnel a été déterminée expérimentalement en 1856 par Darcy, qui étudiait le débit de l'eau dans un tube rempli de sable. Darcy mesurait à la fois la perte de charge entre les deux extrémités de la conduite et le débit de filtration correspondant lorsque le régime permanent était atteint. Un dispositif semblable à celui utilisé par Darcy est représenté à la (figure II.4). [1]

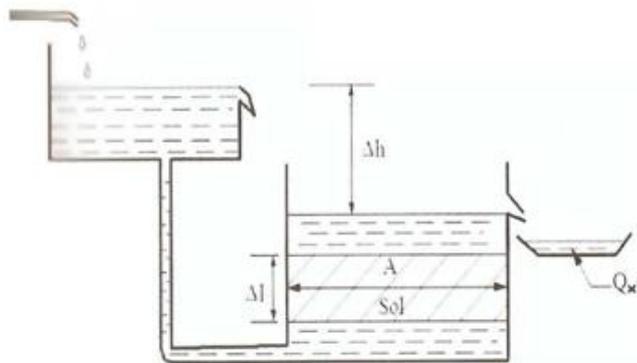


Figure II.4 : Expérience de Darcy [1]

La loi de Darcy s'écrit sous la forme :

$$v = k \cdot \frac{\Delta h}{\Delta l} = k \cdot i$$

Avec v : vitesses d'écoulement (vitesse de filtration),

i : gradient hydraulique, égal à $-dh/dx$ (écoulement unidimensionnel suivant la Direction Ox),

k : coefficient de proportionnalité, appelé coefficient de perméabilité (§ 3.3).

Cette relation peut se mettre sous la forme : $Q = k \cdot i \cdot A$

Avec Q : débit à travers l'échantillon,

A : Section droite de l'échantillon de sol

La loi de Darcy a été généralisée par Schlichter au cas d'un écoulement tridimensionnel dans un sol homogène et isotrope, sous la forme :

$$\vec{v} = k \cdot \vec{i} = -k \overrightarrow{\text{grad}h}$$

Avec \vec{v} : Vecteur de vitesse d'écoulement, $\vec{v}(x, y, z, t)$

\vec{i} : Vecteur de gradient hydraulique, $\vec{i}(x, y, z, t)$

k : coefficient de perméabilité du sol (k constant en milieu homogène),

h : charge hydraulique $h(x, y, z, t)$.

Dans un sol isotrope, la vitesse d'écoulement est donc parallèle au gradient hydraulique, lui-même normal aux surfaces équipotentielles de l'écoulement. Par conséquent, la vitesse d'écoulement est normale aux surfaces équipotentielles.

Remarque : une nappe au repos est caractérisée par une vitesse d'écoulement nulle

($\vec{v} = 0$), Donc ($\overrightarrow{\text{grad}h} = 0$) et la charge hydraulique est constante. [1]

II-2-3 Coefficient de perméabilité

II-2-3-1 Dimension et valeurs

Le coefficient k de la loi de Darcy, appelé « coefficient de perméabilité », a la dimension d'une vitesse car le gradient hydraulique i est sans dimension (rapport de deux longueurs) et la vitesse d'écoulement de l'eau a elle-même la dimension d'une vitesse. Il s'exprime en général en m/s.

Le coefficient de perméabilité (appelé aussi « conductivité hydraulique ») varie largement avec la nature et l'état du sol. Il est donné généralement en puissances de 10 (10^n ou 2×10^n ou $3,5 \times 10^n$, etc.).

Ses valeurs vont de 1 m/s pour les graviers très perméables à 10^{-11} m/s pour les argiles très peu perméables (tableau II-1).

Le coefficient de perméabilité dépend à la fois des caractéristiques du sol et de celles de l'eau. On montre qu'il est de la forme :

$$k = \frac{K}{\mu} \cdot \gamma_{\omega}$$

Avec K : coefficient caractérisant l'empilement des particules du sol (ou le réseau des vides), appelé « perméabilité » ou « perméabilité géométrique » ou « perméabilité intrinsèque » et ayant la dimension d'une surface,
 μ : viscosité dynamique de l'eau (proche de 10^{-6} kN · s/m² pour l'eau pure à 20 °C),
 γ_{ω} : Poids volumique de l'eau.

Tableau 1 - Valeurs du coefficient de perméabilité des sols				
Type de sol	Gravier	Sables	Limons (silts)	Argiles
k (m/s)	10^0	10^{-3}	10^{-6}	10^{-9} à 10^{-11}
Méthode de mesure en laboratoire	Perméamètre à charge constante		Perméamètre à charge variable	

Tableau II.1 : Valeurs du coefficient de perméabilité des sols [3]

II-2-3-2 Perméabilité des milieux stratifiés

Les sols naturels sédimentaires, provenant du transport et du dépôt des produits d'altération des roches, se présentent en général sous forme de couches superposées, sensiblement horizontales et de perméabilités différentes.[3]

On peut remplacer cette succession de couches par une couche unique de perméabilité équivalente, c'est-à-dire donnant le même débit sous la même charge. En notant k_i et H_i respectivement le coefficient de perméabilité et l'épaisseur de la i^e couche, on obtient :

- pour un écoulement parallèle à la stratification (figure II.5), le coefficient de perméabilité équivalent k_{he} :

$$k_{he} = \frac{\sum_{i=1}^n k_i H_i}{\sum_{i=1}^n h_i}$$

- pour un écoulement perpendiculaire à la stratification (figure 9 b), le coefficient de perméabilité équivalent k_{ve} :

$$k_{ve} = \frac{\sum_{i=1}^n H_i}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{H_i}{k_i}\right)}$$

On peut montrer que, dans tous les cas, $k_{ve} \leq k_{he}$

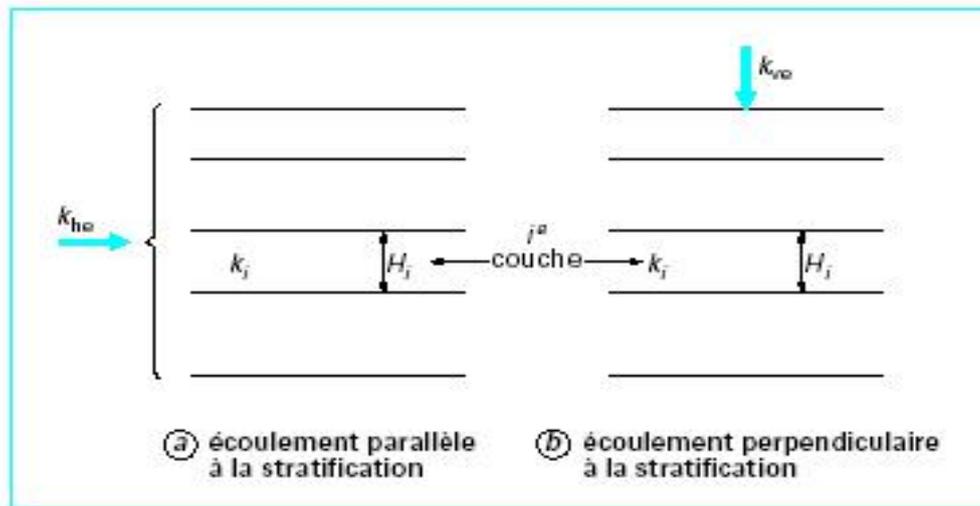


Figure II.5 : Perméabilité des sols stratifiés [3]

II-2-3-3 Mesure de la perméabilité en laboratoire

Le principe de la mesure consiste à relier le débit Q traversant un échantillon cylindrique de sol saturé (écoulement uniforme) à la charge h sous laquelle se produit l'écoulement. Suivant l'ordre de grandeur de la perméabilité du sol étudié on sera amené à travailler sous charge constante (perméabilités élevées $\Leftrightarrow k > 10^{-5}$ m/s) ou sous charge variable (faibles perméabilités $\Leftrightarrow k < 10^{-5}$ m/s). [3]

a- Perméamètre à charge constante

Le niveau de l'eau dans le réservoir étant maintenu constant, on a, en prenant le plan de référence au niveau de sortie de l'eau (Figure II.6) :

- en A : $h_A = \frac{u_A}{\gamma_w} + z_A = H - L = h$
- en B : $h_B = \frac{u_B}{\gamma_w} + z_B = 0$
- perte de charge entre A et B : $h_A - h_B = h$
- gradient hydraulique : $i = h/L$
- débit traversant l'échantillon :

$$Q = v \cdot S = k \cdot \frac{h}{L} \cdot S$$

D'où $k = \frac{Q}{S} \cdot \frac{L}{h}$

Avec $Q = V/t$ et S section de l'échantillon.

V : volume d'eau recueilli pendant le temps t .

L'écoulement dans l'échantillon est uniforme

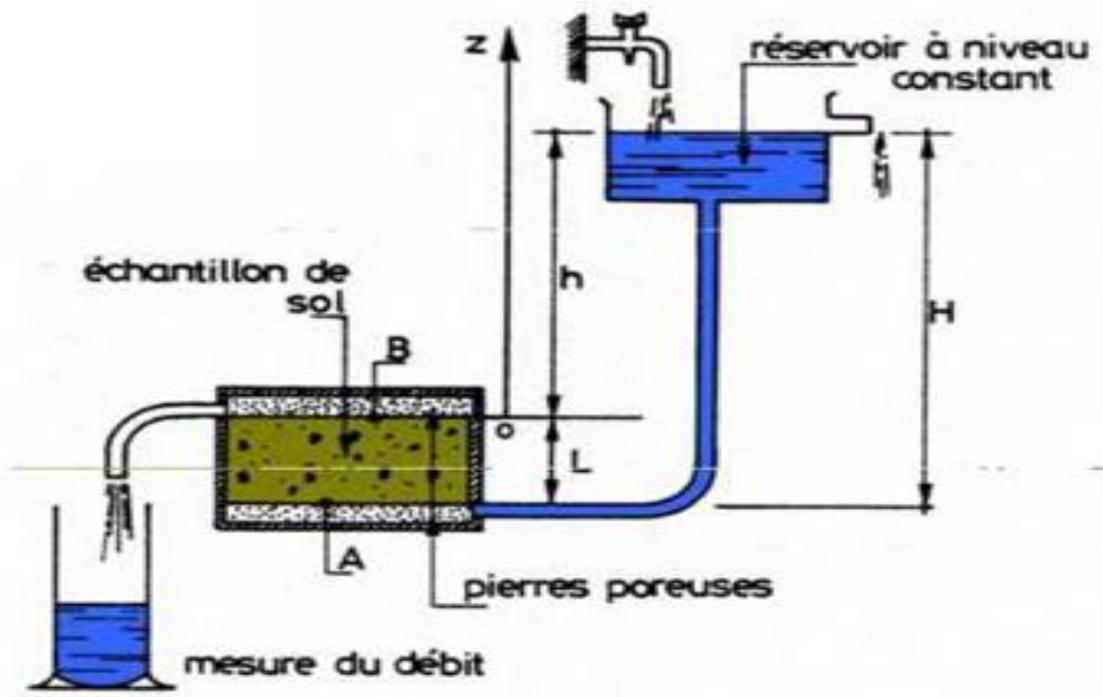


Figure II.6 Perméamètre à charge constante

b- Perméamètre à charge variable

Dans le cas des faibles perméabilités, l'essai à charge constante serait trop long, les débits étant très faibles. On procède alors à charge variable : l'eau provient d'un tube de faible diamètre (section s) relié à l'échantillon. Au fur et à mesure que l'écoulement se produit, le niveau de l'eau dans le tube baisse (charge variable). On mesure le temps t nécessaire pour que l'eau descende du niveau h_1 au niveau h_2 (Figure II.7).

Dans cet essai, le mouvement n'est pas permanent, mais le phénomène est lent et on suppose que la loi de Darcy est applicable à chaque intervalle de temps élémentaire.

Avec les notations de la figure (plan de vient, pour un temps intermédiaire référence au niveau d'entrée de l'échantillon).

- en A : $h_A = \frac{u_A}{\gamma_w} + z_A = H + 0$
- en B : $h_B = \frac{u_B}{\gamma_w} + z_B = 0 + L$
- perte de charge : $h_B - h_A = H - L = h$

- gradient hydraulique : $i = h/L$
- débit traversant l'échantillon :

$$Q = v.S = k \cdot \frac{h}{L} \cdot S$$

En écrivant que le volume d'eau qui traverse l'échantillon pendant l'intervalle de temps dt est égal à la diminution de volume d'eau dans le tube, il vient :

$$dV = Q \cdot dt = -s \cdot dh$$

Soit : $k \cdot \frac{h}{L} \cdot S \cdot dt = -s \cdot dh$

D'où : $k \cdot \int_0^t dt = -\frac{s}{S} \cdot L \cdot \int_{h_1}^{h_2} \frac{dh}{h}$

Et, après intégration : $k = \frac{s}{S} \cdot \frac{L}{t} \cdot \ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right)$

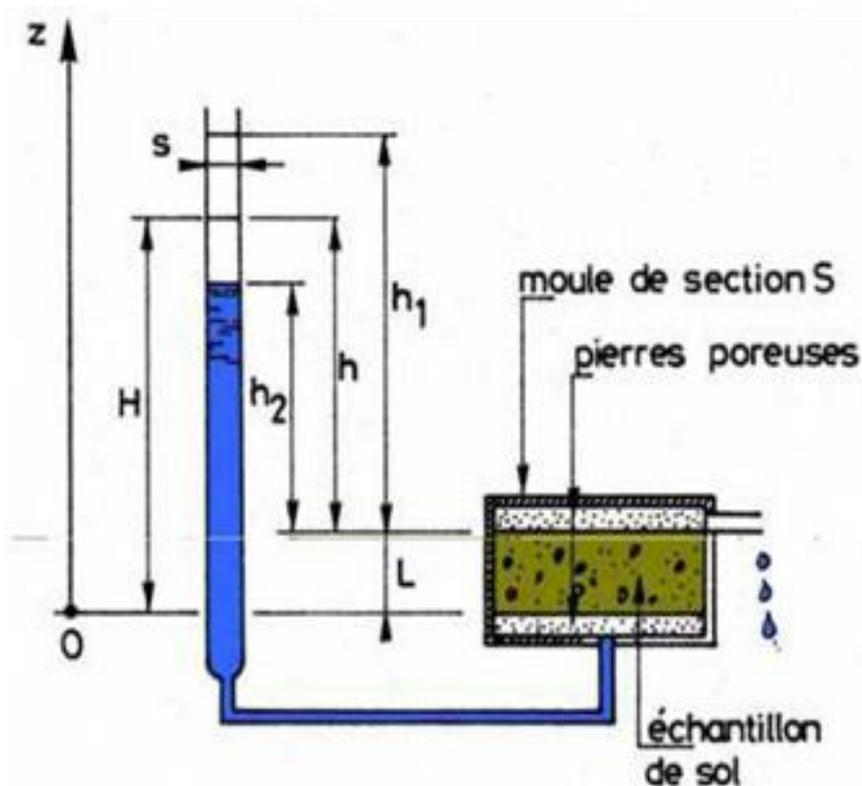


Figure II.7 Perméamètre à charge variable

Remarque :

- La mesure de k en laboratoire est intéressante lorsque l'homogénéité du massif de sol est suffisante pour qu'un échantillon soit représentatif. C'est rarement le cas, sauf dans le cas de couches argileuses ou de matériaux mis en œuvre dans les ouvrages tels que digues et barrages en terre (matériaux de qualité contrôlée à la mise en œuvre). Dans le cas de problèmes courants tels que rabattements de nappe en milieu perméable, l'hétérogénéité nécessite l'emploi d'autres méthodes (pompages, ...).
- Comme précédemment on observe, pour les deux perméamètres, que la perte de charge totale à travers l'échantillon est égale à la différence entre le niveau de l'eau à l'entrée et le niveau de l'eau à la sortie de l'échantillon.

II-2-4 Domaine de validité de la loi de darcy

On s'est aperçu rapidement que la loi de DARCY n'était plus valable dans le domaine des vitesses élevées; quand on augmente la perte de charge dans un perméamètre jusqu'à des valeurs relativement élevées, on constate une déviation par rapport à la loi de DARCY (le débit croît moins rapidement), cette déviation se manifeste d'autant plus vite que la granulométrie du sol devient plus grossière.

LAREAL (1975) a cherché à expliquer les résultats empiriques de DARCY ainsi que les déviations à la loi de DARCY par des considérations d'hydraulique générale. La caractéristique essentielle des écoulements suivant la loi de DARCY, se retrouve dans les cas d'écoulements laminaires. Ainsi, en est-il de l'écoulement laminaire dans les tubes capillaires ce qui a conduit à assimiler à un faisceau de tube de Poiseuille, le réseau très complexe des canaux interstitiels à travers lesquels filtre l'eau.

Cette analogie a permis d'établir la formule de KOZENY-CARMAN. Mais on doit conclure que l'écoulement de filtration à travers un sol est un cas particulier d'écoulement laminaire, et, en particulier on peut expliquer la déviation de la loi linéaire de filtration par l'apparition de la turbulence, en effet, dans un tube, l'écoulement d'un fluide visqueux devient turbulent au-delà d'une certaine valeur du nombre de REYNOLDS :

$$R = \frac{v \cdot d}{\frac{\eta}{\rho}}$$

Et qu'alors la loi des pertes de charges cesse brusquement d'être linéaire. Or, dans un sol, la loi de filtration s'écarte progressivement de la forme linéaire, et pour des nombres de REYNOLDS nettement faibles ($1 < R < 10$) que ceux qui auraient correspondu à l'apparition de la turbulence.

Le nombre de REYNOLDS limite est mal défini. Cette limite serait comprise entre 1 et 10 suivant le milieu. Ces valeurs correspondent pour un sable de diamètre moyen des grains de 1mm à des vitesses critiques d'écoulement comprises entre 10^{-3} et 10^{-2} m/s.

La loi de DARCY est ainsi une bonne approximation tant que de fortes vitesses d'écoulement ne sont pas atteintes.

On notera que dans les sols très peu perméables et pour de faibles gradients hydrauliques qui conduisent à de très faibles vitesses de décharge. La loi de DARCY ne représente plus l'écoulement réel, à cause de la forte activité superficielle qui caractérise les particules de tels sols (argiles). [1]

II-3 Écoulements permanents dans les sols

II-3-1 Objet de l'hydraulique des sols

L'hydraulique des sols a pour objet de caractériser les écoulements permanents (indépendants du temps) dans les sols, en tenant compte des conditions aux limites des problèmes analysés :

- la répartition des charges hydrauliques et des pressions interstitielles ;
- les champs des vitesses d'écoulement ;
- les débits. Elle permet, par exemple, de résoudre les problèmes suivants :
- le calcul du débit à pomper pour assécher une fouille ;
- le calcul du débit de fuite d'un barrage dû à l'écoulement d'eau à travers le barrage et dans le sol de fondation ;
- l'étude des effets du pompage sur la forme de la nappe à proximité des alimentations existantes et sur leur débit ;
- l'étude de la répartition des pressions interstitielles dans un talus de déblai.

Des deux aspects, calcul des débits et calcul des pressions interstitielles, c'est le dernier qui est primordial en mécanique des sols. En effet, la résistance mécanique des sols est directement liée à la contrainte effective et dépend donc de la valeur des pressions interstitielles. C'est dire l'importance de la détermination des réseaux d'écoulements et, par suite, de l'hydraulique des sols.

La mise en place d'un système de drainage a bien souvent pour but de réduire les pressions interstitielles en vue d'améliorer la stabilité d'un ouvrage. Il est nécessaire, pour le dimensionner correctement, de connaître les débits, mais on jugera de son efficacité par la baisse des pressions interstitielles obtenue.

Ce point mérite d'autant plus d'être souligné que les pressions sont en principe indépendantes des débits. Dans les argiles de très faible perméabilité, les débits sont insignifiants (vitesse d'écoulement de l'ordre de quelques centimètres par an), si bien qu'on peut ne pas déceler de surface de suintement sur le parement d'un talus (débit inférieur, par exemple, aux effets de l'évaporation), alors que des pressions interstitielles existent dans le massif. [3]

II-3-2 Perméabilité moyenne équivalente des terrains stratifiés

Dans le cas des terrains stratifiés, chaque couche a sa propre perméabilité qui influe sur la perméabilité d'ensemble du massif. Le terrain perméable d'épaisseur totale H et composé de (n) couches successives d'épaisseur (h_1, h_2, \dots, h_n) et de coefficient de perméabilité (k_1, k_2, \dots, k_n) respectivement (SCHNEEBELI.1978).

II-3-2-1 Cas d'un écoulement horizontal

Dans ce cas le gradient hydraulique i est le même à la traversée de chaque couche est donc

$$V_1 = K_1 i, V_2 = K_2 i \dots, V_n = K_n i.$$

En considérant le débit qui traverse une tranche de sol de largeur (b) unité, on constate qu'il est égal à la somme des débits unitaires.

$$Q = q_1 + q_2 + \dots + q_n$$

$$v H = v_1 h_1 + \dots + v_n h_n$$

$$v = \frac{1}{H} (v_1 h_1 + \dots + v_n h_n)$$

$$v = \frac{i}{H} (k_1 h_1 + k_2 h_2 + \dots + k_n h_n) \quad \text{Avec } v : \text{ vitesse moyenne équivalente.}$$

D'autre part $v = K_H i$ où K_H : Coefficient de perméabilité équivalente du massif.

Donc :

$$K_H = \frac{1}{H} (k_1 h_1 + k_2 h_2 + \dots + k_n h_n)$$

II-3-2-2 Cas d'un écoulement vertical

Par le principe de continuité, la vitesse de décharge est la même à la traversée des différentes couches, on a donc:

$$v = k_1 i_1 = k_2 i_2 = \dots = k_n i_n = k_v i$$

Le gradient hydraulique i est par ailleurs égal à :

$$i = \frac{h_1 + h_2 + \dots + h_n}{H}$$

Où h_1, h_2, \dots, h_n sont les pertes de charge à travers des différentes couches et H la perte de charge totale donc :

$$V = kv \cdot i = kv \cdot \frac{h_1 + h_2 + \dots + h_n}{H}$$

$$v = k_1 \cdot \frac{h_1}{H_1} = k_2 \cdot \frac{h_2}{H_2} = \dots = k_n \cdot \frac{h_n}{H_n} = \frac{h_1}{\frac{H_1}{k_1}} = \dots = \frac{h_1 + h_2 + \dots + h_n}{\frac{H_1}{k_1} + \frac{H_2}{k_2} + \dots + \frac{H_n}{k_n}}$$

Et par conséquent

$$kv = \frac{H}{\frac{H_1}{k_1} + \frac{H_2}{k_2} + \dots + \frac{H_n}{k_n}}$$

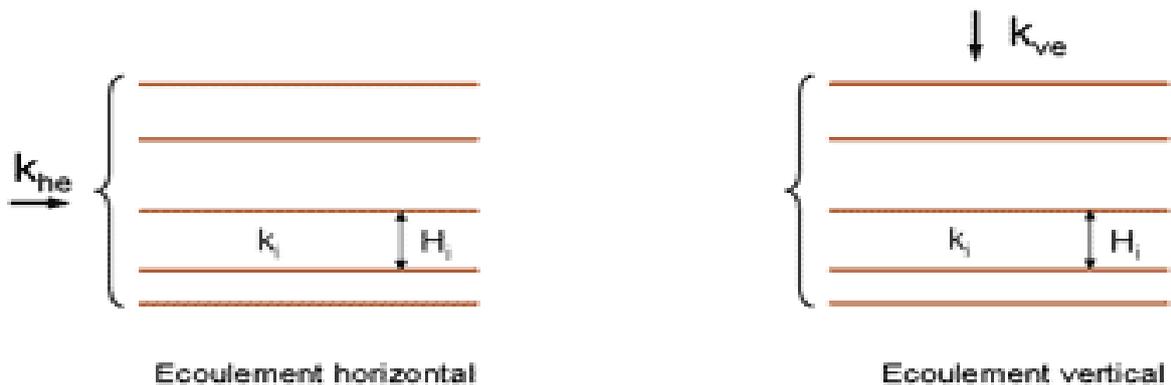


Figure II.8 : Ecoulement horizontal et vertical [1]

II-3-3 Écoulement en milieu homogène et isotrope

Il suffit, pour définir l'écoulement permanent de l'eau dans un massif de sol saturé, de déterminer la charge hydraulique $h(x, y, z)$ en tout point du massif. La pression interstitielle $u(x, y, z)$ s'en déduit en utilisant la relation :

$$u(x, y, z) = \gamma_w [h(x, y, z) - z]$$

Et les vitesses, donc les débits, par la relation :

$$\vec{v} = -k \overrightarrow{\text{grad}h}$$

II-3-3-1 Équation générale de l'écoulement

Le milieu est supposé homogène, isotrope et saturé et l'eau incompressible (pour les valeurs des pressions interstitielles généralement rencontrées dans les sols). L'équation de conservation de la masse d'eau contenue dans un volume élémentaire dV de côtés dx , dy et dz , s'écrit :

$$\text{div } \vec{v} = -\frac{\partial n}{\partial t}$$

On rappelle que la divergence d'un vecteur \vec{v} de coordonnées v_x , v_y et v_z est égale à :

$$\operatorname{div} \vec{v} = \frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z}$$

Si le milieu est indéformable, alors la porosité n est constante et $\frac{\partial n}{\partial t} = 0$, d'où la relation :

$$\operatorname{div} \vec{v} = 0$$

En associant à cette relation la loi de Darcy généralisée :

$$\vec{v} = -k \overrightarrow{\operatorname{grad} h}$$

On obtient :

$$\operatorname{div}(-k \overrightarrow{\operatorname{grad} h}) = 0$$

Soit, en introduisant le Laplacien :

$$\Delta h = 0$$

La charge hydraulique $h(x, y, z)$ est donc une fonction harmonique.

La distribution des charges hydrauliques dans le massif de sol analysé est donc donnée par :

- l'équation $\Delta h = 0$ (équation de Laplace) ;
- les conditions aux limites de l'écoulement.

On voit que la distribution des charges hydrauliques ne dépend pas de la perméabilité du milieu (homogène) étudié. [3]

II-3-3-2 Conditions aux limites

Les principales conditions aux limites des écoulements sont au nombre de quatre (Figure II.9) :

- a) surface équipotentielle, sur laquelle la charge hydraulique est constante (AB sur la figure). Le vecteur de vitesse d'écoulement est normal à cette surface équipotentielle ;
- b) surface imperméable, à travers laquelle le débit est nul. On en déduit que le gradient hydraulique selon la direction perpendiculaire \vec{n} est nul :

$$\frac{\partial h}{\partial n} = 0$$

Et que le vecteur de vitesse d'écoulement est parallèle à une telle surface (surface AF sur la figure II.9) ;

c) surface libre d'écoulement, qui vérifie simultanément deux conditions : elle est tangente au vecteur de vitesse d'écoulement et la pression interstitielle y est égale à la pression atmosphérique (c'est-à-dire à zéro) :

$$\frac{\partial h}{\partial n} = 0$$

Et : $u = 0$ ou $h = z$

La surface BE de la figure est un exemple de surface libre d'écoulement ;

d) surface de suintement, sur laquelle la pression de l'eau est nulle mais le vecteur de vitesse d'écoulement est dirigé vers l'extérieur du massif :

$$\frac{\partial h}{\partial n} > 0$$

Et : $u = 0$ ou $h = z$

La surface EF est un exemple de surface de suintement. [3]

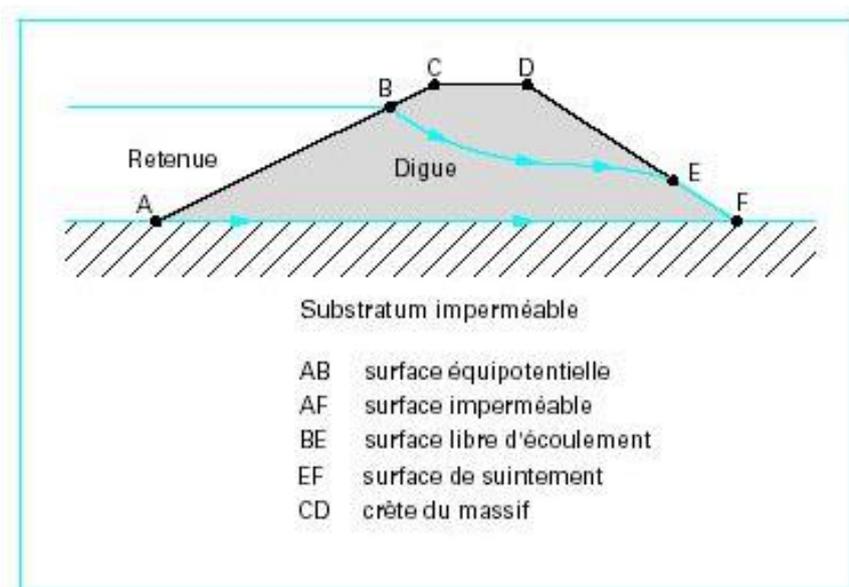


Figure II.9 Conditions aux limites d'un écoulement [3]

II-3-3-3 Condition de continuité

Une condition de continuité est imposée pour assurer la continuité de l'écoulement dans un massif de sols, aux interfaces de couches de perméabilités différentes : le débit normal à l'interface est égal dans les deux couches, ce qui se traduit par la condition :

$$v_{n1} = v_{n2}$$

Ou :

$$k_{1n} \cdot \frac{\partial h_1}{\partial n} = k_{2n} \cdot \frac{\partial h_2}{\partial n}$$

Avec v_{n1} et v_{n2} vitesses d'écoulement normales à l'interface dans les couches 1 et 2, respectivement,

k_{1n} , k_{2n} coefficients de perméabilité des couches 1 et 2, respectivement, dans la direction normale à l'interface des couches,

h_1 , h_2 charges hydrauliques dans la couche 1 et 2, respectivement,

n Direction normale à l'interface.

Les composantes des vitesses d'écoulement tangentes à l'interface peuvent être quelconques.

Si les sols des deux couches en contact sont isotropes, alors les pentes des lignes de courant de part et d'autre de l'interface sont dans le rapport inverse des coefficients de perméabilité (figure II.10) :

$$\frac{\tan \alpha_1}{\tan \alpha_2} = \frac{k_2}{k_1}$$

Et les équipotentiels sont plus rapprochés dans le milieu le moins perméable.

Cette relation se démontre de la façon suivante. Le réseau d'écoulement de la (figure II.10) est tracé avec des équipotentiels séparées du même incrément de la charge hydraulique Δh dans les deux couches. La continuité du débit de la couche 1 vers la couche 2 à l'intérieur du tube de courant représenté sur la figure impose que :

$$q_1 = q_2$$

Avec :

$$q_1 = v_1 \alpha = k_1 \frac{\Delta h}{b} \alpha = k_1 \frac{\alpha}{b} \Delta h$$

$$q_2 = v_2 b = k_2 \frac{\Delta h}{d} c = k_2 \frac{c}{d} \Delta h$$

On en déduit que :

$$k_1 \frac{a}{b} = k_2 \frac{c}{d}$$

D'où, compte tenu des relations :

$$\tan\alpha_1 = \frac{a}{b} \quad \text{Et} \quad \tan\alpha_2 = \frac{c}{d}$$

Si $k_1 > k_2$ et $a = b$, on démontre donc que :

$$\alpha_2 > \alpha_1$$

$$\frac{c}{d} = \frac{k_1}{k_2} > 1$$

$$\frac{b}{d} = \frac{\cos\alpha_1}{\cos\alpha_2} > 1$$

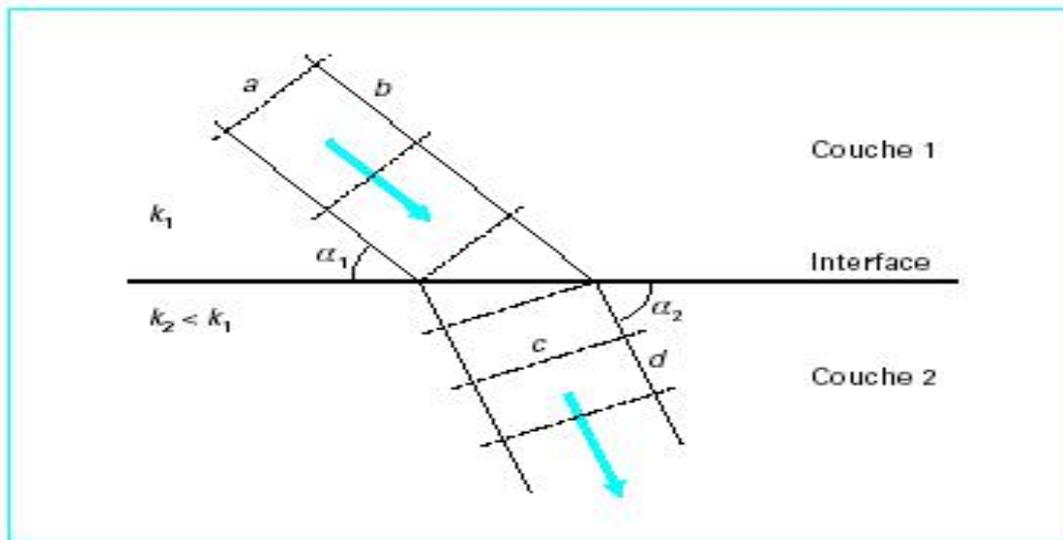


Figure II.10 Condition de continuité des débits à l'interface de deux couches de sol isotrope [3]

II-3-4 Réseau d'écoulement

Dans un écoulement bidimensionnel plan en milieu homogène et isotrope, l'ensemble des courbes équipotentielles et des lignes de courant constitue un réseau orthogonal appelé « réseau d'écoulement ».

La figure II.8 montre le réseau d'écoulement autour d'une palplanche fichée dans un milieu perméable, limité par un substratum imperméable horizontal.

II-3-4-1 Calcul des pressions et du gradient hydraulique

Les lignes équipotentielles du réseau sont habituellement tracées de manière que la perte de charge δh entre deux équipotentielles successives soit constante. Si ΔH est la différence de charge entre la limite horizontale amont et la limite horizontale aval de l'écoulement

(supposée nulle) et n_h le nombre d'intervalles entre équipotentiels, la perte de charge δh est égale à :

$$\delta h = \frac{\Delta h}{n_h}$$

En un point M du réseau situé sur la j équipotentielle, la charge hydraulique vaut :

$$h(M) = \Delta H - (j - 1)\delta h = \Delta H - \frac{(j - 1)\Delta H}{n_h} = \Delta H \left[1 - \frac{j - 1}{n_h} \right]$$

En utilisant la définition de la charge hydraulique :

$$h = \frac{u}{\gamma_\omega} + z$$

On peut déduire de $h(M)$ la valeur de la pression interstitielle au point M, soit :

$$u(M) = \gamma_\omega [h(M) - z(M)]$$

Le gradient hydraulique moyen entre deux points N et M, situés sur une même ligne de courant aux intersections avec deux équipotentiels successives, est approximativement égal à :

$$i_{NM} = \frac{\delta h}{NM}$$

Le gradient hydraulique est donc d'autant plus grand que les lignes équipotentiels sont rapprochées.

Dans le cas particulier de la palplanche, on constate que les gradients hydrauliques sont les plus élevés au pied de la palplanche. [3]

II-3-4-2 Calcul des débits

Dans un tube de courant limité par deux lignes de courant, le débit est constant. Si l'on note a_i et b_j les côtés de la maille élémentaire KLMN du réseau (figure II.11), q_j le débit dans le tube de courant et v_j la vitesse d'écoulement sur KL, il vient :

$$q_j = v_j a_j = k i_j a_j = k \frac{\delta h}{b_j} a_j$$

D'où le débit total

$$Q = k \delta h \sum_j \frac{a_j}{b_j}$$

On trace aussi en général le réseau d'écoulement de telle manière que le débit soit le même dans chaque tube de courant limité par deux lignes de courant successives ($a_j/b_j = \text{constante}$). Le rapport a_j/b_j est d'ailleurs, en général, pris égal à un. On obtient alors, en notant n_c le nombre de tubes de courant, l'expression du débit :

$$Q = K \delta h n_c$$

D'où :

$$Q = K \Delta H \frac{n_c}{n_h}$$

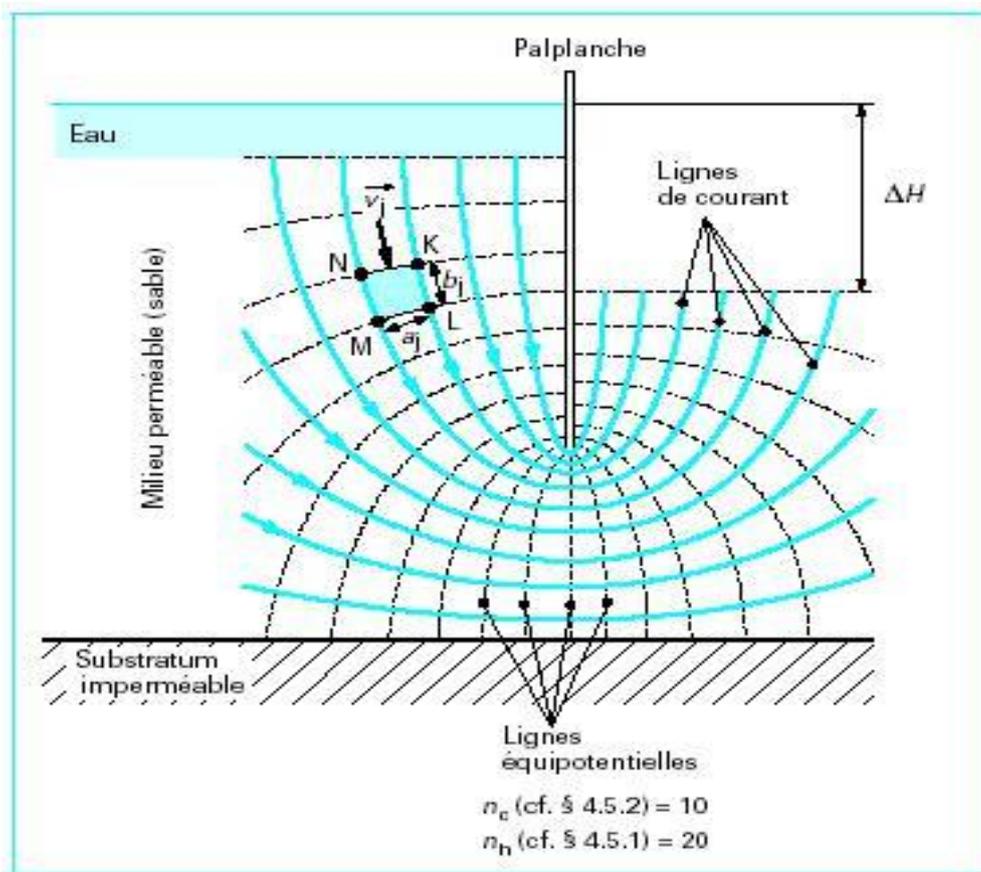


Figure II.11 Réseau d'écoulement autour d'une palplanche [3]

II-4 Pressions d'écoulement

II-4-1 Interaction entre les phases solide et liquide

La perte de charge suivant l'écoulement de l'eau dans le sol traduit la dissipation d'énergie résultant de l'interaction de l'eau avec les particules du sol. Inversement, l'eau en mouvement exerce sur ces particules une action appelée « pression ou poussée d'écoulement ».

Cette pression d'écoulement s'ajoute à la pression qu'exerce sur le sol l'eau en équilibre hydrostatique (poussée d'Archimède) et qui conduit à calculer dans un sol baigné par une nappe au repos un poids volumique déjaugé (§ 2.3).

II-4-2 Expression de la pression d'écoulement

II-4-2-1 Ecoulement unidimensionnel

On considère (Figure II-12) deux massifs de sol identiques, dont l'un est baigné par une nappe au repos (a) et l'autre est le siège d'un écoulement vertical dirigé vers le bas (b). Dans chaque cas, le sol est recouvert d'une couche d'eau d'épaisseur H . À droite, l'eau s'écoule à travers le sol vers un réservoir, dont le déversoir, situé à la profondeur D sous la surface de l'eau, fixe le niveau de la charge hydraulique à la limite inférieure de la couche de sol.

L'axe vertical est dirigé vers le bas et son origine est fixée au niveau du point A, de sorte que la charge hydraulique au point A est égale à H .

En un point M, situé à la profondeur z sous la surface du sol, les contraintes verticales et la pression de l'eau valent :

$$\begin{aligned} \sigma_v &= \gamma \cdot z + \gamma_w \cdot h \\ (a) \quad u &= \gamma_w (z + H) \\ \sigma'_v &= (\gamma - \gamma_w)z \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_v &= \gamma \cdot z + \gamma_w \cdot H \\ (b) \quad u &= \gamma_w (z + H + \delta h) \end{aligned}$$

Avec δh : Perte de charge dans l'écoulement entre les points A et M,

D : Perte de charge totale de l'écoulement.

On en déduit :

$$\sigma'_v = (\gamma - \gamma_w)z - \gamma_w \cdot \delta h = (\gamma - \gamma_w)z + i \cdot \gamma_w \cdot z$$

Avec :

$$i = -\frac{\delta h}{z} = \frac{D}{L} \text{ Gradient hydraulique}$$

D'où :

$$\sigma'_v = (\gamma' + i \cdot \gamma_w)z$$

L'écoulement fait donc apparaître, en plus du déjaugage, une force volumique égale à $i \cdot \gamma_w$ et dirigée dans le sens de l'écoulement. [1]

II-4-2-2 Cas général

On démontre que, dans le cas général (Figure II.13), l'écoulement dans un sol saturé a pour effet :

- de déjauger le sol, dont le poids volumique γ est remplacé par le poids volumique déjaugé $\gamma' = \gamma - \gamma_w$
- d'exercer sur les particules du sol une pression d'écoulement égale à $i \cdot \gamma_w$ par unité de volume,

Avec i : le vecteur de gradient hydraulique. [3]

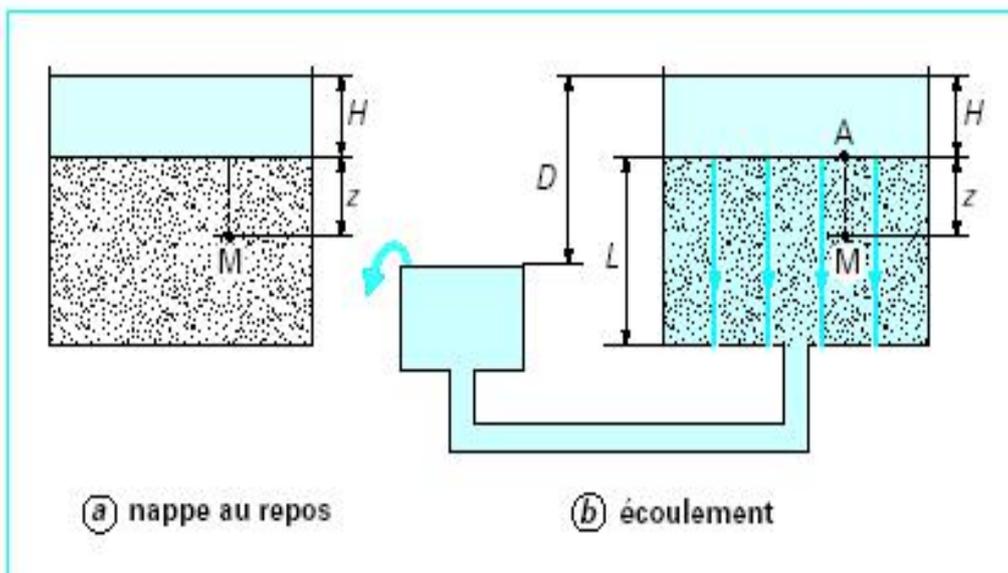


Figure II.12 Poussée d'écoulement (écoulement unidimensionnel) [3]

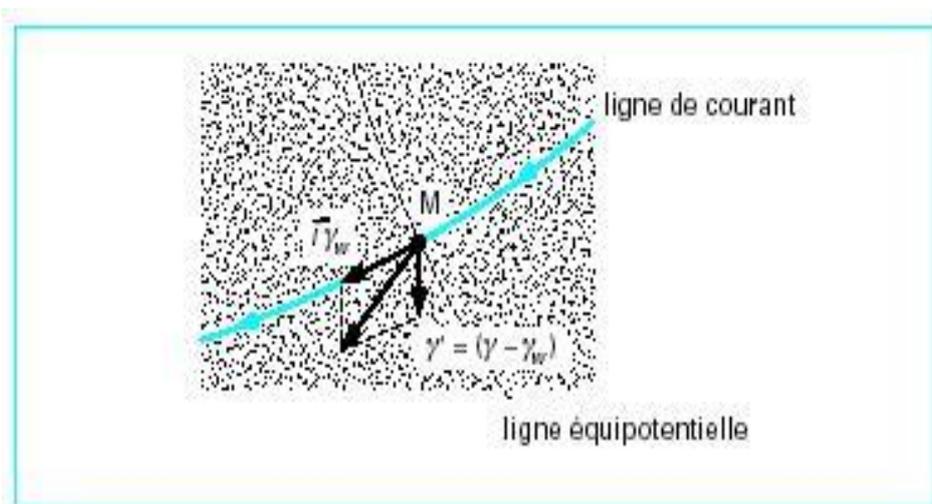


Figure II.13 Pression d'écoulement (cas général) [3]

II-5 Ecoulements de révolution a trois dimensions

On va étudier maintenant certains écoulements de révolution a trois dimensions. Ce sont ceux que l'on rencontre à l'occasion des pompages. Les deux applications principales des pompages sont : l'alimentation en eau, le rabattement des nappes.

L'importance de ces deux problèmes et l'extraordinaire développement de l'hydraulique ont fait que sur ce sujet la littérature est particulièrement riche. On notera aussi que les essais de pompage permettent de déterminer in situ le coefficient moyen de perméabilité d'un sol. Malgré l'ampleur du sujet, on se contentera ici de quelques indications rudimentaires.

On examine d'abord le cas d'un massif perméable de dimensions limitées. Il repose sur une assise horizontale et imperméable. Sa frontière latérale est une circulaire de rayon R à génératrices verticales. On fore dans l'axe de ce cylindre un puits crépine jusqu'au bas de la couche perméable et l'on pompe dans ce puits, a débit constant. On admettra tout d'abord que la nappe a une grande puissance et qu'un régime permanent s'établit rapidement. La surface libre de la nappe présente alors une dépression en forme d'entonnoir centrée sur le puits et qui s'étend jusqu'à la limite du massif.

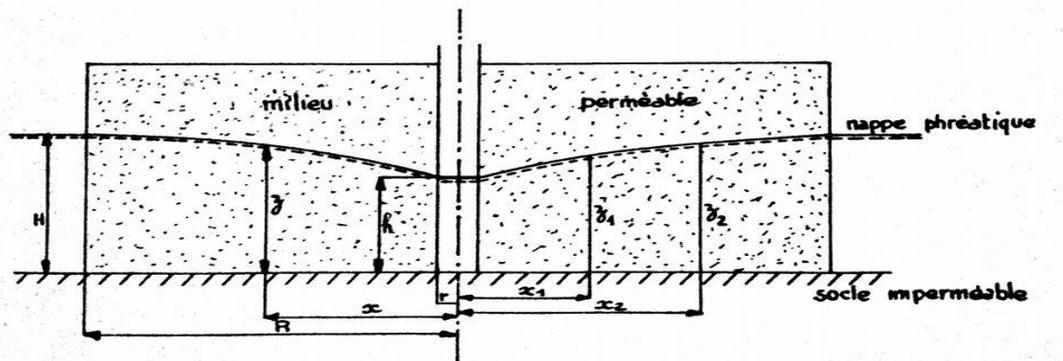


Figure II.14 formule de Dupuit [6]

Le phénomène est de révolution autour de l'axe du puits. La figure II.14 représente une section par un plan diamétral. A l'extérieur du massif, la méridienne de la surface libre est une ligne horizontale a une hauteur H au-dessus de la base imperméable. Puis a partir du rayon R du massif, cette ligne s'infléchit et contre la paroi du forage elle n'est plus qu'à une hauteur h . [6]

II-5-1 Formule de Dupuit

On va exposer ci-dessous la théorie des phénomènes tels que Dupuit l'a donnée. On considère un point quelconque de la surface libre de coordonnées x et z .

Le gradient hydraulique en ce point est $\frac{dz}{ds}$ ou s est l'abscisse curviligne le long de la surface libre. La vitesse de décharge est $v = k \frac{dz}{ds}$, sa composante horizontale a pour valeur

$$v_x = k \frac{dz}{ds} \cdot \frac{dx}{ds} = k \cdot \frac{dz}{dx} \cdot \left(\frac{dx}{ds}\right)^2 = k \frac{dz}{dx} \left[1 - \left(\frac{dz}{dx}\right)^2 + \dots\right]$$

On admettra que la pente $\frac{dz}{dx}$ de la surface libre et suffisamment faible pour que l'on puisse négliger les termes du troisième ordre et l'on écrira

$$v_x = k \frac{dz}{dx}$$

On admettra également que les différents filets liquides sont pratiquement horizontaux et parallèles et que, par conséquent, cette valeur v_x est aussi la valeur moyenne de la composante horizontale de la vitesse de décharge le long de la verticale d'abscisse x . Dans ces conditions, le débit qui traverse le cylindre de rayon x est

$$q = 2\pi x z \cdot k \frac{dz}{dx}$$

Puisque l'eau est incompressible et le régime permanent, c'est le débit pompé dans le puits.

En intégrant cette équation entre le rayon du massif R et le rayon du puits on trouve la formule de Dupuit :

$$q = \pi k \cdot \frac{H^2 - h^2}{\ln \frac{R}{r}} = 1.365k \frac{H^2 - h^2}{\lg \frac{R}{r}}$$

De même en intégrant entre le rayon du puits et le point courant, on obtient l'équation de la méridienne :

$$z^2 = h^2 + \frac{q}{\pi k} \cdot \ln \frac{x}{r}$$

Cette démonstration repose sur une hypothèse concernant la pente de la surface libre et le quasi-parallélisme des filets liquides, cette hypothèse connue sous le nom d'hypothèse de Dupuit est souvent employée dans les problèmes d'hydraulique souterraine.

L'expérience montre d'ailleurs que la méridienne représentée sur la figure II.14 n'est pas exacte au voisinage du puits : le niveau de l'eau dans le puits est toujours en dessous du niveau de l'eau dans le terrain contre la paroi du forage, il y a une zone de résurgence qui assure le passage d'une partie notable du débit q (figure II.15). L'hypothèse de Dupuit n'est pas valable au voisinage du puits. De plus, la pente de la surface libre au voisinage du puits est loin d'être négligeable. Pour ces deux raisons, la théorie de Dupuit n'est qu'une approximation. [6]

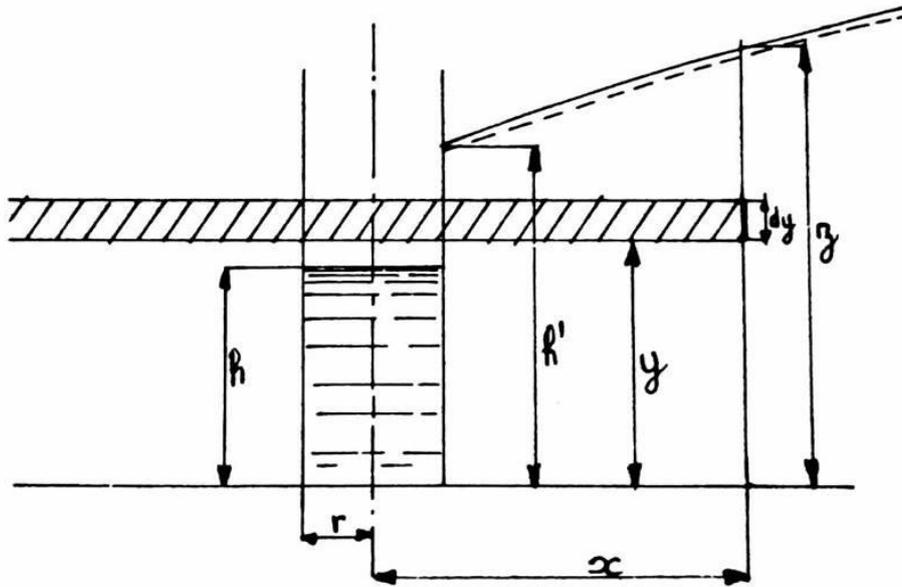


Figure II.15 formule de Dupuit (zone de résurgence) [6]

On va voir que l'on peut démontrer la formule de Dupuit en toute rigueur sans faire d'hypothèse sur la pente des filets liquides. Par contre, l'équation de la méridienne de Dupuit, est approchée. A ce sujet, certains auteurs avancent que pour $x \geq 1.5 H$,

La méridienne réelle est pratiquement confondue. Il est d'ailleurs possible dans chaque cas particulier de calculer la position de la méridienne réelle en utilisant par exemple une méthode de relaxation. [6]

II-5-2 Démonstration de Tcharny

La démonstration rigoureuse de la formule de Dupuit que l'on va exposer maintenant est due à Tacharny. Elle utilise la fonction potentielle en coordonnées semi-polaires.

En un point (x, y) de l'écoulement, le potentiel est :

$$\varphi(x, y) = -k \left(\frac{u}{\gamma_w} + y \right)$$

En ce point, le composant horizontal de la vitesse est $\frac{\partial \varphi}{\partial x}$. Le débit dq qui traverse une couronne circulaire de rayon x et de hauteur dy est :

$$dq = -2\pi x \frac{\partial \varphi}{\partial x} \cdot dy$$

En comptant positivement un débit qui rentre dans la couronne. Le débit q qui traverse la couronne de même rayon x et de hauteur z est donc égal à :

$$q = \int_0^z dq = -2\pi \int_0^z x \frac{\partial \varphi}{\partial x} dy = -2\pi \int_0^z \frac{\partial \varphi}{\partial \ln x} \cdot dy$$

Ou encore en utilisant la règle de Leibniz pour la différentiation d'une intégrale

$$q = 2\pi\varphi(x, z) \cdot \frac{dz}{d \ln x} - 2\pi \frac{d}{d \ln x} \int_0^z \varphi dy$$

On notera que $\varphi(x, z) = -kz$

On a donc finalement :

$$q d \ln x = -2\pi[dI + kz dz]$$

En posant

$$I(x) = \int_0^z \varphi(x, y) dy$$

Cette fonction $I(x)$ n'est pas connue, sauf pour $x = r$ et R grâce aux conditions aux limites qui s'écrivent :

$$\text{Pour } x = r \quad 0 < y < h \quad \varphi(r, y) = -kh$$

$$\text{Pour } x = r \quad h < y < h' \quad \varphi(r, y) = -ky$$

$$\text{Pour } x = R \quad \varphi(R, y) = -kH$$

Finalement, en intégrant l'équation différentielle ci-dessus entre r et R , on obtient :

$$q \ln \frac{R}{r} = -2\pi \left[I(R) - I(r) + \frac{k}{2}(H^2 - h'^2) \right]$$

Soit, tous calculs faits

$$q \ln \frac{R}{r} = \pi k(H^2 - h^2)$$

On retrouve bien la formule de Dupuit ; on notera toutefois que h représente maintenant la hauteur de l'eau dans le puits, alors que h' , qui représente la hauteur de l'eau dans le terrain le long de la paroi du puits, n'intervient pas dans la formule. [6]

II-6 Contrainte effective

Le concept de contrainte inter granulaire ou effective a été introduit, par définition :

$$\sigma = \sigma' + u$$

Où : σ = Contrainte normal total

σ' = Contrainte normal effective

u = Pression interstitielle

La contrainte totale et la pression interstitielle peuvent être évaluées ou calculées à partir des masses volumiques, des épaisseurs des couches et de la position de la nappe phréatique.

La contrainte effective ne peut pas être mesurée ; elle ne peut qu'être calculée !

La contrainte verticale totale s'appelle contrainte massique parce qu'elle est produite par la masse du sol sur laquelle agit la gravité. Pour calculer dans un volume de sol la contrainte verticale totale σ_v en un point, on peut tout simplement additionner les masses totales (sol+eau) au-dessus du point et multiplier le résultat par l'accélération terrestre g :

$$\sigma_v = \int_0^H \rho g dz$$

Si ρg est constant sur toute l'épaisseur,

$$\sigma_v = \rho g H$$

Généralement on divise le volume de sol en n couches pour l'évaluation par incréments de chaque couche :

$$\sigma_v = \sum_{i=1}^n \rho_i g z_i$$

A titre d'exemple, en supposant qu'un sol ne contienne aucun vide, la contrainte totale exercée sur un plan particulier serait égale à la profondeur multipliée par la masse volumique des grains solides ou, dans le cas présent, ρ_s est multiplié par la constante de gravité g . Si le sol est sec, on utiliserait ρ_d de présence à ρ_s .

La pression interstitielle se calcule de la même façon dans des conditions hydrostatiques. il s'agit simplement de multiplier la profondeur au-dessous de la nappe phréatique du point considéré, z_w , par le produit de la masse volumique de l'eau ρ_w et g :

$$u = \rho_w g z_w$$

La pression interstitielle est aussi appelée contrainte neutre parce que l'eau n'a pas de résistance au cisaillement. On se souviendra qu'en mécanique des fluides, un fluide ne peut, par définition, subir de contrainte tangentielle de cisaillement statique. Il ne peut être soumis qu'à des contraintes normales qui s'exercent également dans toutes la direction. Les contraintes totales et effectives peuvent toutefois comporter des composantes normales et tangentielles. L'équation $\sigma = \sigma' + u$ indique que la contrainte effective σ' correspond tout simplement à la différence entre la contrainte totale et la pression interstitielle.

Quelle est la signification physique de la contrainte effective ? On examinera tout d'abord le principe de la contrainte. On sait que, d'après mes principes de base de la mécanique, une contrainte est une quantité fictive. On la définit comme un différentiel de force divisé par un différentiel d'aire, puisque, à la limite, l'aire est réduite à un point. Ce concept est utile même si en réalité, à l'échelle microscopique, il n'a aucune signification physique. Ainsi, qu'advierait-il si, dans un sable ou un gravier, le différentiel d'aire choisi est situé dans un pore ? Naturellement la contrainte serait nulle. Cependant, en un point voisin, ou les deux particules de gravier entrent en contact, les contraintes pourraient être très élevés et même supérieures à la résistance à l'écrasement du mentira. La contrainte fait donc appel à la continuité ; or, selon l'échelle des grandeurs considérées, les matériaux réels, et plus particulièrement les sols, ne sont pas toujours continus. Même les argiles à grains très fins

sont formées d'un ensemble de particules minérales discontinues, maintenues ensemble par différentes forces : forces gravitationnelle, forces ioniques, attraction de Van de Waal, etc.

Le concept de la contrainte demeure toutefois très utile dans la pratique du génie.

Mais en définitive, quelle est la signification physique de la contrainte effective ? Dans les matériaux granulaires comme les sables et graviers, on l'appelé quelquefois la contrainte inter granulaire. Il ne s'agit toutefois pas de la contrainte de grain, puisque la surface de contact entre deux particules peut être très petite. En fait, dans le cas les particules arrondies ou sphériques, elle est souvent réduite à la dimension d'un point ; c'est pourquoi les contraintes de contact peuvent être très élevées. Comme l'indique la figure II.16, la contrainte inter granulaire est la somme des forces de contact divisée par l'aire totale. Si on examine les forces, on peut considérer que la force totale P est égal à la somme des forces de contact inter granulaires P' et de la force hydrostatique $(A - A_c)u$ de l'eau interstitielle. La pression interstitielle ne pouvant agir qu'à l'intérieure des pores, on doit, pour obtenir une force, multiplier la pression interstitielle u par la surface normale sur laquelle elle s'applique $(A - A_c)$:

$$P = P' + (A - A_c)u$$

Ou $A =$ Aire totale

$A_c =$ Aire de contact entre les grains

En divisant les termes par l'aire totale A pour connaitre les contraintes, on obtient :

$$\frac{P}{A} = \frac{P'}{A} + \left(\frac{A - A_c}{A} \right) u$$

D'où

$$\sigma = \sigma' + \left(1 - \frac{A_c}{A} \right) u$$

Donc

$$\sigma = \sigma' + (1 - a)u$$

Ou a est le rapport entre l'aire de contact entre les particules et l'aire totale (Skempton, 1960).

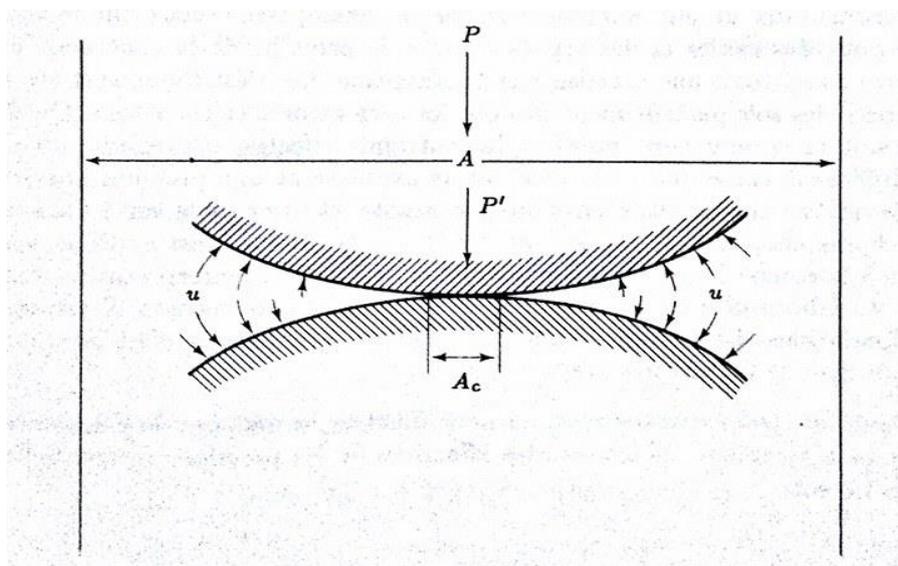


Figure II.16 contact de grain à grain. (D'après Skempton, 1960) [7]

L'aire de contacts entre des particules granulaires étant ponctuelle, le rapport a tend à prendre une valeur proche de zéro et l'équation $\sigma = \sigma' + (1 - \alpha)u$ devient semblable à l'équation $\sigma = \sigma' + u$. Cette équation, qui définit la contrainte effective, a d'abord été proposée par celui qu'on considère connue le père de la mécanique des sols, Karl Terzaghi. L'équation $\sigma = \sigma' + u$ est très utile et très importante. On croit que ce sont les contraintes effectives au sein d'un volume de sol qui en déterminent le comportement mécanique.

La réponse d'un sol à des modifications de contrainte (compressibilité et résistance au cisaillement) dépend presque exclusivement du niveau des contraintes effectives à l'intérieur de ce sol. Le principe de la contrainte effective est probablement le plus important en géotechnique.

On a surtout appliqué le concept de la contrainte effective aux matériaux granulaires. Comment ce concept peut-il s'appliquer aux sols cohérents à grains fins ? Il est douteux que les cristaux minéraux soient en contact étroit puisque ils sont entourés d'une dense couche d'eau absorbée. À l'échelle microscopique, les champs des forces interparticulaires qui pourraient contribuer à la contrainte effective sont très difficiles à interpréter et, à tout fin utiliser, impossible à évaluer.

La seule contribution qui puisse être à porter à l'étude de ses phénomènes vient de l'examen microscopique de la structure de ces sols. Dans ce cas, quelle signification pratique une équation simple comme l'équation $\sigma = \sigma' + u$ peut-elle avoir en regard d'un phénomène aussi complexe ? Des résultats expérimentaux et une analyse détaillée de Skempton, 1960 ont montré que pour les sables et des argiles saturées, le principe de la contrainte effective constituant une excellente approximation. Ce n'est cependant pas le cas pour le sol partiellement saturé, les roches saturées et les bétons. Quel que soit sa vraie nature toute fois, la contrainte effective est définie comme la différence entre une contrainte totale explicite et une pression interstitielle qui est une quantité physique mesurable. [7]

II-7 Généralisation de la loi de darcy dans un milieu homogène et anisotrope en régime permanent

On considérera que le gradient de la charge hydraulique et la vitesse de décharge sont des vecteurs, mais qui ne sont pas colinéaires.

On pourra les déduire l'un de l'autre par un opérateur linéaire, le tenseur de perméabilité \bar{K}

$$\vec{v} = -\bar{K} \overrightarrow{\text{grad}h} \quad \text{Ou}$$

$$\bar{K} = \begin{vmatrix} K_{xx} & K_{xy} & K_{xz} \\ K_{yx} & K_{yy} & K_{yz} \\ K_{zx} & K_{zy} & K_{zz} \end{vmatrix}$$

Cas particulier :

Si OX, OY, OZ sont les directions principales de l'écoulement le tenseur de perméabilité est particulièrement simple

$$\bar{K} = \begin{vmatrix} K_x & 0 & 0 \\ 0 & K_y & 0 \\ 0 & 0 & K_z \end{vmatrix}$$

La loi de DARCY s'écrira :

$$V_x = -k \frac{\partial \varphi}{\partial x}$$

$$V_y = -k \frac{\partial \varphi}{\partial y}$$

$$V_z = -k \frac{\partial \varphi}{\partial z}$$

Soit, en raison de l'équation de continuité :

$$K_x \frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2} + K_y \frac{\partial^2 \varphi}{\partial y^2} + K_z \frac{\partial^2 \varphi}{\partial z^2} = 0$$

Qui n'est plus une équation de LAPLACE, effectuons le changement de coordonnées suivant:

$$X = \sqrt{\frac{K}{K_x}} x$$

$$Y = \sqrt{\frac{K}{K_y}} y$$

$$Z = \sqrt{\frac{K}{K_z}} z$$

Donc

$$\frac{\partial^2 \varphi}{\partial X^2} + \frac{\partial^2 \varphi}{\partial Y^2} + \frac{\partial^2 \varphi}{\partial Z^2} = 0$$

Soit

$$\Delta \varphi(X, Y, Z) = 0$$

L'étude de l'écoulement à travers un milieu anisotrope se ramène donc à l'étude d'une équation de LAPLACE, si l'on transforme au préalable cet écoulement par la transformation affine, on obtient un écoulement isotrope correspondant.

L'écoulement transformé, ainsi obtenu, sera un écoulement fictif se déduisant géométriquement de l'écoulement en milieu anisotrope considéré par la transformation, et s'effectuant en milieu isotrope de perméabilité « K ».

En des points correspondants, il y a entre les composantes des vitesses de l'écoulement réel et celles de l'écoulement isotrope correspondant (U, V, W) les relations :

$$v_x = \sqrt{\frac{K_x}{K}} U \quad v_y = \sqrt{\frac{K_y}{K}} V \quad v_z = \sqrt{\frac{K_z}{K}} W$$

Ce qui permettra d'établir la relation qui existe entre les débits traversant des surfaces correspondantes.

$$dQ = \sqrt{\frac{K_x K_y K_z}{K^3}} dQ'$$

En d'autres termes, le débit dQ' qui traverse le milieu isotrope correspondant avec un coefficient de perméabilité K tel que :

$$K^3 = K_x K_y K_z \text{ Est le même que celui qui traverse le milieu anisotrope réel. [1]}$$

II-8 Méthodes de résolutions de ces équations

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

- ✓ 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. [1]

II-8-1 Méthode graphique

II-8-1-1 Réseau d'écoulement

On peut représenter l'écoulement de l'eau dans l'aquifère par des surfaces équipotentiellles et, perpendiculairement à elles, par des lignes de courant. En choisissant des sections parallèles aux lignes de courant, on peut représenter en deux dimensions l'écoulement net. On appelle ligne de courant la ligne idéale qui représente la trajectoire théorique d'une particule d'eau en mouvement dans un aquifère (assimilé à un niveau continu). Elle est tangente en tous points à la vectrice vitesse et en milieu isotrope, orthogonale aux surfaces ou lignes équipotentiellles. Cette méthode est fondée sur la construction graphique du réseau des lignes de courant et des équipotentiellles. Dans ce réseau, les lignes de courant doivent être perpendiculaires aux équipotentiellles et former des sortes de carrés à bords curvilignes. Il faut également respecter les conditions aux limites, des conditions en cas de variation de la perméabilité, etc. Le principe de la méthode repose sur le fait que la perte de charge entre deux équipotentiellles est constante et que le flux entre deux lignes de courant adjacentes est constante. [1]

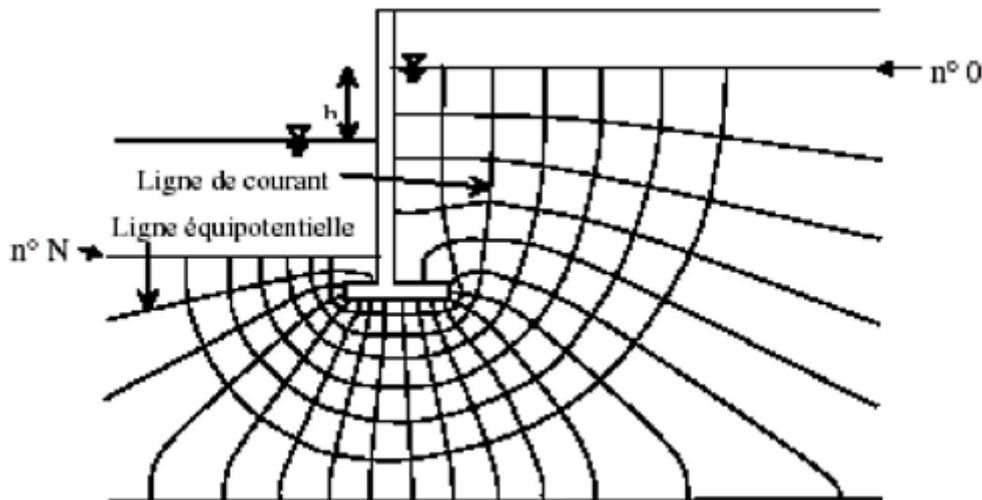


Figure II.17 Exemple de réseau d'écoulement [1]

Numérotons les équipotentiellles de 0 à N à partir de celle dont la charge hydraulique est la plus élevée que l'on pose égale à zéro. La charge h' de l'équipotentielle de rang N' est :

$$h' = -h \cdot \frac{N'}{N}$$

Où :

h : est la dénivelée de l'eau. Par exemple, sur le dessin, la charge de l'équipotentielle n° 0 est 0 m et celle de l'équipotentielle n° N vaut $-h$ (en m). L'écoulement se produit des équipotentiellles les plus élevées aux équipotentiellles les plus faibles. [1]

II-8-1-2 La méthode des fragments

Cette méthode repose sur l'utilisation d'un certain nombre de fragments (9 types au total). On décompose le problème réel bidimensionnel en fragments appartenant à un type connu. Cette méthode suppose qu'en certains endroits, l'équipotentielle est une ligne droite verticale (USACE, 1993).

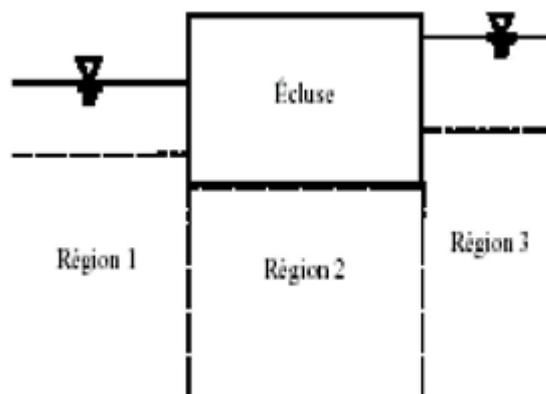


Figure II.18 Exemple de découpage en fragments (d'après USACE, 1993)

On écrit ensuite la conservation du flux ; la perte de charge à travers chaque segment est donnée par des formules analytiques en fonction du flux.

Notons que cette méthode permet aussi d'aborder les problèmes à surface libre.

D'après le document de l'US Army Corps of Engineers 1993, cette méthode a fait l'objet d'une comparaison avec les résultats d'un programme par éléments finis : les flux calculés sont dans une fourchette de 8% des valeurs obtenues par éléments finis et les pressions dans une fourchette de 38%.

II-8-2 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. Ceci est souvent impossible dès lors que les conditions aux limites sont compliquées.

II-8-3 Méthodes de similitude

Dans cette méthode on peut y distinguer les modèles réduits et les modèles analogiques.

II-8-3-1 Modèles réduits

Cette méthode consiste à étudier l'écoulement de l'eau dans un milieu poreux, sur un domaine géométriquement réduit. Pour que le modèle soit représentatif, il faut respecter les lois de la similitude.

II-8-3-2 Modèle analogique

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

Une telle similitude formelle des équations fondamentales qui régissent deux phénomènes différents constitue une analogie (analogie électrique ou thermique ou l'analogie visqueuse (modèle de HELE SHAW)).

a) Analogie électrique ou thermique

L'étude du phénomène d'analogie se ramène directement à l'étude du phénomène réel par des rapports sans dimensions. Le tableau II-2 représente quelques phénomènes analogues.

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

Écoulement souterrain	Conduction électrique	Conduction thermique
Le vecteur de vitesse $\vec{v} = -k \overrightarrow{grad} H$	Le vecteur de courant $\vec{i} = -\gamma \overrightarrow{grad} U$	Le vecteur de température $\vec{q} = -\lambda \cdot \overrightarrow{grad} T$
loi de Darcy	loi d'Ohm	loi de Fourier
H: la charge hydraulique	U: voltage (tension électrique)	T: température
K: la perméabilité	γ : conductivité spécifique	λ : conductivité thermique
$H=C^{te}$: surface équipotentielle	$\gamma=C^{te}$: surface équipotentielle	$T=C^{te}$: surface isotherme
$\partial H / \partial n = 0$ limite imperméable	$\partial U / \partial n = 0$ limite isolante	$\partial T / \partial n = 0$ limite isolante

Tableau II.2 : Phénomènes analogues [1]

b) Analogie visqueuse

Cette technique, applicable aux écoulements plans est basée sur la similitude des équations de l'écoulement en milieu poreux avec celles 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.

II-8-4 Méthodes numériques

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.

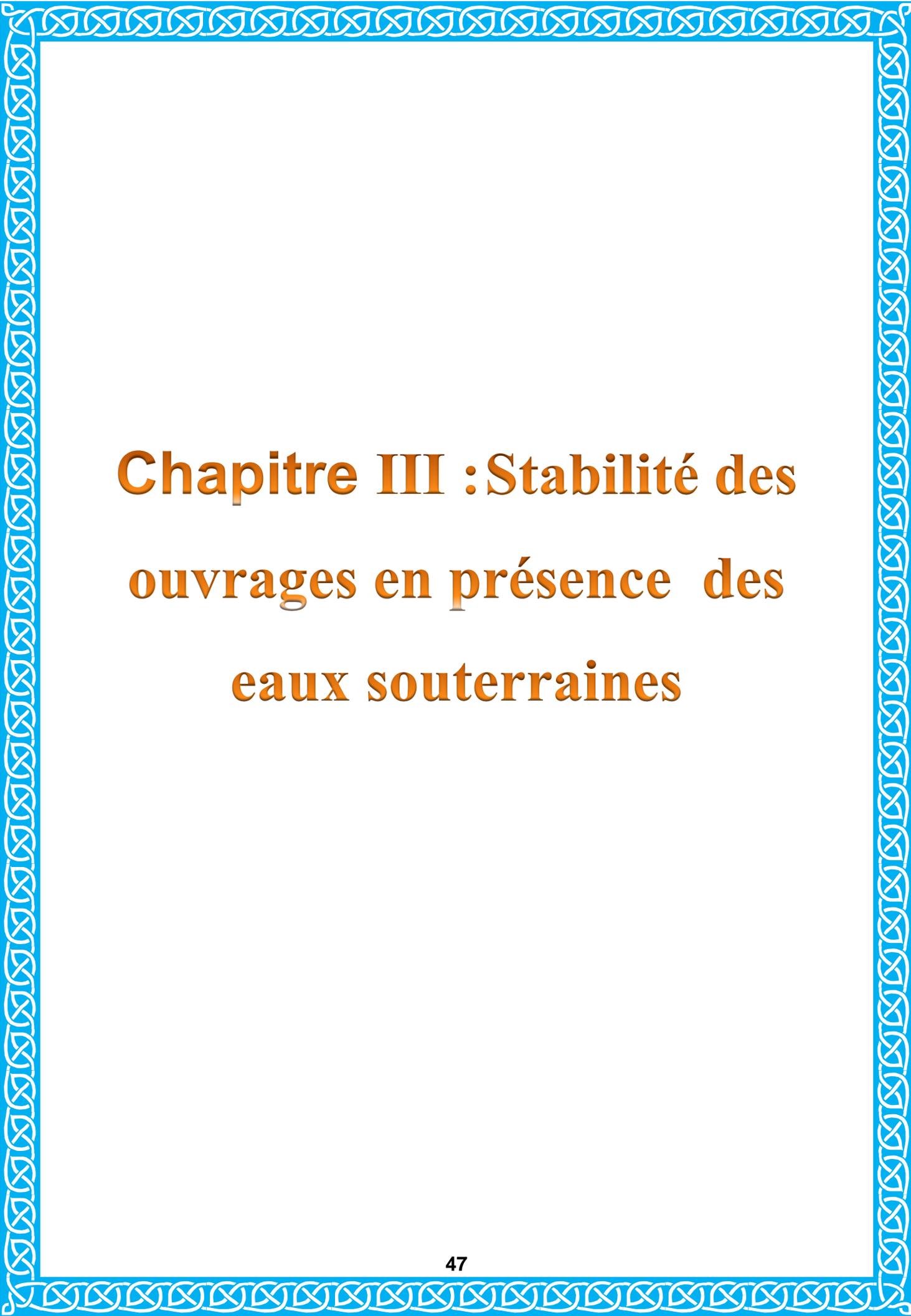
II-9 CONCLUSION

L'ingénieur, confronté à des problèmes d'eau dans les sols dispose maintenant d'un éventail de techniques de résolution lui permettant d'obtenir la solution théorique. Il pourra ainsi mieux prévoir les moyens à mettre en œuvre pour ces travaux, ainsi que l'influence de ceux-ci sur la nappe et le sol.

Cependant, ces techniques, si perfectionnées soient-elles, ne sont que des outils qui donnent la solution d'expressions mathématiques décrivant de manière approchée la réalité physique mais surtout, les résultats ne vaudront que ce que valent les hypothèses adoptées.

Les sols sont essentiellement hétérogènes et il est toujours très difficile d'en déterminer la perméabilité avec précision. Ainsi, la perméabilité horizontale peut être souvent obtenue de manière satisfaisante à l'aide des essais de pompage mais il est bien plus délicat d'obtenir des renseignements sûrs pour la perméabilité verticale. De, plus, ce choix des limites du domaine, et surtout des conditions à y appliquer est difficile. Ainsi, l'emploi de ces outils de résolution des équations des écoulements souterrains n'aura de sens que si le site étudié a fait l'objet d'une reconnaissance sérieuse.

Les résultats obtenus ne devront pas être appréciés en fonction de la précision de la méthode de résolution adoptée, en général largement suffisante, mais en fonction de l'incertitude souvent très grande liée aux paramètres du sol et aux conditions aux limites.



Chapitre III : Stabilité des ouvrages en présence des eaux souterraines

III-1 Introduction

La majorité des accidents sur les ouvrages géotechniques sont en rapport avec les effets de l'eau, et parmi ceux-ci, une proportion importante résulte de l'apparition de renards qui sont eux-mêmes le plus souvent la conséquence d'une érosion interne. Mais la prévision de ces phénomènes n'est pas évidente et il règne une grande confusion dans la description des mécanismes en jeu.

Dans un écoulement, la force qui lui est liée (force d'écoulement) a une composante verticale ascendante qui s'oppose directement à la force de pesanteur. Si la résultante de ces deux forces est dirigée vers le haut, les grains du sol « flottent » et sont entraînés par l'eau : il s'agit du phénomène de boulangerie. Celui-ci peut générer des détériorations importantes sur des ouvrages dont les fondations reposent sur un sol dans lequel se produit le phénomène ou si le sol est lui-même l'ouvrage comme pour une digue, un barrage ou un fond de fouille.

Le phénomène de renard est un processus d'érosion interne qui se produit avec l'augmentation des vitesses d'écoulement de l'eau sous une fondation ou un remblai. L'eau atteint localement des vitesses susceptibles d'entraîner progressivement les éléments les plus fins du sol et augmente ainsi le débit. Progressivement des éléments plus gros sont entraînés, l'arrachement des particules progresse vers l'amont générant un conduit depuis l'aval (figure III.1). Le phénomène peut s'arrêter si par manque de cohésion le conduit s'effondre. Dans le cas contraire, l'érosion progresse jusqu'à l'amont, l'eau s'engouffre et désorganise le sol. C'est le phénomène de renard difficilement détectable et à évolution très rapide.

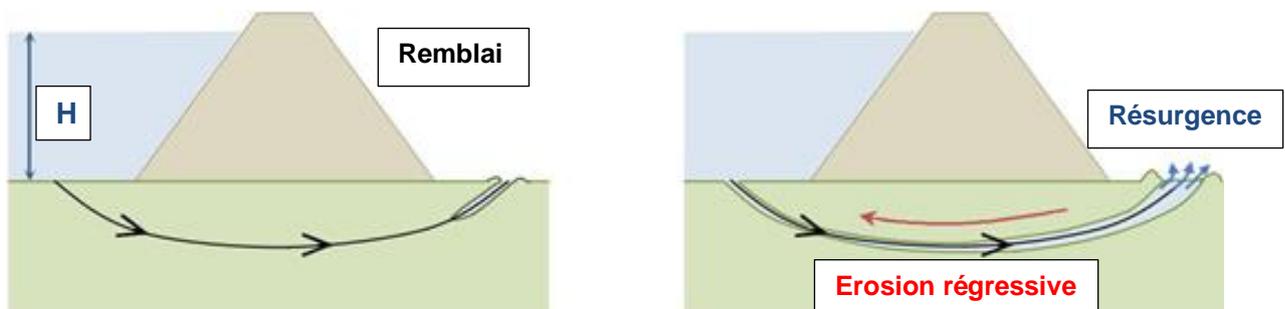


Figure III.1 Illustration en deux phases du phénomène de renard en fondation [8]

Exemple sur le phénomène de renard :

Lors de sa mise en eau, le 6 juin 1976, le barrage construit sur la rivière Teton (dans l'Idaho, état du nord-ouest des Etats-Unis) a subi une rupture par renard hydraulique (figure III.2).



Figure III.2 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 [8]

III-2 Gradient critique de Terzaghi et boullance

Lorsqu'un échantillon de sol de porosité n , de masse volumique des grains ρ_g , est soumis à un écoulement vertical ascendant d'un fluide de masse volumique ρ_w , l'écoulement peut être caractérisé par son gradient, i , la variation du niveau piézométrique avec la profondeur :

$$i = \frac{\delta u}{\delta z}$$

Terzaghi a montré qu'il existe une limite, le gradient critique de Terzaghi i_{CT} au-delà de laquelle l'équilibre n'est plus assuré. Cette valeur limite du gradient résulte des conditions d'équilibre général. La perte de charge, $\rho_w \cdot g \cdot \frac{\delta u}{\delta z}$ ne peut être supérieure au poids immergé des grains $(1 - n) \cdot (P_G - P_W) \cdot g$

$$i_{CT} = (1 - n) \cdot \left(\frac{P_G}{P_W} - 1 \right)$$

Pour les sols courants, la valeur du gradient critique de Terzaghi est voisine de 1.

S'il n'existe pas d'effet de bord, la rupture se produira pour le gradient critique de Terzaghi, que le sol soit cohérent ou pulvérulent.

III-2-1 La boullance

Le terme de boullance est consacré pour qualifier la rupture du type analysé par Terzaghi, dans les sols pulvérulents, lorsque le phénomène se place à la surface, à l'émergence de l'écoulement. La boullance est un phénomène d'instabilité générale. Sous l'influence de l'écoulement, le sol se comporterait comme un liquide.

Les lois générales de l'équilibre ne peuvent être violées, et, dans les mêmes circonstances, dans un sol cohérent, il se produira également une rupture.

Mais l'expérience montre que ses manifestations sont beaucoup plus anodines : dans cette situation, dans la pratique, on constate que la pression interstitielle est partout identique à la pression totale, sans autre manifestation immédiate. Il est possible qu'à terme cette situation conduise à une perte de cohésion, mais il n'est pas évident que cela soit toujours le cas.

Dans un écoulement la composante verticale ascendante de la force d'écoulement génère un gradient hydraulique i vertical ascendant. Cette composante verticale de la force d'écoulement s'oppose directement à la pesanteur (Figure III.3) ; avec i suffisamment élevé, les grains sont entraînés par l'eau : c'est le phénomène de boullance.

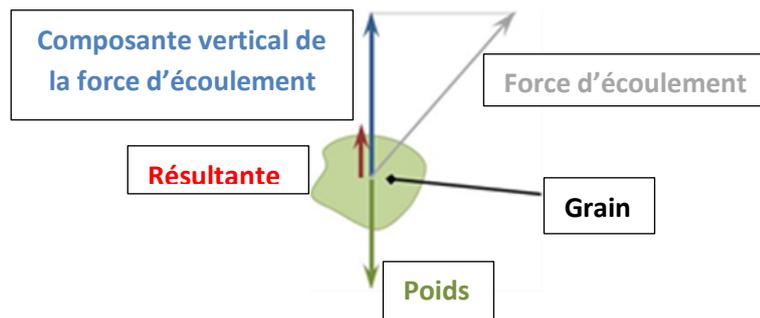


Figure III.3 Les forces mises en jeu lors de la boullance [8]

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 :

$$i_{CT} = \frac{\gamma'}{\gamma_w}$$

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.

L'arrachement des grains est la première phase de l'érosion interne. Il crée de nouvelles conditions d'écoulement éventuellement plus menaçantes : augmentation des vides, modification des assemblages de composition des sols... Le sol devient plus décharné et plus perméable, permettant à l'eau de circuler à vitesse plus importante et/ou dans de nouveaux écoulements.

III-2-2 L'écoulement dans un massif

Si l'on passe du domaine de l'échantillon à celui du massif de sol granulaire, l'existence d'un gradient local supérieur au gradient critique de Terzaghi n'est pas interdit, à condition que la zone où ce gradient est dépassé reste confinée par des terrains stables. C'est le cas des radiers injectés qui restent stables sous des gradients de 3 à 5, pourvu qu'ils soient globalement en équilibre.

Il est possible d'exprimer le critère de stabilité de Terzaghi sous la forme plus générale : la valeur maximale de la pression interstitielle est égale en tout point d'un massif à la contrainte verticale totale. Sous cette forme, le critère est en accord avec le cas des radiers injectés.

III-2-3 Les hypothèses implicites

Du modèle de Terzaghi L'analyse de Terzaghi suppose implicitement une homogénéité des forces appliquées à toutes les échelles. En réalité, pour les sols granulaires, quand l'analyse descend à l'échelle de dimension du grain, ce n'est pas le cas : les forces stabilisatrices qui résultent de la gravité s'appliquent au volume du grain, et les forces déstabilisatrices qui résultent de l'écoulement s'appliquent à sa surface.

En simplifiant, il est possible de dire que, pour un grain donné, l'effet de la gravité varie comme le cube du diamètre et l'effet de l'écoulement comme ce dernier. Sous un gradient donné, en l'absence d'autre force, la stabilité des grains fins est plus faible que celle des gros. Pour retrouver l'équilibre global, les grains fins doivent pouvoir s'appuyer sur les plus gros.

Or, cette condition n'est pas toujours assurée

III-3 forces d'écoulement, sable bouillant et liquéfaction

Quand l'eau percole à travers le sol, elle exerce sur chaque grain de sol une trainée appelée force d'écoulement. On peut donc supposer que les forces d'écoulement agissent directement sur la contrainte inter granulaire ou effective qui s'exerce dans le sol. [7]

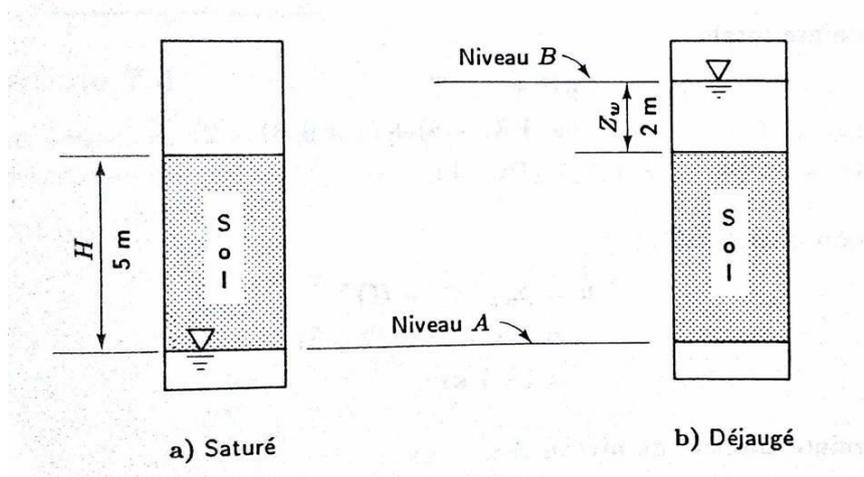


Figure III.4 Sol saturé et sol déjaugé dans les piézomètres [7]

Si l'on se reporte à la colonne de sol de 5 m dont il est question à la figure III.4 et que l'on branche un tuyau à la base de l'échantillon, on peut faire couler l'eau dans le sol de la manière indiquée à la figure III.6.

Lorsque le niveau de l'eau atteint la position B , les conditions deviennent hydrostatiques et tous les niveaux d'eau dans les piézomètres se stabilisent également au niveau B . Si le niveau d'eau dans le tuyau est abaissé sous le niveau B , l'eau s'écoulera vers le bas dans le sol. L'inverse est aussi vrai si le niveau de l'eau dans le tuyau est élevé au-dessus de B .

Cette configuration est analogue à celle du perméamétrie à charge variable illustrée à la figure III.4 (b)

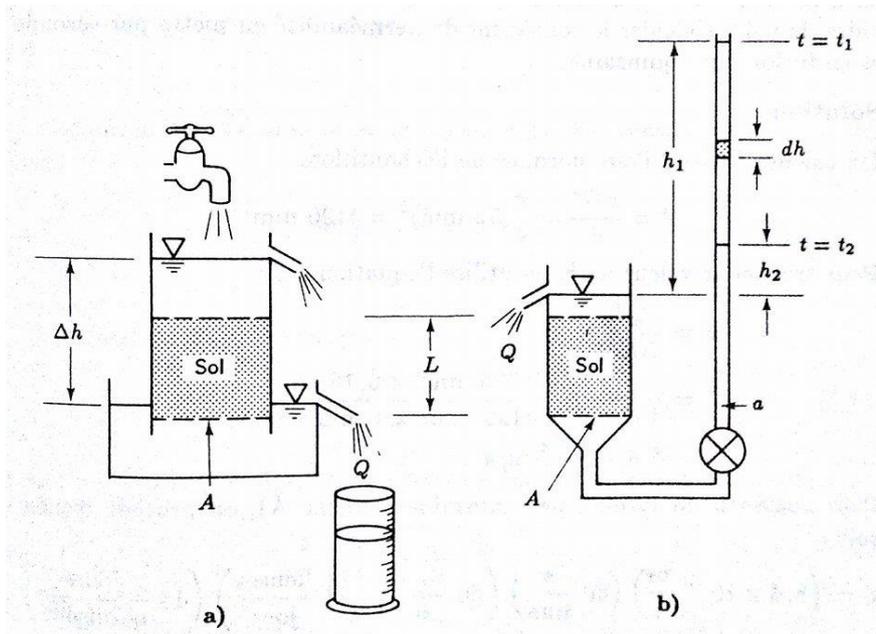


Figure III.5 détermination du coefficient de perméabilité par l'essai à charge constante (a) et par la charge variable (b) [7]

Dans lequel l'eau circule dans le sol vers le haut : dans ce cas, l'eau perd une partie de son énergie par frottement. Plus la charge h au dessus du niveau B (figure III.6) est élevée, plus la perte d'énergie sera importante et plus la force d'écoulement transmise au sol sera élevée.

L'augmentation des forces d'écoulement en arrive réduire graduellement l'influence des forces gravitationnelles agissant sur la colonne de sol jusqu'à ce que le sol entre dans un état de boulangerie. Cet état correspond à ce qu'on appelle en anglais quick Sand. Lorsqu'une masse de sol est en état de boulangerie, les contraintes effectives dans toute la masse sont égales à zéro.

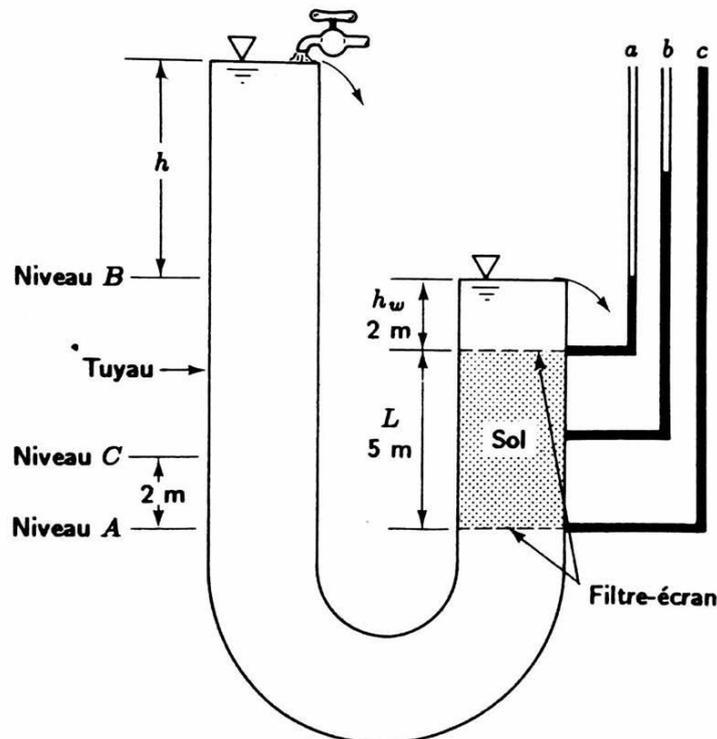


Figure III.6 Echantillon de l'exemple dans la figure III.4 muni d'un tuyau d'alimentation branchée a sa base. Les piézomètres indiquent des niveaux d'eau pour une charge amont fixée à une hauteur h au-dessus du point B . [7]

Quelle doit-être la hauteur de la charge h au-dessus du point B pour que le sol entre en boulangerie ? On peut, dans un premier temps, se servir de la figure III.5 pour calculer les contraintes totales et effectives et la pression interstitielle au point A quand l'eau dans le tuyau d'alimentation est maintenue au point B . On ne tiendra pas compte des pertes par frottement qui se produisent dans le tuyau. La contrainte totale à la base de l'échantillon (niveau A) correspond à :

$$\sigma = \rho_{sat} gL + \rho_w g h_w = \rho' gL + \rho_w g(L + h_w)$$

Et la pression interstitielle en ce point, a ;

$$u = \rho_w g(L + h_w)$$

Enfin, la contrainte effective est égale a [(a) – (b)] :

$$\sigma' = \sigma - u = \rho' gL$$

On suppose maintenant que le niveau d'eau s'élevé sur une distance h au-dessus de niveau B . La pression interstitielle a la base de l'échantillon devient :

$$u = \rho_w g(L + h_w + h)$$

Et la différence de pression interstitielle agissant a la base de l'échantillon est égale a [(d) – (b)] :

$$\Delta u = \rho_w gh$$

La contrainte effective à la base de l'échantillon (niveau A) est alors égale a [(a) – (d)] :

$$\sigma' = [\rho' gL + \rho_w g(L + h_w)] - [\rho_w g(L + h_w + h)]$$

Ou

$$\sigma' = \rho' gL - \rho_w gh$$

La diminution de la contrainte effective correspond exactement à l'augmentation de la pression interstitielle Δu a la base de l'échantillon [(f) – (c) = (e)].

Qu'arrive-t-il lorsque la contrainte effective à la base de l'échantillon est nulle ? (Il est noté que σ' ne peut être inférieure a zéro dans les sols pulvérulents). On suppose que l'équation $\sigma' = \rho' gL - \rho_w gh$ est égale à zéro et on résout pour obtenir la charge h au-dessus du niveau B pour laquelle on aura des conditions de boulangance :

$$h = \frac{L\rho'}{\rho_w}$$

En ordonnant les termes, on obtient :

$$\frac{h}{L} = i = \frac{\rho'}{\rho_w} = i_c$$

Selon l'équation $i = \frac{\Delta h}{l}$ le quotient de la charge h par la longueur d'échantillon L correspond à la charge au gradient hydraulique i . La valeur de i pour des conditions de boulangance s'appelle le gradient hydraulique critique i_c .

Dans l'exemple dans la figure III.4, la masse volumique déjaugée ρ' est exprimée par la relation suivante :

$$\rho' = \frac{\rho_s - \rho_w}{1 + e}$$

En combinant les équations $\frac{h}{L} = i = \frac{\rho'}{\rho_w} = i_c$ et $\rho' = \frac{\rho_s - \rho_w}{1+e}$, on obtient une expression pour le gradient critique (nécessaire dans des conditions de boullance) :

$$i_c = \frac{\rho_s - \rho_w}{(1 + e)\rho_w}$$

D'où

$$i_c = \frac{1}{1 + e} \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1 \right)$$

La démarche utilisée pour trouver la valeur i_c est fondée sur l'hypothèse que les conditions de boullance ne peuvent se produire que si la contrainte effective à la base de la colonne de sol est égale à zéro.

On peut également obtenir la formule du gradient critique en tenant compte de la pression d'eau à la frontière et du poids total de tout le matériel qui se trouve au-dessus de cette frontière. Les conditions de boullance sont réunies lorsque ces forces sont à l'équilibre. On voit à la figure III.5 que la force qui s'exerce vers le haut est égale à la pression d'eau qui agit sur le filtre-écran qui se trouve à la base de la colonne de sol :

$$F_{eau} \uparrow = (h + h_w + L)\rho_w g A$$

Où A est l'aire transversale de l'échantillon.

Le poids total du sol et l'eau qui agit vers le bas, à la base de la colonne de sol (au niveau A), est exprimé par la relation suivante :

$$F_{eau+sol} \downarrow = \rho_{sat} g L A + \rho_w g h_w A$$

Lorsque ces deux forces sont à l'équilibre, on obtient :

$$(h + h_w + L)\rho_w g A = \rho_{sat} g L A + \rho_w g h_w A$$

On peut se servir de l'équation $\rho_{sat} = \frac{\rho_s + \rho_w e}{1+e}$, pour ρ_{sat} afin de comparer l'équation $(h + h_w + L)\rho_w g A = \rho_{sat} g L A + \rho_w g h_w A$, à l'équation $i_c = \frac{\rho_s - \rho_w}{(1+e)\rho_w}$.

Les deux démarches, en contrainte totale et en contrainte effective, donnent donc des résultats identiques.

Il est possible de calculer les valeurs types de gradient critique en supposant que

$\rho_s = 2.86 \text{ Mg/m}^3$ Et les valeurs des indices des vides correspondant à une compacité lâche, moyenne ou dense. Les valeurs de i_c sont données au (tableau III .1). Pour faciliter les calculs, on donne souvent à i_c la valeur approximative de 1. [7]

Indices des vides	Compacité approximative	i_c
0.5	dense	1.12
0.75	moyenne	0.96
1.0	lâche	0.84

Tableau III.1 : valeurs caractéristique de i_c , sachant que $\rho_s = 2.68Mg/m^3$ [7]

III-4 Phénomène de renard hydraulique

Le phénomène d'arrachement comme la boulangerie est susceptible d'être accompagné d'un transport important des grains, déstabilisant les sols. Le phénomène de renard apparait dans des écoulements en milieu perméable comme les barrages ou digues en terre, dans la direction d'écoulement de l'amont vers l'aval. Localement les vitesses d'écoulement augmentant peuvent atteindre le seuil d'entraînement des grains fins qui progressivement va « raviner » les lignes de courant de l'intérieur. Les éléments plus importants vont alors être entraînés, l'érosion progresse de manière régressive le long d'une ligne de courant, formant un conduit où s'engouffre l'eau de manière irréversible (Figure III.7).

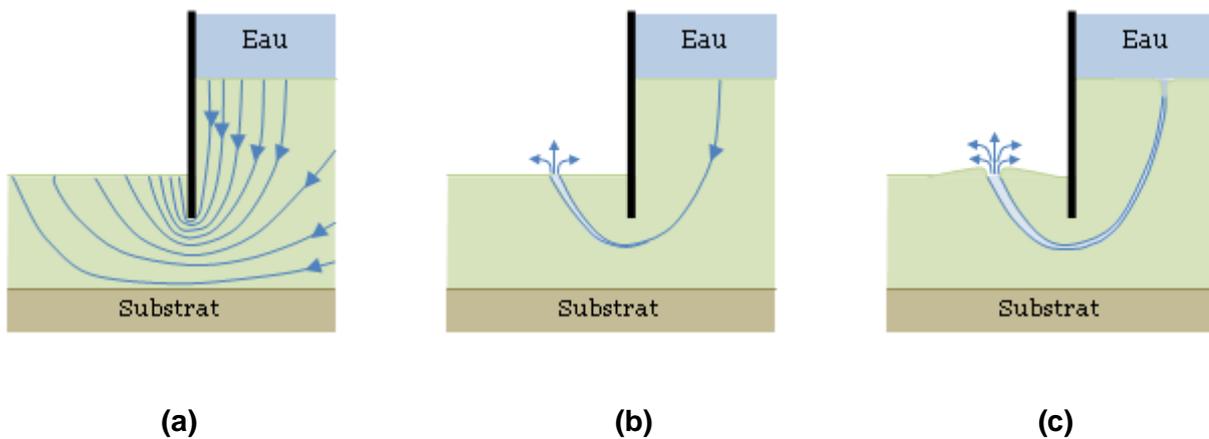


Figure III.7 Illustration du phénomène de renard dans une retenue d'eau par rideau de palplanche

- (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.

Le développement d'un renard hydraulique est conditionné par le gradient hydraulique au sein de la structure, de la différence de niveau Δh et de la propension de la structure à libérer des particules. Ainsi, lorsque l'écoulement de l'eau dans la structure est long, l'eau ne développe pas la force pour pouvoir emporter des grains du sol. De même, si les grains du sol ont une grande cohésion (comme pour l'argile) il n'y a pas de transport de grain. Alors que dans un massif sableux qui présente une grande différence de niveau d'eau amont-aval et une faible largeur de remblai la probabilité du développement d'un renard hydraulique est importante.

L'écoulement se fait préférentiellement aux points de « fragilité » d'un ouvrage comme le long des structures (en béton, rideaux de palplanche...) ou des joints, en suivant les passages de conduites ou câbles internes à la structure (Figure III.8) mais aussi aux « faiblesses » de réalisation (défaut de compactage...). Lors du dimensionnement d'un ouvrage, le risque de développement d'un renard doit être maîtrisé, principalement aux niveaux des zones de faiblesse prévisible.

Le 15 juillet 2001 au matin l'étang des Ouches se vide par une brèche ouverte dans le barrage des Ouches, suivant une section où passe la conduite de vidange. Ce barrage âgé de plus de deux siècles, avait été répertorié sur la première carte topographique du royaume de France.



Figure III.8 le phénomène de renard dans une conduite à cause de faiblesse de réalisation (défaut de compactage) [8]

Le sol devient localement plus perméable, les vitesses d'écoulement augmentent, le phénomène s'amplifie avec l'élargissement de la conduite créée. Les conséquences sont la rupture du barrage soit par ouverture d'une brèche (Figure III.8) soit par effondrement de l'ouvrage avec submersion par une vague (Figure III.9).

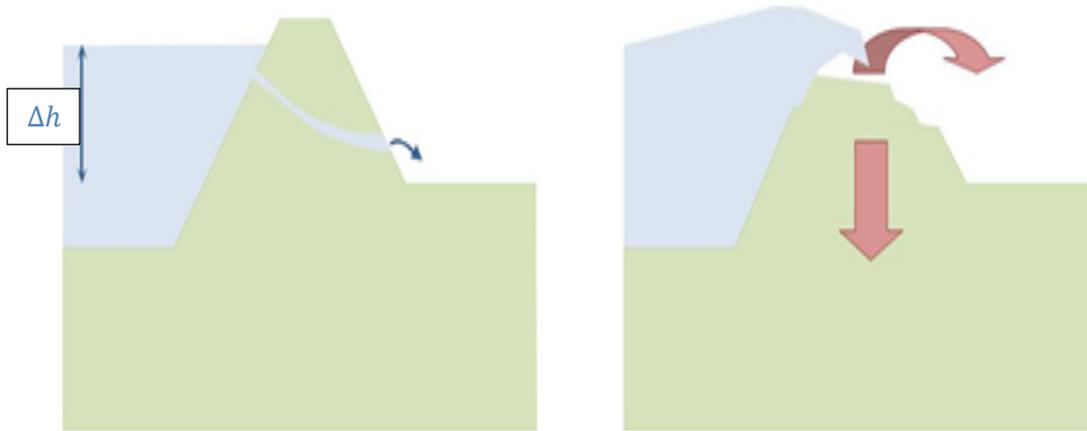


Figure III.9 Illustration de l'effondrement de l'ouvrage avec submersion dus à un renard [8]

III-4-1 Renard et fracturation hydraulique

D'une certaine manière, la notion de renard envisagée ici est proche du phénomène de fracturation hydraulique.

La présentation classique de la fracturation hydraulique exprime que celle-ci apparaît lorsque la pression interstitielle imposée localement atteint la valeur de la plus petite contrainte principale. Il est généralement admis :

- qu'il s'agit d'une contrainte horizontale, la poussée au repos ;
- que la valeur de la poussée au repos peut être estimée par l'expression de Jacky,
 $K_0 = 1 - \sin\varphi$
- que l'angle de frottement augmente avec la compacité.

Il est possible d'en déduire que la fracturation hydraulique se produira pour une valeur de la pression interstitielle d'autant plus faible que le matériau est compact.

Or l'interprétation des résultats des essais de Skempton et Brogan conduit à conclure, au contraire, que l'apparition du renard se produira pour une valeur de la pression interstitielle qui croît comme la compacité.

Il est vrai que les deux formes de sollicitation sont très différentes. Dans les essais de fracturation hydraulique, il s'agit de l'application ponctuelle d'une pression interstitielle, sans modification des conditions au large.

Au contraire, dans les essais de Skempton et Brogan, tout l'échantillon est soumis à l'écoulement. [6]

III-5 Transposition aux ouvrages

Dans le cas des ouvrages, les situations sont beaucoup plus complexes que dans les essais de laboratoire, et aussi diverses que les types différents d'ouvrage.

Dans le cas, par exemple, d'un écoulement vers une fouille protégée par un écran, comme schématisé sur la figure III.10, quelles sont les conséquences du concept de gradient critique de renard introduit ici ?

Dans le cas particulier, il est possible de distinguer trois zones où les conditions sont très différentes :

1) Dans la zone A, l'écoulement est dirigé vers le bas, la pression interstitielle est plus faible que la pression statique et la contrainte effective horizontale plus forte. L'apparition initiale d'un renard dans cette zone n'est pas vraisemblable. Par contre, si le terrain n'est pas auto filtre, les grains fins peuvent être entraînés facilement.

2) Dans la zone B, les écoulements sont plutôt horizontaux, ce qui rendrait les entraînements plus difficiles que dans la zone A, mais la concentration des lignes de courant sous le pied de l'écran, joue en sens inverse. Les contraintes effectives qui s'opposent à l'ouverture de renards sont les charges verticales.

Il est peu vraisemblable d'avoir un renard dans cette zone.

3) Dans la zone C, la situation est voisine de celle simulée dans les essais de laboratoire. La création de renards pourrait survenir si le gradient critique de renard est initialement inférieur au gradient critique de Terzaghi, ou le devient par érosion interne. Dans ce cas, la perméabilité apparente va chuter et les débits vont croître, avec une intensification de l'érosion interne dans les zones A et B.

Finalement, ce sont probablement les conditions dans la zone C, celles que l'analyse permet de quantifier, qui commandent l'apparition d'une situation critique.

Pour l'éviter, il est nécessaire que le gradient dans cette zone reste inférieur à trois limites que les méthodes, et les essais proposés plus haut permettent de définir :

- le gradient critique de Terzaghi ;
- le gradient critique de renard ;
- une limite fixée par le taux d'entraînement maximal admissible.

C'est l'estimation de la distribution des gradients autour de l'écran qui pourrait être la plus grande difficulté.

En effet, la plupart des sols sont hétérogènes, particulièrement les alluvions. Le rapport des perméabilités verticales et horizontales n'est pas une constante, il est fonction de la géométrie. Il sera plus important dans la zone C que dans les zones A et B. Mais il s'agit là d'un autre sujet.

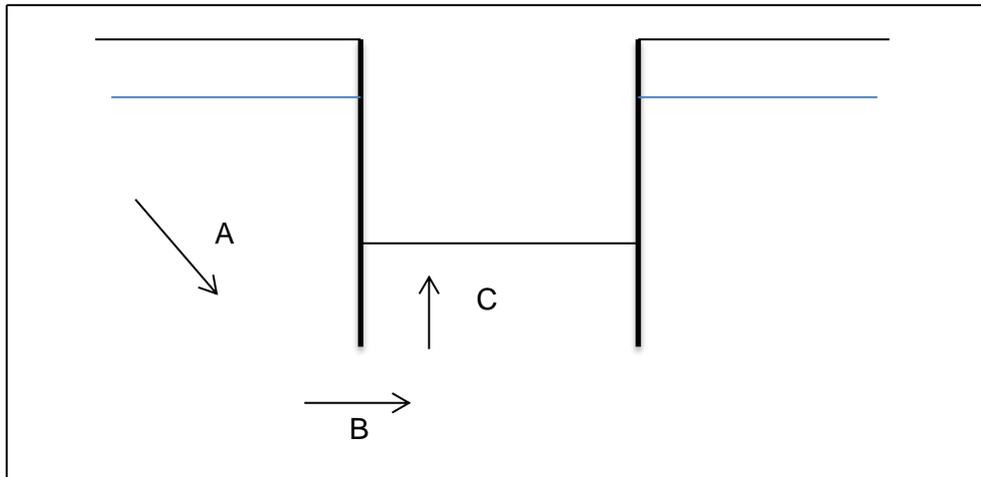


Figure III.10 Cas d'un ouvrage

III-6 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 l . La diminution de la 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 boullance 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. L'apparition de ce phénomène de boullance 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 boullance apparaît, permet parfois d'enrayer cet événement.

Nous avons vu que la longueur d'écoulement est un paramètre important dans l'apparition du renard hydraulique, 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 III.11) :

- 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.

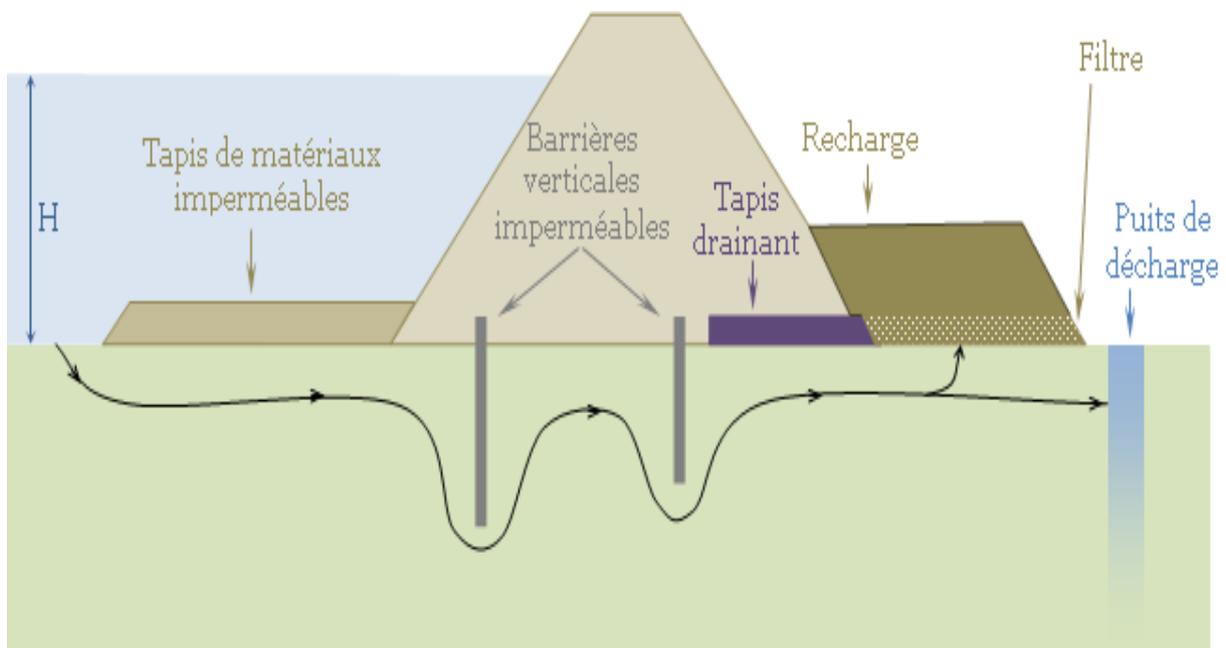


Figure III.11 Dispositifs de réduction du risque d'érosion interne [8]

Les deux premiers dispositifs 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 le soulèvement du sol, le puits supprime les gradients encore trop forts.

III-6-1 Loi des filtres

Le mouvement de l'eau dans le sol donne naissance à la force d'écoulement par unité de volume exercée par l'eau sur les grains du sol dans le sens du courant. Son expression est, comme nous l'avons vu : $i \cdot \gamma_w$

Cette quantité est d'autant plus importante que le gradient hydraulique est élevé, c'est-à-dire là où il y a resserrement du réseau des lignes de courant et équipotentielles.

Les grains du sol peuvent être entraînés par l'eau lorsque le gradient critique i_c est dépassée, c'est-à-dire lorsque la contrainte effective entre grain devient nulle.

Prenons le cas d'un barrage en terre à la figure III.12. Si le gradient hydraulique en talus aval est suffisamment important, l'écoulement de l'eau entraînera les particules les plus fines c'est l'érosion superficielle.

Après entraînement des particules les plus fines, la résistance que présente le sol à l'écoulement décroît, ce qui provoque une augmentation du gradient hydraulique. Celui-ci est maintenant capable d'emporter des particules plus importantes et l'on assiste à un phénomène progressif vers l'intérieur du barrage : c'est l'érosion interne ou piping pouvant créer de large cavités dans un barrage et entraîner la rupture.

Un des moyens de s'opposer efficacement contre le piping est d'empêcher l'érosion superficielle par constitution d'un filtre ou drain protecteur.

Un filtre doit satisfaire deux exigences :

- permettre une évacuation de l'eau ;
- retenir les grains du sol afin de s'opposer à l'érosion interne.

On remarque que les deux exigences sont contradictoires car la condition d'évacuation de l'eau exige que les courbes granulométriques de matériaux drainant et drainé s'écartent l'une de l'autre tandis que la condition de protection contre l'érosion interne requiert que ces mêmes courbes ne soient pas trop éloignées afin que le matériau fin à protéger ne soit pas emporté au travers des vides du matériau drainant.

Un compromis devra être trouvé.

Suite aux expériences de Bertram (1940), on peut définir la loi des filtres suivante :

Rétention

$$\frac{D_{15} \text{ du matériau filtrant}}{D_{85} \text{ du matériau à protéger}} < 4 \text{ à } 5$$

Perméabilité

$$\frac{D_{15} \text{ du matériau filtrant}}{D_{15} \text{ du matériau à protéger}} > 4 \text{ à } 5$$

La 1^{ère} équation remplit la condition (2) tandis que l'équation 2 remplit la condition (1).

L'U.S. Corps of Engineers recommande en plus de respecter :

$$\frac{D_{50} \text{ du matériau filtrant}}{D_{50} \text{ du matériau à protéger}} < 25$$

Notons enfin que l'on utilise souvent des filtres composés de plusieurs couches de matériaux drainant, chaque couche respectant la loi des filtres avec la couche précédente.

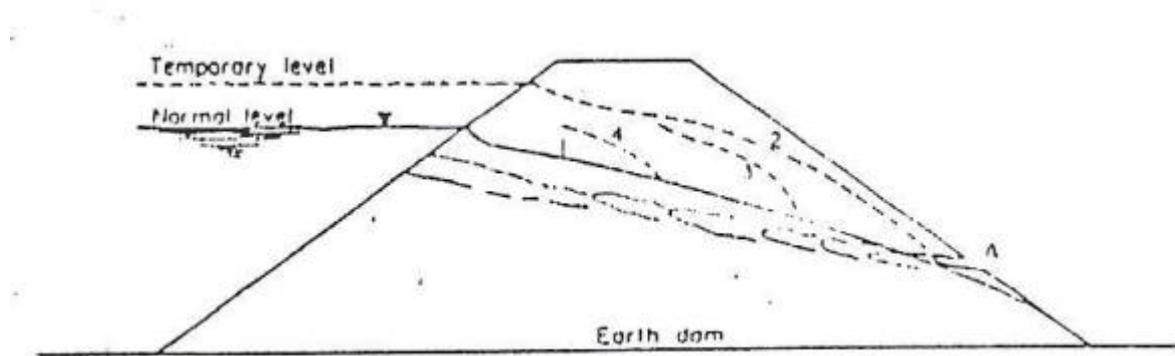


Figure III.12 érosion interne "piping" [6]

III-7 CAPPILARITE

Le phénomène de capillarité est un phénomène d'interaction qui regroupe l'ensemble des phénomènes qui ont lieu à la surface d'un liquide au contact d'une paroi solide : le liquide s'élève au-dessus du niveau de l'eau ou descend en-dessous du niveau en fonction des caractéristiques du liquide. Tout ceci se déroule toujours dans des conditions atmosphériques normales. Le phénomène de capillarité repose sur une loi : la loi de Jurin.

III-7-1 Explications

Si vous mettez de l'eau dans un verre, un tube à essais, un seau... vous pouvez observer que la surface libre du liquide est courbe et non plate comme une feuille posée sur une table. Cela est dû aux forces de tension superficielle, appelées force capillaire. La capillarité s'observe également lorsqu'un buvard aspire de l'encre, une éponge ou de l'essuie-tout s'imbibent d'eau, ou encore quand on trempe une partie de son sucre dans son café. C'est toujours la même force qui agit : la force capillaire.

III-7-2 comment expliquer cette tension superficielle ?

Il faut savoir qu'entre chaque molécule, il y a des forces électriques qui interagissent pour permettre la cohésion d'un liquide. Au sein du liquide, les forces s'équilibrent mais ce n'est pas le cas au voisinage de la surface. En effet, l'addition de toutes ces forces maintenant le liquide donne une seule force perpendiculaire à la surface se dirigeant vers l'intérieur du liquide. C'est cette force perpendiculaire qui va empêcher les molécules de la surface de passer dans l'air, ainsi la cohésion du liquide est maintenue. Cette force perpendiculaire est une force de tension qui va réduire le volume du liquide à sa surface. La surface du liquide est un peu comme une membrane tendue enveloppant le liquide. La tension superficielle est proportionnelle à la force de cohésion entre les molécules.

III-7-3 La loi de Jurin

Cette loi permet de calculer la hauteur h à laquelle monte le liquide dans le tube capillaire. Habituellement, ce phénomène est connu par l'expérience suivante : On plonge un tube fin en verre de moins de 3mm de diamètre (le tube capillaire, appelé ainsi car « aussi fin qu'un cheveu ») dans de l'eau. La forte tension superficielle du liquide fait qu'il remonte contre la gravité dans le tube. Les molécules d'eau sont plus attirées par le verre que par l'air. Ainsi l'eau va adhérer aux surfaces du tube pour augmenter sa surface de contact avec le verre et de ce fait, diminuer sa surface de contact avec l'air. Par répétition de ce phénomène de capillarité et l'exercice des forces de tension superficielle, l'eau monte le long du tube jusqu'à ce que la gravité qui s'exerce sur la colonne d'eau compense avec l'effet d'attraction vers le haut.

Plus le tube est fin et plus le liquide monte. Plus les molécules du liquide ont une cohésion forte, plus le liquide est susceptible d'être transporté par capillarité.

Pour un liquide « qui mouille » comme l'eau on observe une ascension tandis que pour un liquide « qui ne mouille pas » comme le mercure (Hg) on observe une dépression. C'est à dire que le liquide ne va pas monter mais descendre dans le tube. [9]

On exprime la loi de Jurin par la formule suivante :

$$h = \frac{2 \cdot \gamma \cdot \cos(\theta)}{r \cdot \rho \cdot g}$$

Avec

h : Hauteur du liquide au-dessus du niveau de la mer en m

γ : Tension superficielle du liquide en $N \cdot m^{-1}$

θ : Angle de contact entre le liquide et la paroi du tube en ° (angle de raccordement)

r : Rayon du tube en mm

ρ : Masse volumique du liquide en $g \cdot cm^{-3}$

g : Accélération de la pesanteur, constante d'environ $9,81 m \cdot s^{-2}$ [9]

III-7-4 Expérience

- Monter les tubes capillaires sur leur support
- Remplir la cuve avec de l'eau (idéalement à température ambiante)
- Noter la température de l'eau.
- Pour des mesures plus précises, veiller à mouiller préalablement le tube capillaire.
- Construire un tableau regroupant toute les données nécessaires aux calculs.

- Mesurer la hauteur de l'eau dans chacun des tubes en vous aidant de papier millimétré ou de colorant. La hauteur h dans un tube doit être proportionnel à $1/r$.

- Calculer la tension superficielle γ .

III-7-5 Exemple

La tension superficielle de l'eau : $\gamma = 7.3.10^{-2} N.m^{-1}$

L'angle de raccordement est quasi nul : $\theta = 0^\circ$

Si l'on utilise un tube de 0.3mm alors $r = 0.3mm$

La masse volumique de l'eau : $\rho = 1 g.cm^3$

Enfin, la constante d'accélération de la pesanteur $g = 9,81 m.s^{-2}$

Ce qui nous donne donc le calcul suivant :

$$h = \frac{2 \cdot \gamma \cdot \cos(\theta)}{r \cdot \rho \cdot g}$$
$$h = \frac{2 \cdot (7,3 \cdot 10^{-3}) \cdot \cos(0)}{0,3 \cdot 1 \cdot 9,81} = 4,9 \cdot 10^{-4}$$

III-8 Effet de gel dans le sol

L'influence du gel des sols sur l'infiltration et le ruissellement est un phénomène connu, mais relativement peu détecté et assez mal quantifié. Il joue principalement sur le ruissellement des précipitations, et il faut d'ailleurs d'emblée différencier deux processus :

- l'augmentation de la part ruisselée des précipitations tombant sur sols gelés, le gel des sols limitant alors fortement sa capacité d'infiltration ;
- les apports hydrologiques supplémentaires générés lors du dégel de la partie gelée des sols (de la même manière que la fonte nivale).

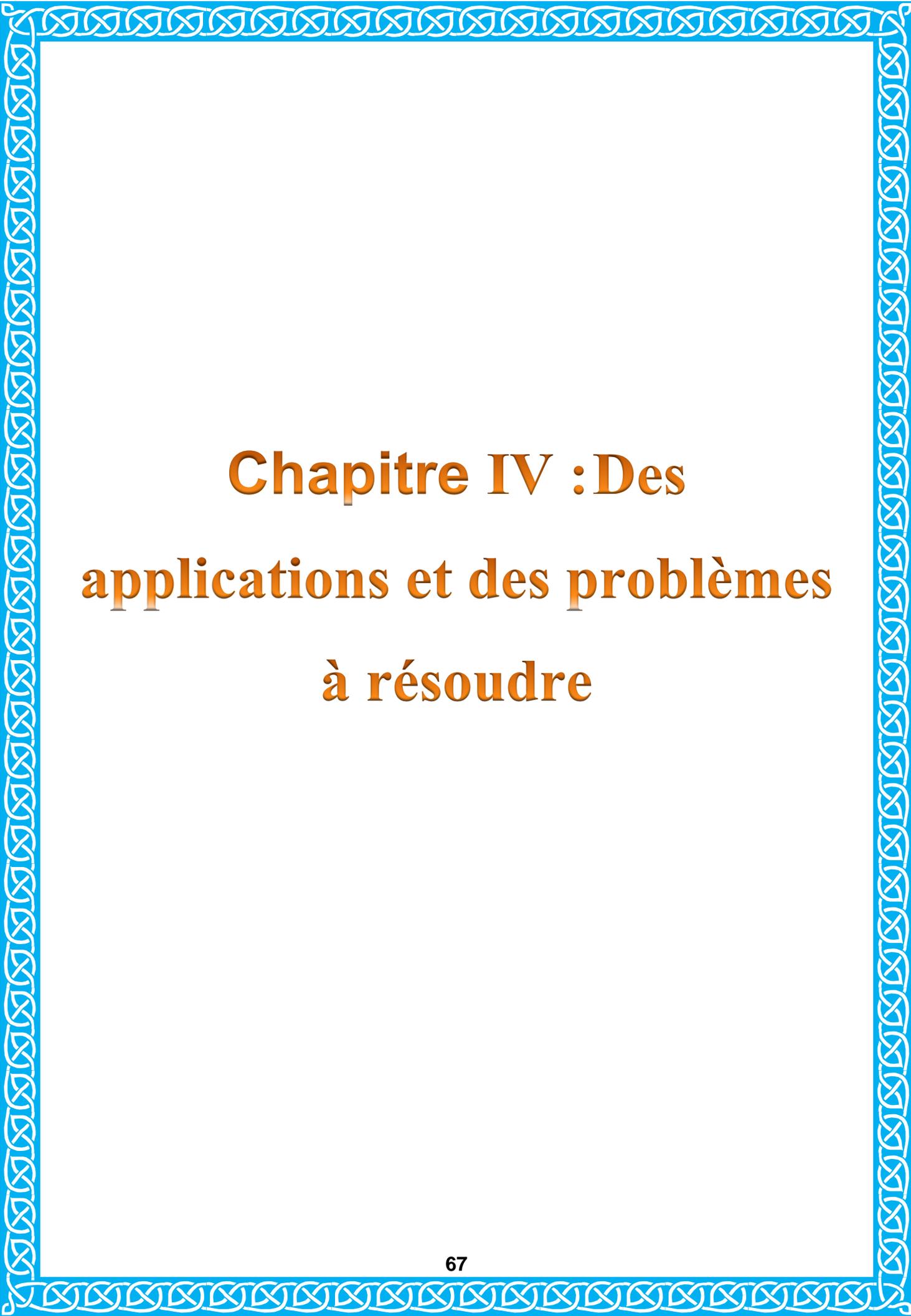
Il peut être difficile de différencier dans les faits ces deux processus puisqu'ils peuvent facilement être simultanés (redoux et pluie suite à une période de gel) et engendrer les mêmes effets (augmentation des volumes écoulés). Dans la suite, on aura donc tendance, faute de mieux, à faire l'amalgame entre les deux...

La présence de neige n'est pas nécessaire au gel des sols, on s'intéresse ici justement au ruissellement sur sols gelés non enneigés. [10]

III-9 Conclusion

L'érosion interne peut aboutir à la destruction de barrages. Les phénomènes d'érosion interne sont liés à la circulation d'eau dans les sols de fondation ou du remblai. Si la force d'écoulement est suffisamment importante en regard des autres forces mises en jeu, l'eau arrache sur son trajet des grains du sol et les expulse à l'aval du barrage. L'érosion interne résulte de deux mécanismes : l'arrachement des grains puis le transport de ceux-ci.

Le renard hydraulique est un écoulement selon une ligne de courant qui se développe au sein du remblai ou sous les fondations de l'ouvrage, et qui transporte des particules progressivement en créant un vide pouvant conduire à une rupture totale de l'ouvrage. Un barrage soumis à une montée de sa retenue d'eau, voit la vitesse d'écoulement qui le parcourt augmenter selon la loi de Darcy. Le risque de renard hydraulique est très important en pied de barrage et en fond de fouille en terrain. Le phénomène apparaît alors en surface avec une venue d'eau et entraînement.



Chapitre IV : Des applications et des problèmes à résoudre

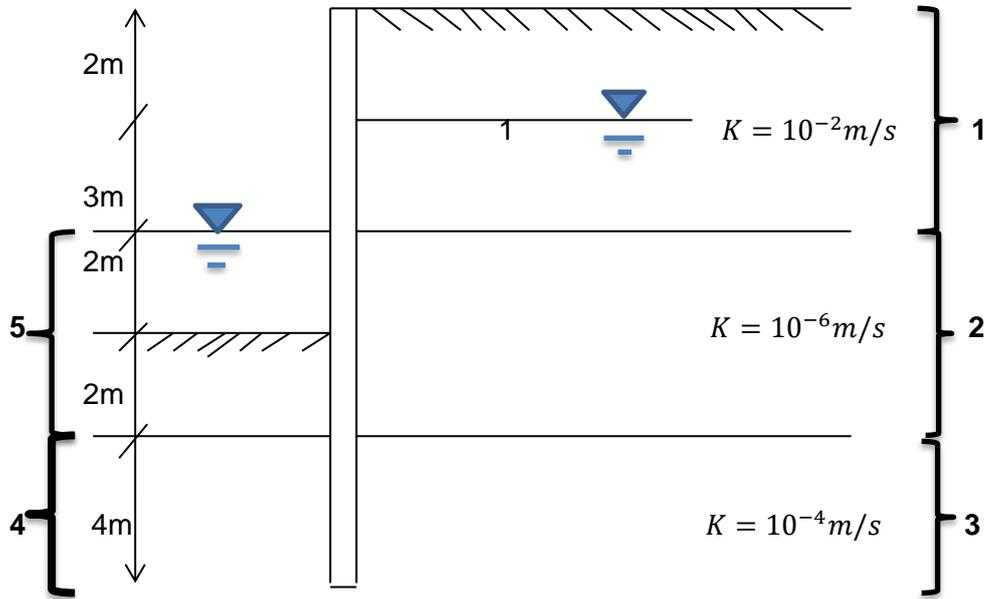
Application 1 :

Figure IV.1 rideaux en palplanches métalliques

Soit une palplanche métallique stabilisent un terrain stratifié présentant des perméabilités variables. En présence d'une nappe phréatique avec deux niveaux différents comme indiqué sur la figure IV.1 on veut bien avoir la distribution de la pression d'eau le long du rideau en tenant compte des pertes de charge et des coefficients de perméabilité des couches en supposant un écoulement vertical

En Calculer et tracer le diagramme des pressions d'eau interstitielles le long du rideau en palplanches métalliques en supposant un écoulement vertical

Solution 1 :

On a un sol stratifié :

$$K_v = \frac{d}{\sum \frac{d_i}{k_i}}$$

Écoulement vertical

$$K_v \cdot i = K_i \cdot i_i$$

$$K_v \cdot \frac{dh}{d} = K_i \cdot i_i$$

$$\frac{d}{\sum \frac{d_i}{K_i}} \cdot \frac{\Delta h}{d} = K_i \cdot i_i$$

Pratiquement pour chaque couche $i_i = \frac{\Delta h}{K_i \sum \frac{d_i}{K_i}}$

On a 5 couches

$$\sum_{i=1}^5 \frac{d_i}{K_i} = \frac{3}{10^{-2}} + \frac{4}{10^{-6}} + \frac{4}{10^{-4}} + \frac{4}{10^{-4}} + \frac{2}{10^{-6}}$$

$$\sum_{i=1}^5 \frac{d_i}{K_i} = 6,08 \cdot 10^6$$

Et on a $\Delta h = 3m$

Alors

$$i_1 = \frac{3}{10^{-2} \cdot 6,08 \cdot 10^6} = 4,9 \cdot 10^{-5} \approx 0$$

$$i_2 = \frac{3}{10^{-6} \cdot 6,08 \cdot 10^6} = 0,493 \approx 0,5$$

$$i_3 = i_4 = \frac{3}{10^{-4} \cdot 6,08 \cdot 10^6} = 4,9 \cdot 10^{-3} \approx 0$$

$$i_5 = \frac{3}{10^{-6} \cdot 6,08 \cdot 10^6} = 0,493 = 0,5$$

On remarque que les gradients hydrauliques de la couche 1,3 et 4 sont nuls car il s'agit des sols perméables (sol grenus : sable, gravier) alors que le gradient hydraulique des couches 2 et 5 sont différent de zéro car il s'agit d'un sol imperméable (sol fin, argile ou limon argileux)

Lorsque le rapport des K dans l'écoulement vertical est supérieur à 10, la charge totale sera dissipée pratiquement dans la couche imperméable :

$$i_{ci} = \frac{10^{-4}}{10^{-6}} = 100$$

Et on a $0,5 + 0,5 = 1 * 100 = 100\% \quad \#$

Calcul de Δh_2 et Δh_5 :

$$i_n = \frac{\Delta h_n}{d_n} \implies \Delta h_n = i_n \cdot d_n$$

$$\Delta h_2 = i_2 \cdot d_2$$

$$\Delta h_2 = 0,5 \cdot 4 = 2m$$

$$\Delta h_5 = i_5 \cdot d_5$$

$$\Delta h_5 = 0,5 \cdot 2 = 1m$$

Traçage de digramme

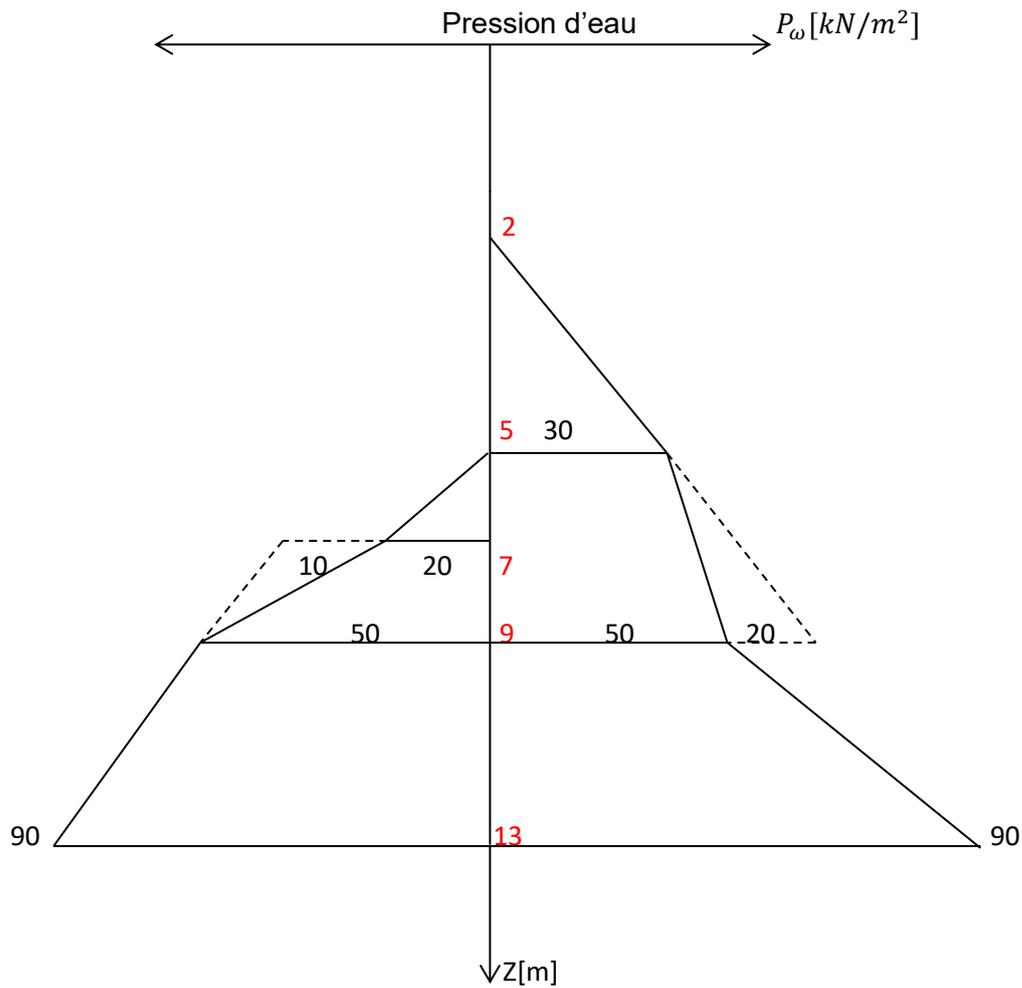


Figure IV.2 diagramme des pressions interstitielles le long des rideaux en palplanches métalliques

Calcul des pressions interstitielles en tenant compte des pertes de charge

$$u = \gamma_w [h_w - \sum d_i \cdot i_i]$$

$$u = 10[4 - 2.0 - 2.0,5] + 20 = 50$$

$$u = 50 - 2(10 + 0,5 \cdot 10) = 20$$

$$u = 20 + 2(10 + 0,5 \cdot 10) = 50$$

$$u = 50 + 4(10 - 0.10) = 90$$

$$u = 10[3 - 3.0] = 30$$

$$u = 10[7 - 3.0 - 4.0,5] = 50$$

$$u = [8 - 2.0 - 2.0,5 - 4.0] + 20 = 90$$

Application 2 :

Pour la réalisation d'une fouille profonde dans une zone urbaine en présence d'eaux souterraines, une paroi moulée simplement ancrée est réalisée pour la stabiliser et éviter les écoulements d'eau dans la fouille. On veut vérifier la sécurité de cette fouille vis-à-vis du poinçonnement hydraulique (cas permanent). Le profil géotechnique et les caractéristiques géométriques sont illustrées dans la figure IV.3

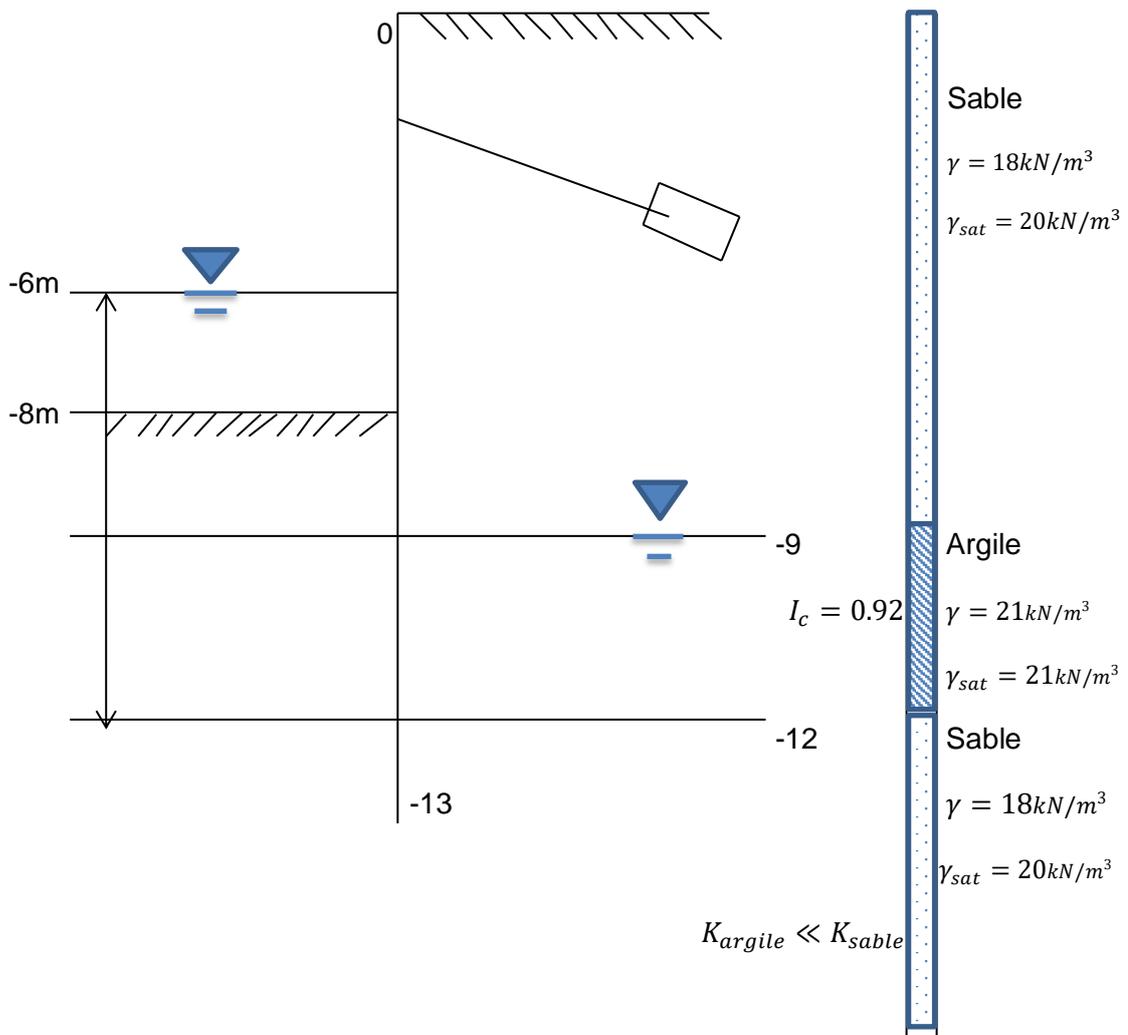


Figure IV.3 mur de soutènement

D'après Eurocode 7, la vérification de l'Erosion interne (poinçonnement hydraulique) ou renard se fait comme suivant:

$$s_{dst} \cdot \gamma_h \leq G'_{stb} \cdot \gamma_{G,stb}$$

Avec :

S_{dst} : Valeur caractéristique de la force d'écoulement déstabilisatrice dans le sol

γ_H : Facteur partiel de sécurité pour sollicitation dû à la force d'écoulement tiré du tableau de l'eurocode 7.

G'_{stb} : Poids propre caractéristique du sol sous poussée d'eau

$\gamma_{G,stb}$: Facteur partiel de sécurité pour sollicitation permanente stabilisatrice tiré du tableau de l'eurocode 7.

Le gradient hydraulique de l'argile :

$$i = \frac{\Delta h}{\Delta l} = \frac{9 - 6}{3} = 1$$

$$S_{dst} = f_w \cdot \Delta l = \gamma_w \cdot i \cdot \Delta l = \gamma_w \cdot \Delta h = 10.3 = 30 \text{ KN/m}^2$$

$$G'_{stb} = 18.1 + 11.3 = 51 \text{ KN/m}^2$$

D'après Ec7 : $\gamma_h = 1,30$

$$\gamma_{G,stb} = 0,9$$

$$30 \cdot 1,3 = 39 \text{ KN/m}^2 < 51 \cdot 0,95 = 48,5 \text{ KN/m}^2$$

Condition vérifiée pas de risque

Application 3 :

On considère une palplanche métallique stabilisants une fouille profonde en présence d'eau avec variation du niveau d'eau. (Voir détails sur la figure). On voulait bien soulever l'influence de la variation du niveau d'eau, le gradient hydraulique et les pertes de charge sur les poids volumiques des sols à travers le calcul du poids volumiques effectif.

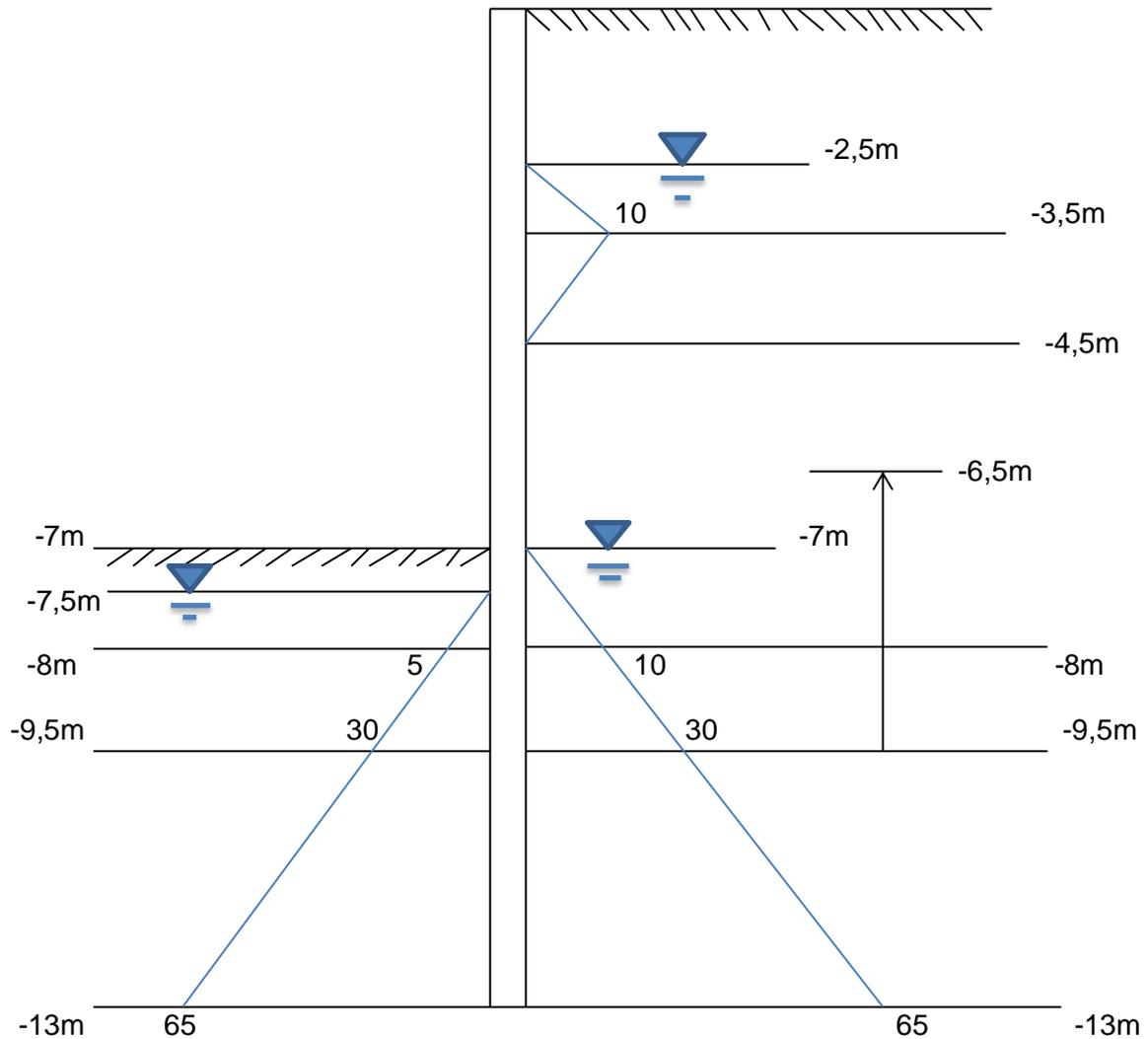


Figure IV.4 palplanche métalliques et le digramme des pressions d'eau

Calculer et tracer le diagramme des pressions d'eau dans l'écran de palplanche métalliques.

Sable1 : $\gamma_{sat} = 21 \text{KN/m}^3$

argile1 : $\gamma_{sat} = 19 \text{KN/m}^3$

Sable2 : $\gamma_{sat} = 22 \text{KN/m}^3$

argile2 : $\gamma_{sat} = 21 \text{KN/m}^3$

Distribution de la pression d'eau du l'écran :

✓ Cote amont (poussée)

-2,5m : 0

-3,5m : 10 KN/m^2

-4,5m : 0

-7,5m : 0

-8m : 10 KN/m^2

$$-9,5\text{m} : u = \gamma_w(9,5 - 6,5) = 30 \text{ KN/m}^2$$

$$-13\text{m} : u = 30 + 10(13 - 9,5) = 65 \text{ KN/m}^2$$

✓ Cote aval (butée)

$$-7.5\text{m} : 0$$

$$-8\text{m} : 5 \text{ KN/m}^2$$

$$-9,5\text{m} : 10(9,5 - 6,5) = 30 \text{ KN/m}^2$$

$$-13\text{m} : 30+35=65 \text{ KN/m}^2$$

Calcule des poids volumiques effectifs :

$$\bar{\gamma} = \gamma' + f_w = \gamma' + \gamma_w \frac{\Delta h}{\Delta l}$$

$$\text{Argile1} : \gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = 19 - 10 = 9 \text{ KN/m}^3$$

$$\Delta h = 4,5 - 2,5 = 2\text{m}$$

$$\Delta l = 1\text{m}$$

$$i = \frac{2}{1} = 2 \rightarrow f_w = \gamma_w \cdot i = 20 \text{ KN/m}^3$$

$$\bar{\gamma} = 9 + 20 = 29 \text{ KN/m}^3$$

➤ Argile2 : (cote poussée)

$$\Delta l = 8 - 9,5 = 1,5\text{m}$$

$$\Delta h = 6,5 - 7 = -0,5\text{m}$$

$$i = \frac{-0,5}{1,5} = -0,33 \rightarrow f_w = 10 \cdot (-0,33) = -3,3 \text{ KN/m}^3$$

$$\bar{\gamma} = \gamma' + f_w = 11 - 3,3 = 7,7 \text{ KN/m}^3$$

➤ Argile2 : (cotée butée)

$$\Delta l = 1,5\text{m}$$

$$\Delta h = 6,5 - 7,5 = -1\text{m}$$

$$\bar{\gamma} = 11 - \frac{1}{1,5} = 4,3 \text{ KN/m}^3$$

Application 4 :

On considère les échantillons illustrés à la figure IV.5. L'argile silteuse agit comme une barrière étanche qui empêche l'écoulement de l'eau vers le haut, à partir de la couche de sable fin sous-jacente. La proximité d'une rivière a pour effet de soumettre la couche de sable fin à une charge hydraulique plus élevée que le niveau du fond de l'excavation (conditions artésiennes). Si on enfonce un tube ou un piézomètre dans le sable fin, le niveau de l'eau qu'il contient s'élève d'une hauteur h au-dessus du toit de la couche de sable. Si l'épaisseur H_s , n'est pas suffisamment grande, la pression de soulèvement qui s'exerce au centre de l'excavation pourrait être assez élevée pour en faire «éclater» le fond. On s'intéresse à déterminer l'épaisseur minimale H_s d'argile à conserver au fond d'une excavation, en supposant que la résistance au cisaillement le long des parois du bouchon est négligeable.

Solution :

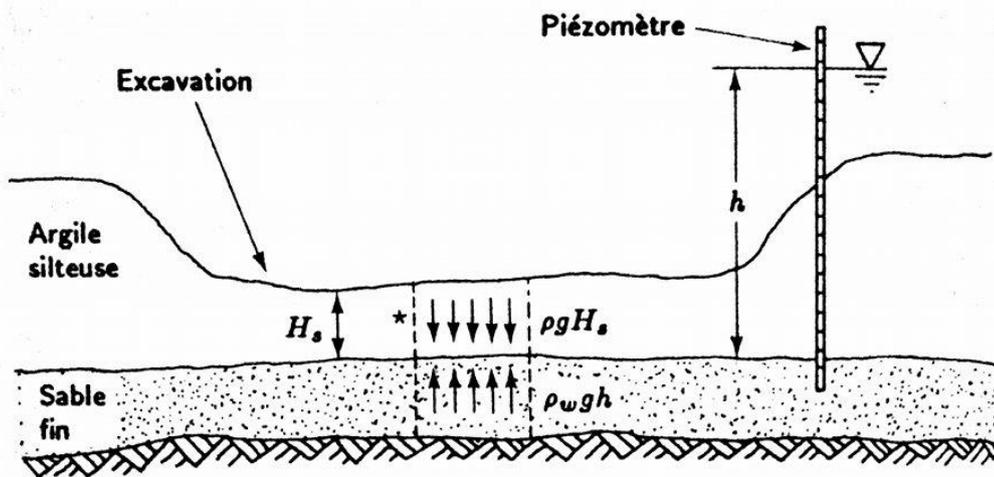
A l'équilibre $\sum F_v = 0$

$$H_s \rho g = \rho_w g h$$

Ou

$$H_s = \frac{\rho_w g h}{\rho g}$$

La rupture se produira si $H_s < \frac{\rho_w g h}{\rho g}$ si $H_s > \frac{\rho_w g h}{\rho g}$, il n'y a aucun risque de rupture. Dans la pratique, le coefficient de sécurité doit conserver une valeur élevée car la rupture a des conséquences très graves. Il faut donc être très prudent dans des semblables.



- ❖ Ne pas tenir compte de la résistance au cisaillement le long des parois

Figure IV.5 poussé d'Archimède

Application 5 sur PLAXIS :**Manipulation de l'exercice 2 sur PLAXIS :**

Dans cet exemple, on se propose d'étudier la réalisation d'une excavation protégée par une paroi moulée en béton, la paroi est ancrée par un niveau de tirant précontraint.

PLAXIS permet de modéliser de manière détaillée ce type de problème cet exemple permet d'appréhender l'utilisation un tirant d'ancrage et de leur mise en précontrainte. Par ailleurs, le rabattement de la nappe met en œuvre un calcul d'écoulement pour définir après chaque phase d'excavation sous le niveau de la nappe, la nouvelle distribution de pression interstitielle.

Saisie des données

L'excavation est large de 20m et profonde de 8m. Une paroi moulée en béton de 13m de hauteur (épaisseur 0,35m) est utilisée pour maintenir le sol. Un lit de tirants d'ancrage est employé de chaque cote de l'excavation pour assurer l'équilibre du mur. Le tirant du lit supérieur ont une longueur totale de 4,8m et une inclinaison de 20° . L'excavation est symétrique aussi, seule la moitié du problème est modélisée.

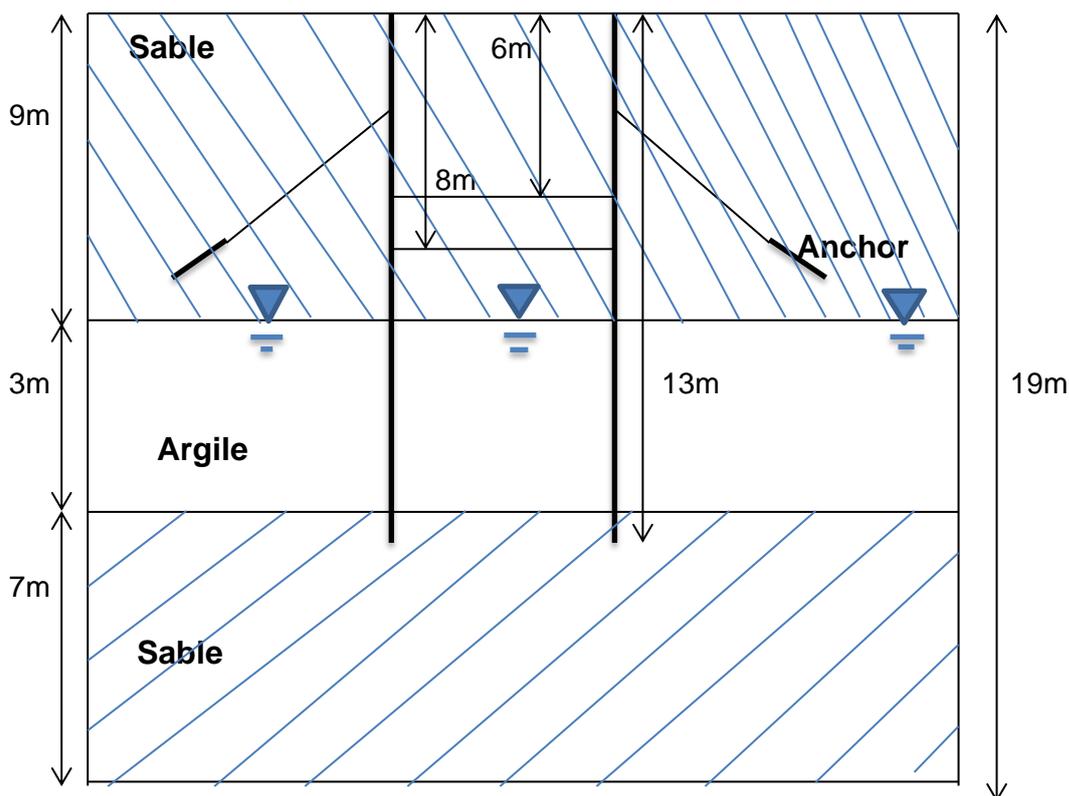


Figure IV.6 Excavation soutenue par des murs ancrés

Le sol est constitué de 3 couches :

- ✓ Jusqu'à 9m, couche d'un sable, la nappe phréatique est affleurant à cette couche
- ✓ De 9m jusqu'à 12m minimum, une couche d'argile
En condition initiale, la nappe phréatique est affleurant à cette couche
- ✓ Sous la seconde couche d'argile, sable jusqu'à une forte profondeur.

Modèle géométrie

Le problème étant symétrique, il peut être modélisé par un modèle géométrique de 30m de large sur 19m de profondeur. Un exemple de modèle est proposé figure IV.9. Un tirant d'ancrage peut être modélisé par l'intermédiaire d'un élément (node to node) combiné à un géotextile représenté par un segment jaune. Le géotextile est utilisé pour simuler le bulbe d'ancrage. L'élément (node to node) représente la partie libre en acier du tirant. Dans la réalité, l'état de contrainte tridimensionnel autour du bulbe d'ancrage est complexe.

Aussi, cet étant, ainsi que l'interaction entre le (node to node) et le sol ne peuvent être reproduites fidèlement par un modèle 2D. Il faut donc considérer le comportement sol-ancrage de manière globale et garder à l'esprit que ce modèle ne permet probablement pas d'évaluer la force de traction limite de l'ancrage.

La paroi moulée est modélisée par une poutre (plate). Des interfaces de part et d'autre de la poutre sont utilisées pour reproduire les effets d'interaction entre le sol et l'écran. Elles s'étendent jusqu'à 1m sous le mur. Il ne faut pas utiliser d'interface autour des géotextiles représentant les bulbes d'ancrage.

Propriété mécanique

Le sol est constitué de 3 couches. Entrer les 3 jeux de données dans « sol and interfaces » avec les paramètres donnés dans le tableau IV.1. Notez que les valeurs de perméabilité ne correspondent pas aux valeurs par défaut. Dans ce cas, une très petite valeur (non nulle) de la perméabilité de l'interface est utilisée. En ce qui concerne les portions d'interfaces situées sous la paroi, « le strength réduction factor » doit être réglé sur « rigide » (pas de réduction)

A noter : l'extension de l'interface n'est pas utilisée pour l'interaction sol-structure et doit de ce fait, disposer des mêmes propriétés mécaniques que le sol environnant. Ceci est possible grâce à un (strength reduction factor) $R_{inter} = 1,0$ qui est automatiquement adopté lorsque (rigide) est sélectionné. Si nécessaire, un jeu de données peut être créé spécialement pour l'extension d'interface, de manière à pouvoir affecter (rigide).

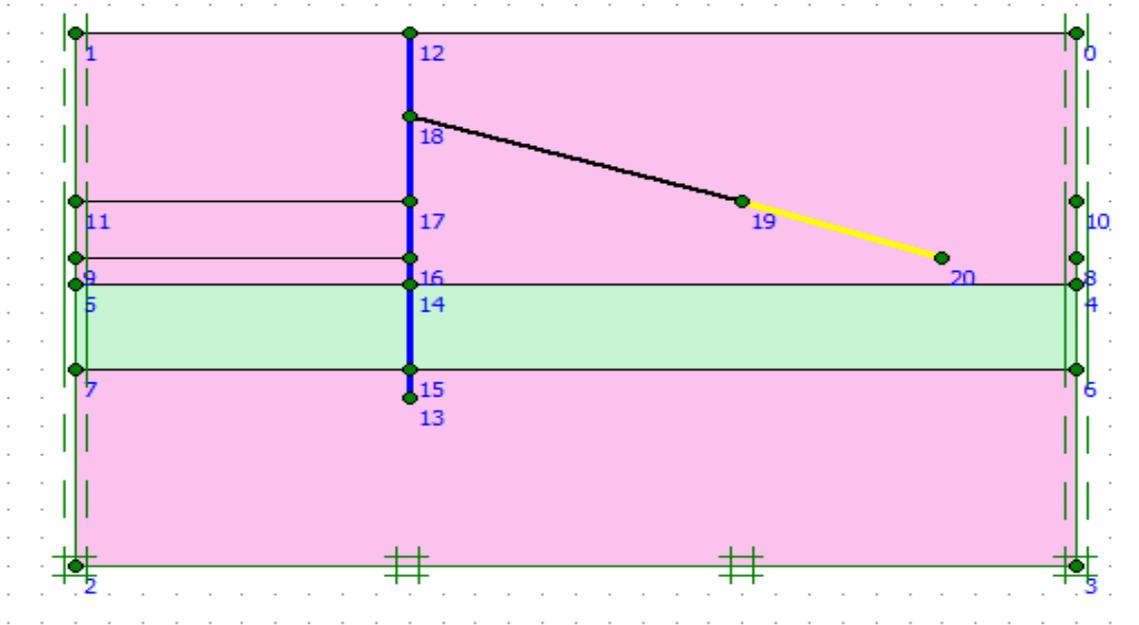


Figure IV.7 modèle géométrique

Les propriétés de la paroi moulée en béton sont introduites par le biais du type (plate).

Le module d'Young du béton est de $35GPa$. Le mur est épais de 35 cm (voir tableau IV.2)

Paramètres	Nom	Sable	Argile	Sable	Unités
Modèle de comportement	model	MC	MC	MC	-
Type de comportement	type	Drainé	in drainé	drainé	-
Poids volumique au-dessus nappe	γ_{unsat}	18	21	18	KN/m^3
Poids volumique humide	γ_{sat}	20	21	20	KN/m^3
Perméabilité horizontale	k_{he}	1	0,001	1	m/day
Perméabilité verticale	k_{ve}	1	0,001	1	m/day
Module d'Young	E_{ref}	40000	10000	40000	KN/m^2
Coefficient de poisson	ν	0,2	0,35	0,2	-
cohésion	c_{ref}	1	10	1	KN/m^2
Angle de frottement	φ	35	25	35	-
Angle de dilatance	Ψ	2	0	2	-
Facteur de red.de l'interface	R_{inter}	0,6	0,6	0,6	-

Tableau IV.1 propriétés des couches des sols et des interfaces

Paramètres	Nom	Valeurs	Unités
Type de comportement	Martial type	Elastique	-
Raider normale	EA	$2 \cdot 10^7$	KN/m
Produit d'inertie	EI	$1,67 \cdot 10^6$	KNm^2/m
Epaisseur équivalent	D	1	m
Poids	W	15	$KN/m/m$
Coefficient de poisson	ν	0	-

Tableau IV.2 propriété mécanique de la paroi moulée

Pour les tirants d'ancrage, il nécessaire de définir à la fois les propriétés des éléments « node to node » et « geogrid ». (Voir tableau IV.3 et IV.4).

Paramètres	Nom	Valeurs	Unités
Type de comportement	Matérielle type	élastique	-
Raideur normale	EA	$2 \cdot 10^5$	KN
Espacement	L_S	5	m
Force maximale	F_{max}	$1 \cdot 10^{15}$	KN

Tableau IV.3 propriétés des éléments node-to-node

Paramètres	Nom	Valeurs	Unités
Rigidité normale	EA	$2 \cdot 10^5$	KN/m

Tableau IV.4 propriétés des bulbes d'ancrage (geogrid)

Génération du maillage

Tout d'abord, réglez le paramètre (global coarseness) sur (medium). Raffinez localement le maillage autour le bulbe d'ancrage en sélectionnant les géotextiles (shift+clic souris sur les elements) et choisissez dans le menu (mech) la commode (refine line). Le processus de maillage aboutit à un maillage d'environ 260 éléments

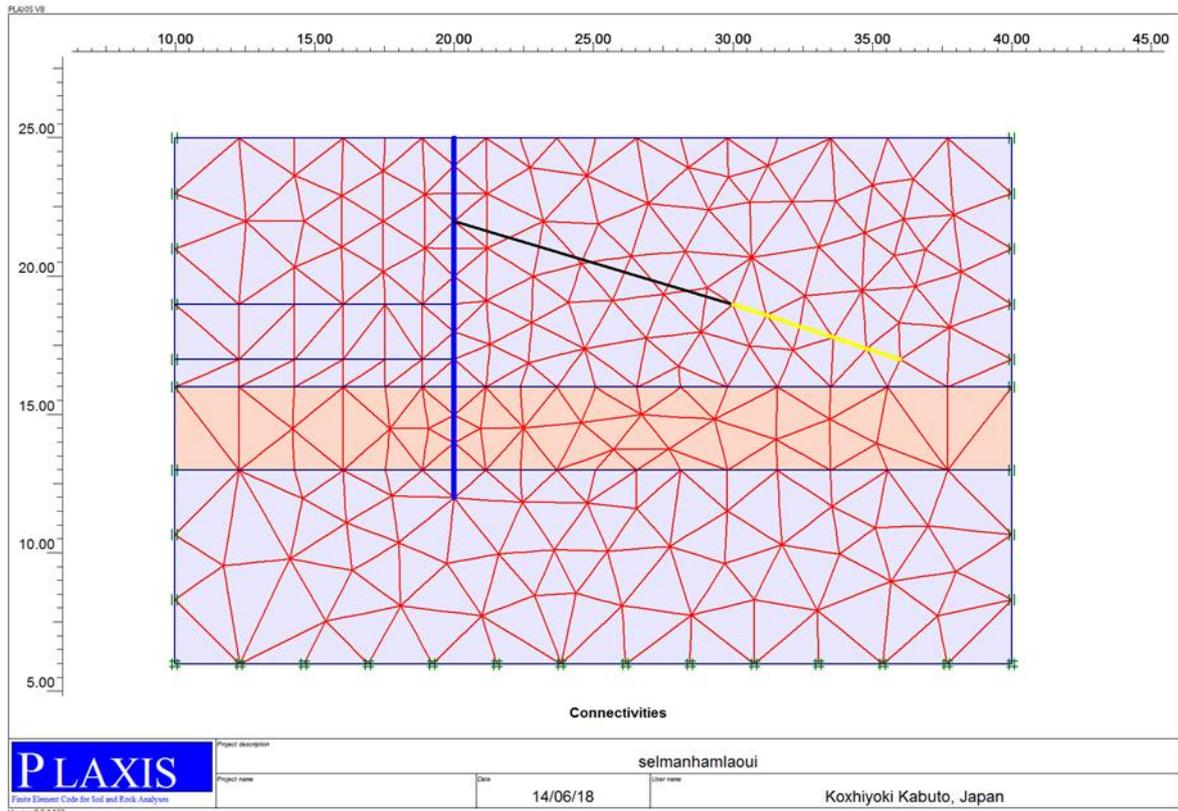


Figure IV.8 maillage

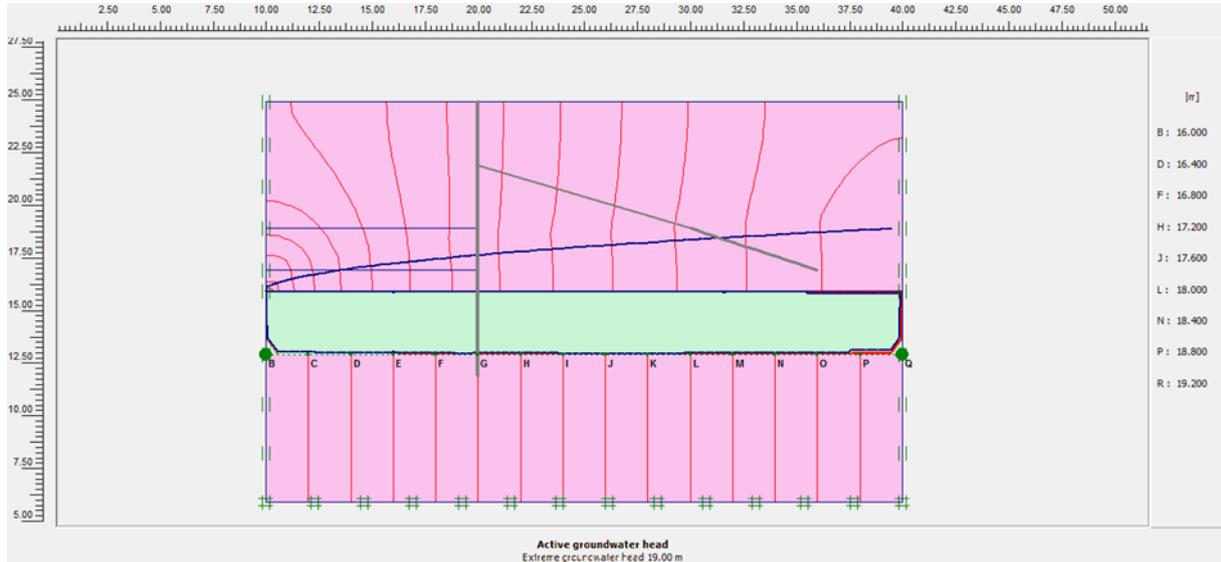


Figure IV.9 Répartition de la charge hydraulique avant l'excavation

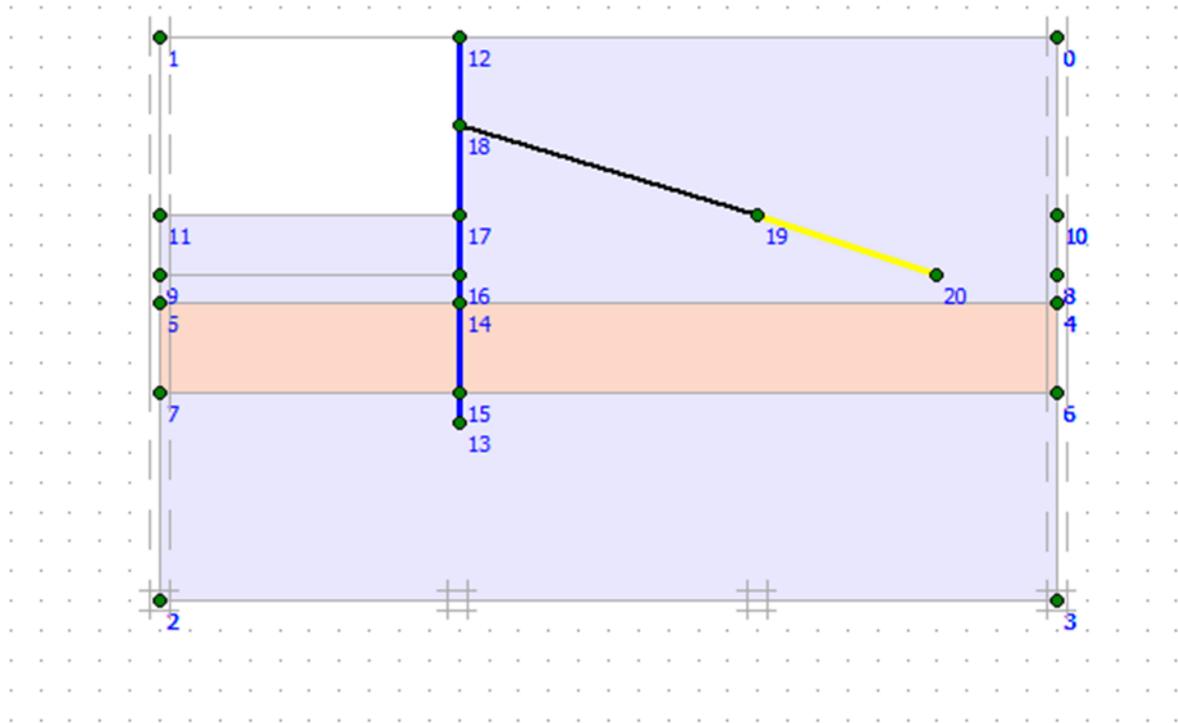


Figure IV.10 excavation de la phase 1

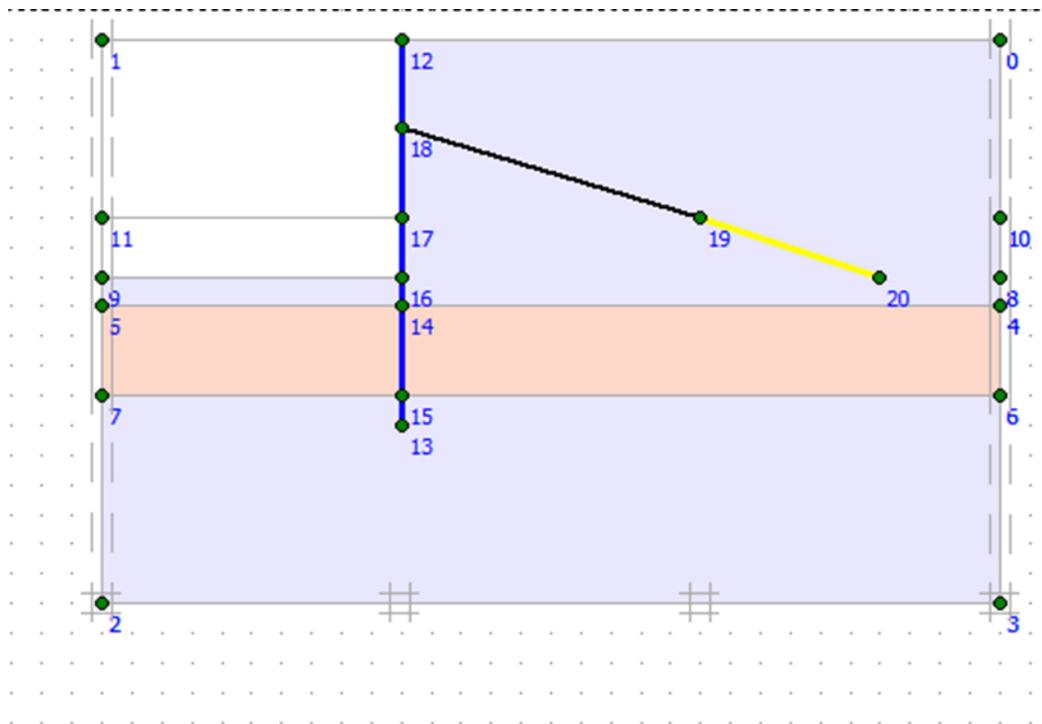


Figure IV.11 seconde excavation

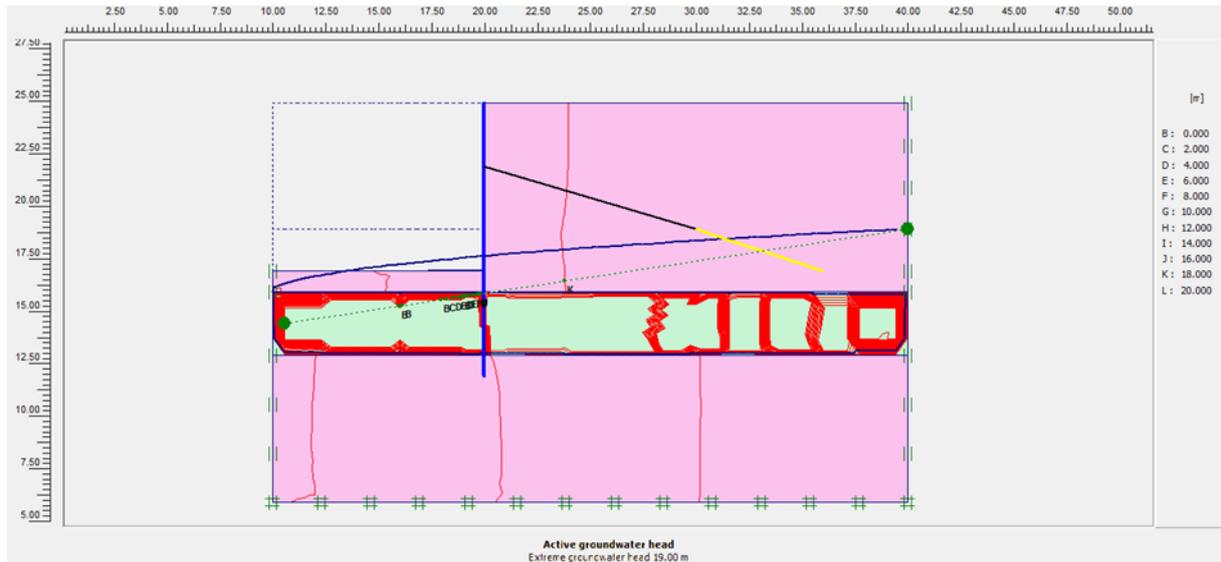


Figure IV.12 Répartition de la charge hydraulique après l'excavation

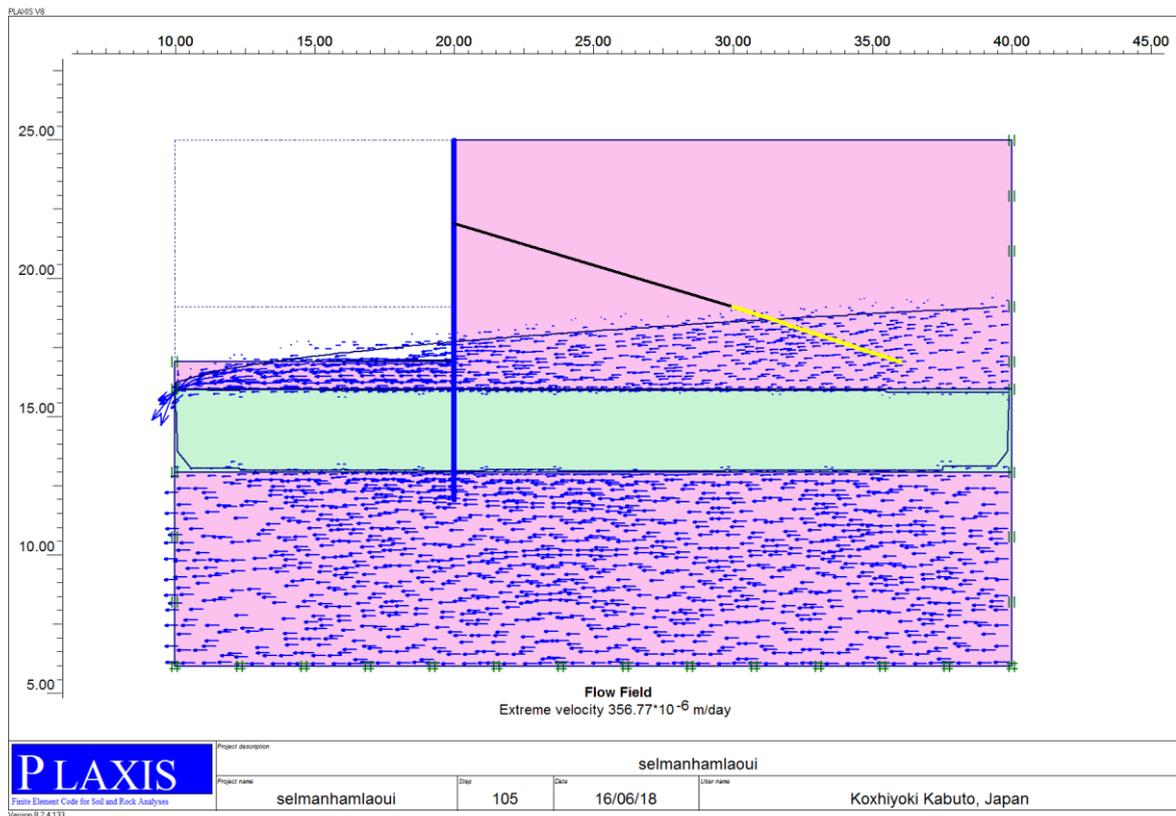


Figure IV.13 Réseau d'écoulement

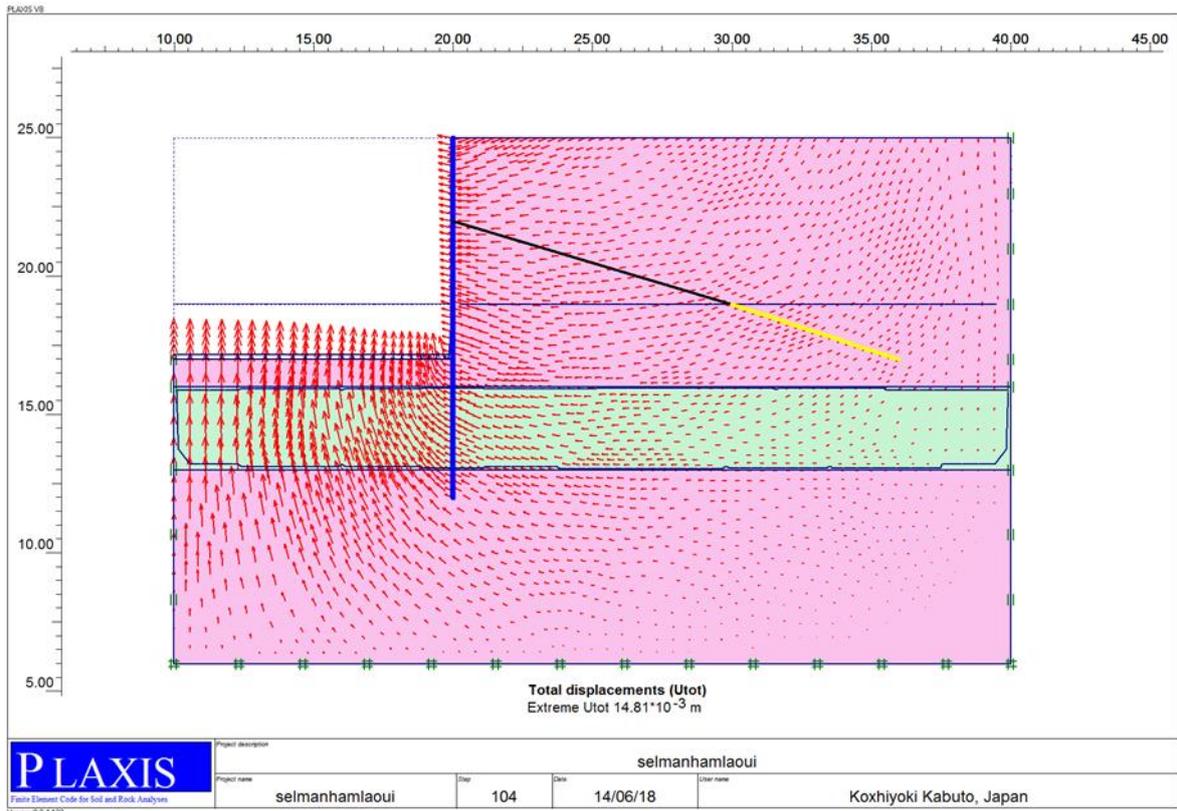


Figure IV.14 déplacement total

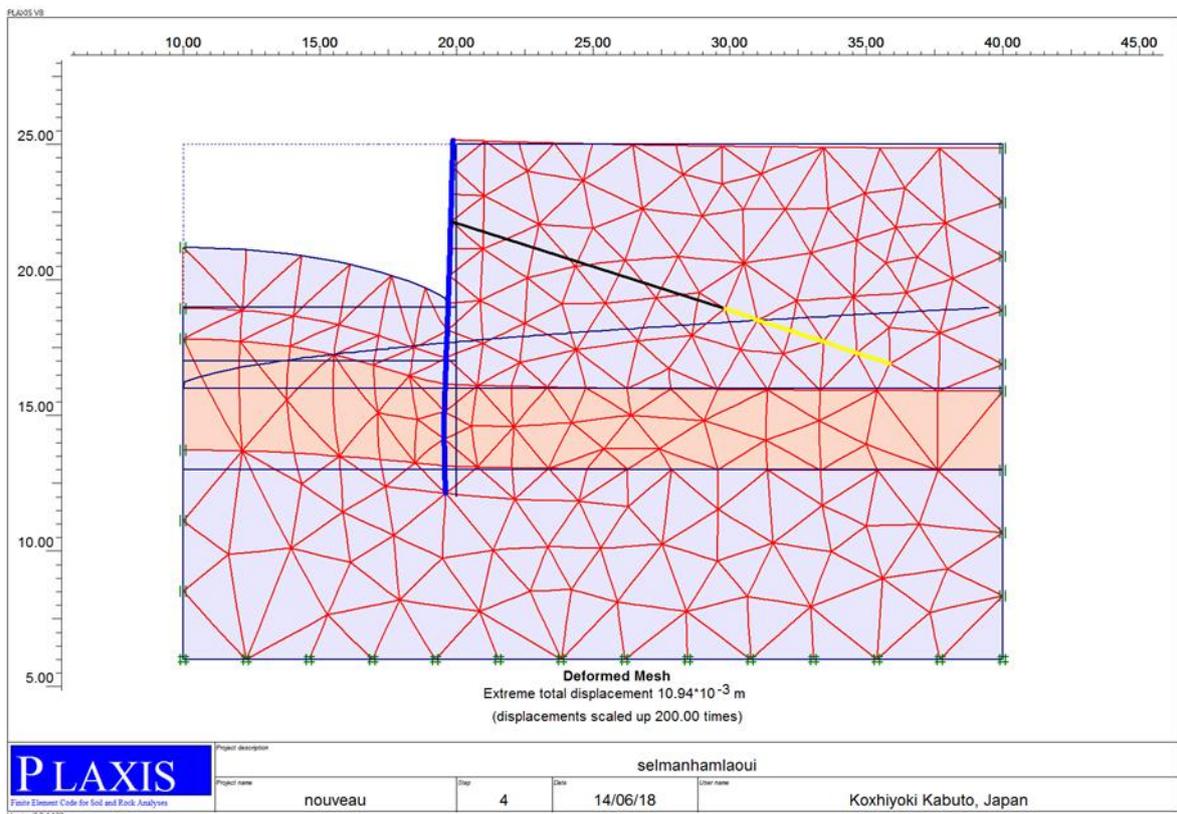


Figure IV.15 déformation final

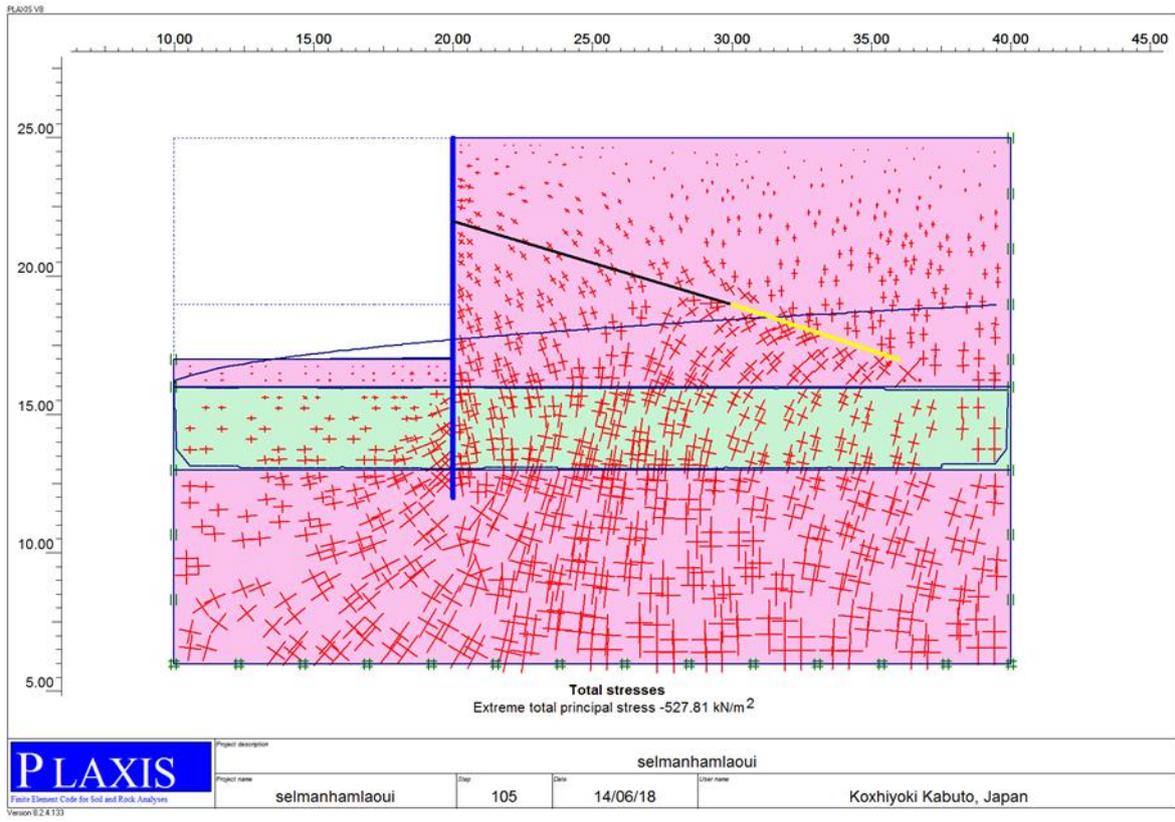


Figure IV.16 contraintes totales

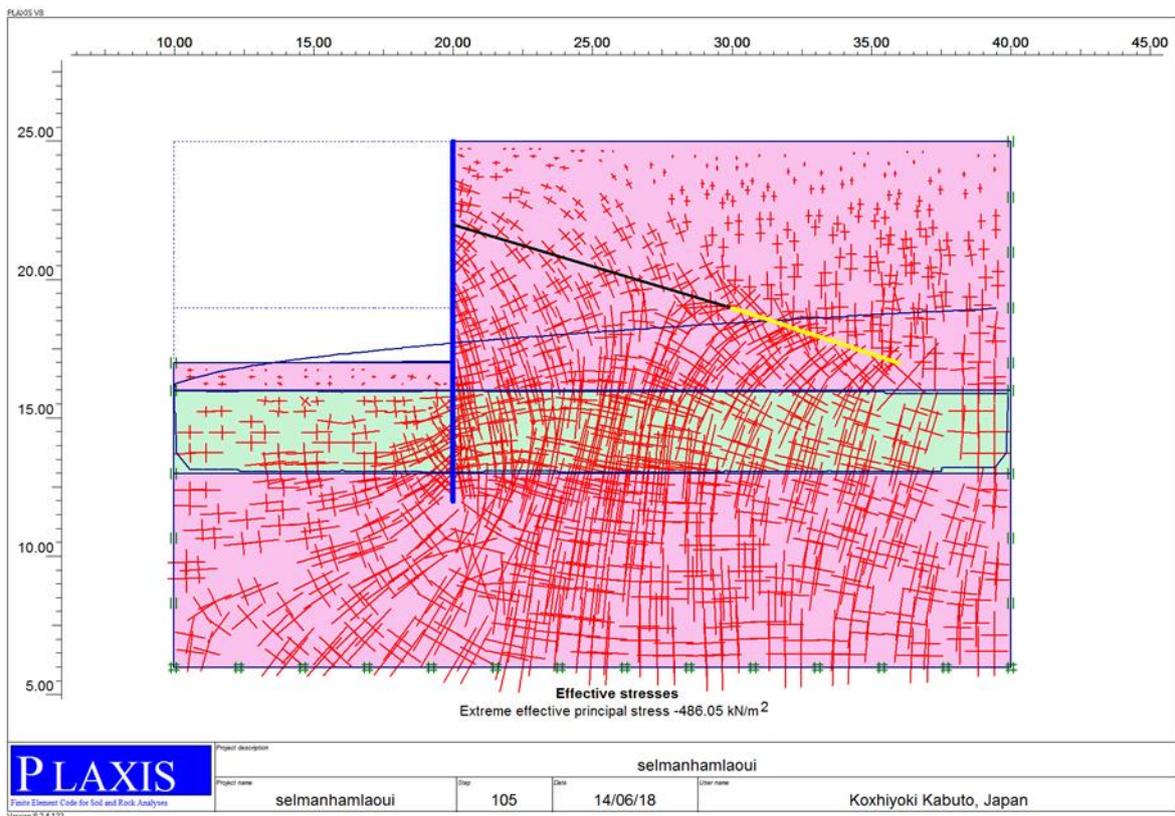


Figure IV.17 contraintes effectives

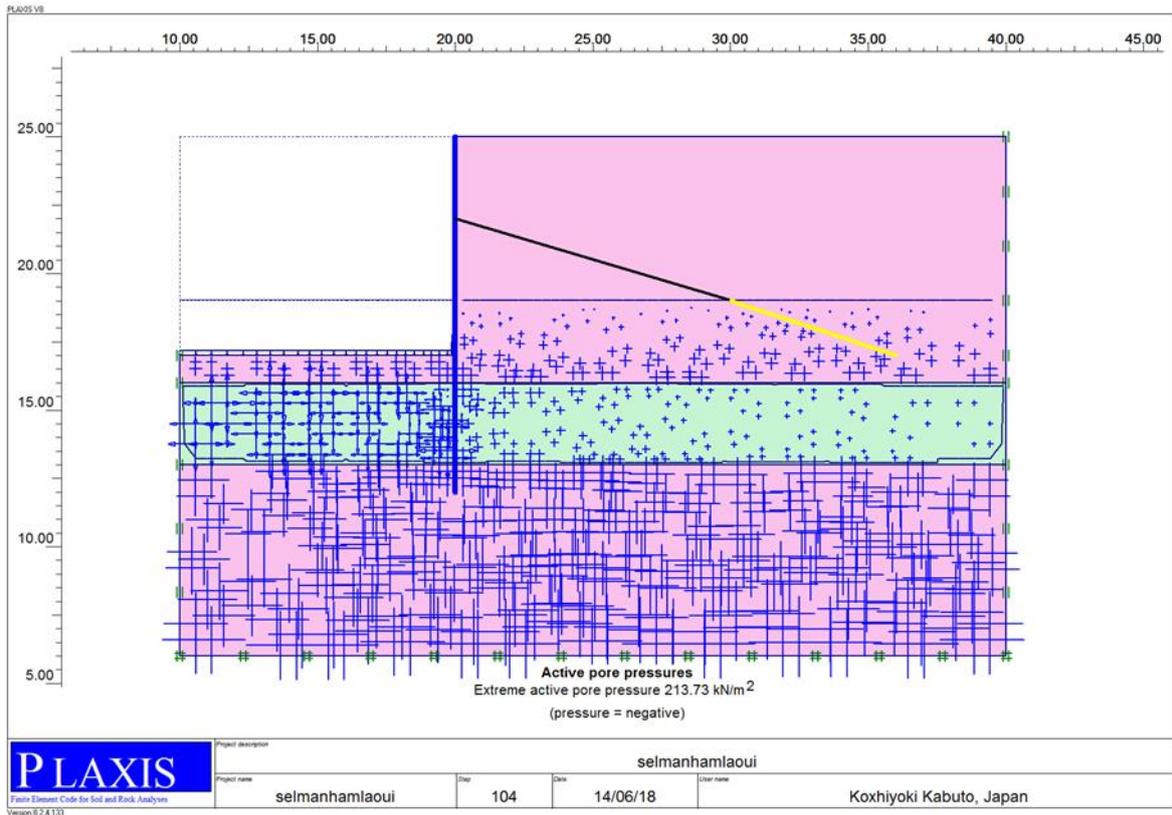


Figure IV.18 pressions interstitielles actives

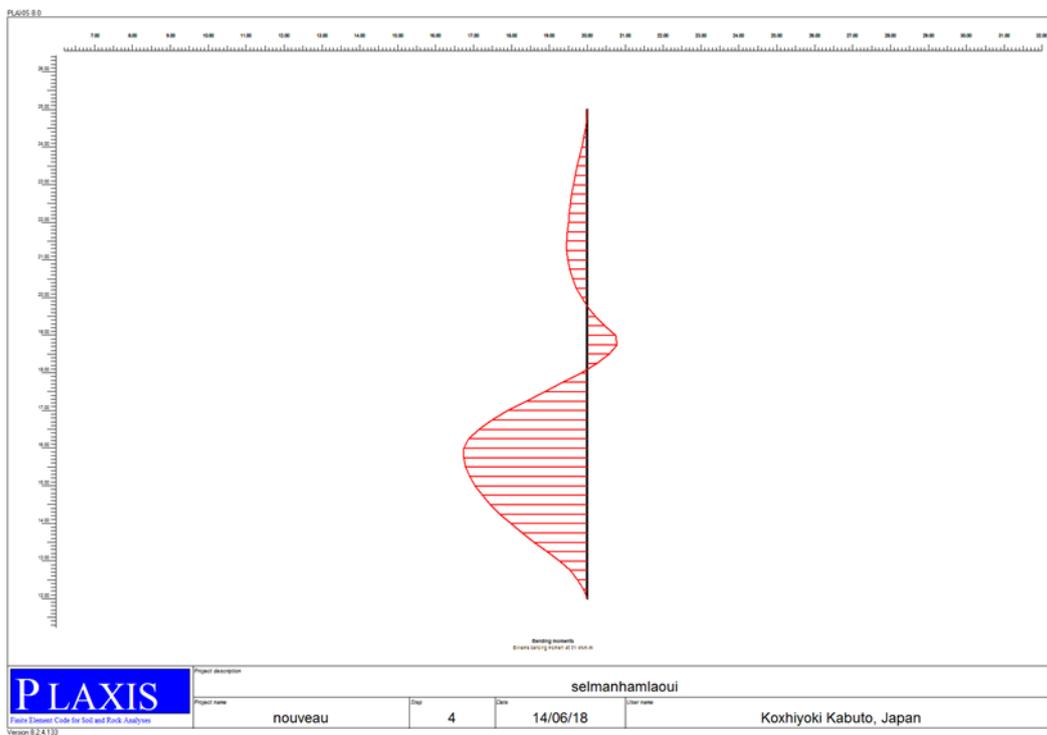


Figure IV.19 moment fléchissant de la paroi

Les commentaires :

Figure IV.8 maillage : lorsque nous avons entrés les paramètres géométrique, nous avons fait l'étape de maillage pour assurer que le modèle géométrique est juste.

Figure IV.9 : d'après cette figure on remarque que la répartition de la charge hydraulique est diminuée en fonction de la hauteur de la nappe.

Et en remarque la perte de charge est égale : $\delta h = 19 - 16 = 3m$

Figure IV.10 et **Figure IV.11** : les deux phases de l'excavation.

Figure IV.12 : après l'excavation la répartition de la charge hydraulique est basée dans la couche d'argile parce que le coefficient de perméabilité de la couche d'argile est presque nul 0.001m/jour.

Figure IV.13 : d'après cette figure qui présente le réseau d'écoulement après l'excavation on remarque que l'eau coule vers la fouille parce qu'il y a une différence de niveau de la nappe.

Figure IV.14 : après l'excavation on remarque un léger déplacement des couches de sol vers les côtés de la fouille.

Figure IV.15 : on remarque une déformation dans les couches des sols et une déformation négligeable dans la paroi moulée.

Figure IV.16 et **Figure IV.17** : ces deux figures présentent les contraintes totales et effectives après l'excavation de fouille.

Figure IV.18 : présente la répartition des pressions interstitielles dans les couches des sols après l'excavation, L'écoulement de l'eau se fait du côté aval vers le côté amont du mur.

Figure IV.19 : cette figure présente les moments fléchissant qui s'exerce sur la paroi moulée.

Résultats	
Répartition de la charge hydraulique	19m
Réseau d'écoulement	$356,76. 10^{-6} m/jour$
Déplacement total	$14,81. 10^{-3} m$
Déformation finale	$10,94. 10^{-3} m$
Contraintes totales	$527,81 kN/m^2$
Contraintes effectives	$486,05 kN/m^2$
Pressions interstitielles actives	$213,73 kN/m^2$
Moment fléchissant de la paroi	$45,51 kN.m$

Tableau IV.5 les résultats obtenus par la simulation en PLAXIS

Conclusion

Ce chapitre traite de la résolution de quelques problèmes que nous rencontrons dans le domaine de géotechnique, surtout les problèmes causés par la présence d'eau souterraine dans le site de travail.

La présence d'eau dans le sol génère des phénomènes redoutables et nous avons essayé de les illustrer dans les applications que nous avons faites.

A la fin nous avons tirés beaucoup de résultats et d'informations du calcul de ces applications, dans lesquelles on a utilisé les méthodes analytiques et simulation numérique avec le code de calcul PLAXIS 8.x.

Conclusion générale

L'objectif de ce travail est d'analyser l'influence de l'eau dans les sols, notamment le gradient hydraulique, la vitesse d'écoulement, les pertes de charges selon le type des sols et leurs influence sur les paramètres du sol et le comportement des sols à travers le calcul du poids volumique effectif, la répartition des pressions d'eau en fonction de la perte de charge.

A la fin des applications ont été données pour illustrer ce phénomène.

Cette étude nous a permis de prendre en considération l'effet de l'eau sur la stabilité des ouvrages (Boulance, soulèvement d'ouvrages, phénomène de renard).

Enfin nous avons fait ce projet pour aider les ingénieurs de géotechnique à éviter les problèmes créés par l'eau et son effet dans les sols.

Dans les travaux qui suivent il sera très intéressant d'étendre cette étude à d'autres cas pratiques (barrages, tunnels,.....ect).

Référence bibliographie

Numéro	Référence
[1]	http://thesis.univ-biskra.dz/1246/2/chap%20I.pdf
[2]	http://tice.inpl-nancy.fr/modules/sciences_techniques/Proprietes-Meca-Sols/intro/sol.html
[3]	http://197.14.51.10:81/pmb/COURS%20ET%20TUTORIAL/genie%20civil%20et%20construction/2-Eau%20dans%20le%20sol.pdf
[4]	http://tice.inpl-nancy.fr/modules/sciences_techniques/Proprietes-Meca-Sols/chap7/mouvements.html
[5]	http://wikhydro.developpementdurable.gouv.fr/index.php/Wikigeotech:L%27eau_dans_les_sols
[6]	Livre cour pratique de mécanique des sols 1. Plasticité et calcul du tassement J.Costet et G.Sanglerat
[7]	Livre introduction à la géotechnique Robert D. Holtz et William D.kovacs
[8]	http://eduscol.education.fr/sti/sites/eduscol.education.fr.sti/files/ressources/pedagogiques/7696/7696-phenomenes-de-boullance-et-erosion-regressive-ens.pdf
[9]	https://www.conatex.com/media/manuals/BAFR/BAFR_1142013.pdf
[10]	http://wikhydro.developpement-durable.gouv.fr/index.php/B.22_-_Sols_gel%C3%A9s