POLYTECHNIQUE MONTRÉAL

affiliée à l'Université de Montréal

Analyse des effets des paramètres physiques influençant les essais de perméabilité et de traceurs in situ en milieu saturé

SIRINE BEN SLIMA

Département des génies civil, géologique et des mines

Thèse présentée en vue de l'obtention du diplôme de *Philosophiæ Doctor*

Génie minéral

Juin 2025

© Sirine Ben Slima, 2025.

POLYTECHNIQUE MONTRÉAL

affiliée à l'Université de Montréal

Cette thèse intitulée :

Analyse des effets des paramètres physiques influençant les essais de perméabilité et de traceurs in situ en milieu saturé

présentée par **Sirine BEN SLIMA**

en vue de l'obtention du diplôme de *Philosophiæ Doctor*

a été dûment acceptée par le jury d'examen constitué de :

Dominique CLAVEAU-MALLET, présidente
Robert. P CHAPUIS, membre et directeur de recherche
Éric ROSA, membre
David CAZAUX, membre externe

DÉDICACE

A ma famille et mon mari

REMERCIEMENTS

Je tiens à exprimer mes plus sincères remerciements à mon directeur de recherche, Monsieur Robert. P Chapuis, pour son accompagnement exceptionnel tout au long de cette thèse. Votre expertise scientifique, votre rigueur intellectuelle et votre capacité à poser les bonnes questions ont été des sources d'inspiration constantes pour moi. Vous avez su m'encadrer avec une bienveillance remarquable tout en m'encourageant à développer mon autonomie et ma réflexion critique. Merci pour votre disponibilité, même dans les périodes les plus chargées, et pour vos conseils toujours éclairés qui m'ont permis de surmonter les défis rencontrés au cours de ce travail. Vous avez su m'accompagner avec patience et pédagogie, et je mesure la chance que j'ai eue de pouvoir bénéficier de votre encadrement. Au-delà de l'aspect scientifique, j'ai également beaucoup appris de vous sur le plan humain : votre passion pour la recherche, votre souci du détail et votre engagement envers vos étudiants resteront pour moi des exemples inspirants. Cette thèse n'aurait pas vu le jour sans votre soutien indéfectible, et je vous en suis profondément reconnaissante.

Je souhaite également adresser mes remerciements les plus chaleureux aux membres du jury qui ont accepté d'évaluer ce travail. Votre présence lors de la soutenance est un honneur pour moi. Merci pour le temps consacré à lire cette thèse, ainsi que pour vos remarques et suggestions constructives qui ont enrichi ce travail et permis d'en améliorer la qualité. Je suis profondément reconnaissante pour l'intérêt porté à mon travail et la bienveillance avec laquelle vous l'avez accueilli.

Un immense merci également à Patrick et Noura, techniciens du laboratoire, pour votre professionnalisme, votre disponibilité et votre soutien précieux dans la réalisation des expériences. Patrick, merci pour ton efficacité et ta capacité à résoudre les imprévus techniques. Noura, merci pour ton sens de l'organisation et ta bonne humeur communicative qui ont rendu le travail au laboratoire plus agréable. Votre aide a été essentielle à l'aboutissement de ce projet.

Enfin, je tiens à remercier mes amis pour leur soutien tout au long de ces années, et tout particulièrement Arij, dont l'aide précieuse au sein du laboratoire a été d'une grande importance. Merci pour ton enthousiasme, ta disponibilité et ton amitié sincère qui ont grandement facilité cette aventure.

À toutes ces personnes qui ont contribué directement ou indirectement à la réalisation de cette thèse, je vous adresse ma gratitude la plus profonde.

RÉSUMÉ

Les puits de surveillance (MWs) doivent être installés conformément aux normes techniques pour permettre une évaluation intégrée des paramètres hydrauliques, combinant des essais de perméabilité à charge constante (CH) et variable (VH), et des essais de traceurs. Les premiers mesurent la conductivité hydraulique (*k*) via l'analyse du segment linéaire des graphiques de vitesse, tandis que les seconds, comme les essais injection-retrait à puits unique (SWPP), caractérisent les propriétés hydrodispersives des aquifères.

La validation croisée entre ces méthodes est cruciale. Les essais de perméabilité fournissent des valeurs du niveau piézométrique (*PL*) et de *k* utilisées pour simuler la restitution des traceurs. Cependant, des conditions opérationnelles non optimales sur le terrain, combinées à une installation incorrecte des MWs affectent simultanément les résultats des deux types d'essais. Cette imprécision affectent directement les valeurs de *k* calculées (surestimation/sous-estimation), et compromet la détection des traceurs en créant des écoulements préférentiels non représentatifs.

Par ailleurs, les modèles théoriques actuels appliqués aux essais SWPP présentent des limites conceptuelles puisqu'ils ne reproduisent pas fidèlement la complexité physique des configurations réelles (géométrie des puits, distorsion de l'écoulement en présence du puits, hétérogénéités du sol), ce qui remet en cause la fiabilité des interprétations. Ces lacunes théoriques, associées à des configurations expérimentales imparfaites (scellement inadéquat, matériel mal calibré), amplifient les incertitudes sur les paramètres hydrodispersifs et hydrauliques estimés.

Afin de surmonter les limites actuelles des modèles analytiques et des protocoles expérimentaux, cette étude propose la conception d'un modèle numérique à échelle réduite afin de mieux comprendre et d'analyser en détail les phénomènes qui se produisent à proximité et de valider sa capacité à reproduire des résultats cohérents avec les modèles à grande échelle et les essais de terrain, tout en évaluant sa sensibilité aux paramètres d'essai (géométrie du MW, distorsion de l'écoulement en présence du MW). Réalisée à l'aide du code SEEP/W, cette approche innovante intègre des essais de perméabilité (CH et VH) et des essais de traceur (SWPP) dans un demi-puits installé dans un aquifère à nappe captive sous des conditions contrôlées, en tenant compte de la géométrie réelle des MW (diamètre, crépine, matériau filtre).

Le modèle réduit a un volume de 100 cm × 40 cm × 62.5 cm, comporte deux aquifères homogènes et isotropes séparés par un aquitard. Un demi-puits, positionné au centre et équipé d'une crépine

couvrant l'intégralité de l'épaisseur de l'aquifère à nappe captive est entouré d'un massif filtrant pour reproduire les conditions d'écoulement souterrain réalistes. Le modèle numérique simule cet aquifère à nappe captive en vue en plan, permettant d'analyser les écoulements et les gradients hydrauliques à l'échelle locale.

Pour garantir la stabilité du modèle réduit face à l'érosion interne, différents matériaux ont été évalués comme aquitard au contact de l'aquifère sableux, notamment un till glaciaire du Vermont et un mélange sable-bentonite (S-B).

Dans un premier temps, le till a été testé comme matériau d'aquitard. Les deux sols (sable et till) ont été placés dans un perméamètre à paroi rigide (RWP) soumis à un écoulement descendant. Après saturation du RWP, un essai de perméabilité à charge constante a été mené sous un gradient hydraulique moyen fixe. La première étape, avec un gradient initial de 0,1 a duré deux heures et a généré des mesures piézométriques latérales variables qui se sont stabilisées. Ces fluctuations piézométriques latérales ont traduit une érosion interne. Le RWP a ensuite été démonté pour analyser les distributions granulométriques (GSDs) de cinq sous-couches : deux dans le till, deux dans le sable et une fine couche d'un cm d'épaisseur à l'interface. La méthode de décomposition modale (MDM) a permis de quantifier la migration des particules fines à l'interface et dans le sable filtre, et de déterminer les proportions de matériaux dans chaque sous-couche, établissant un bilan massique précis des solides. Les résultats ont confirmé un transfert quantifiable de particules fines depuis le till vers le sable, soulignant un phénomène d'érosion interne.

Suite aux résultats défavorables obtenus avec le till en raison de ses limitations observées, le mélange S-B a été évalué comme alternative pour le rôle d'aquitard. La méthodologie implique la préparation d'un échantillon stratifié dans un perméamètre à paroi flexible, composé d'une couche de sable (aquifère) en dessous et d'un mélange S-B (aquitard) au-dessus. Pour réduire le temps d'acquisition des données, une cellule triaxiale a été privilégiée. Un filtre Whatman a été ajouté en sortie d'écoulement afin de bloquer toute migration accidentelle de particules de bentonite, assurant ainsi la fiabilité du dispositif. La saturation a été réalisée par contre-pression graduelle (jusqu'à 600 kPa) sous un gradient hydraulique élevé (i = 12) pour éliminer l'air interstitiel tout en préservant l'intégrité de l'échantillon. Ce processus a duré 12 jours. Un essai de perméabilité à niveau variable sous gradient i = 12 a ensuite été mené.

L'analyse post-expérimentale a ciblé deux couches distinctes du sable : une couche supérieure et une couche inférieure. La MDM a révélé que la couche supérieure contenait un faible pourcentage de particules provenant de la partie "grossière" de la bentonite, mettant en évidence un transfert sélectif des impuretés présentes dans la bentonite brute non purifiée. Les particules fines de la bentonite, par contre, sont restées stables grâce à leur cohésion, tandis que les impuretés (sable et silt) ont migré vers la partie supérieure du sable. Les résultats ont confirmé la stabilité du mélange S-B en tant qu'aquitard puisqu'aucune migration de bentonite pure n'a été détectée, comme en témoignent les observations visuelles (absence de dépôts sombres caractéristiques) et les analyses granulométriques par MDM. Le mélange S-B s'est ainsi révélé un matériau d'aquitard efficace et fiable pour des gradients hydrauliques inférieurs à 12, justifiant son utilisation dans les essais ultérieurs du modèle réduit. Une fois les matériaux optimisés (aquitard et zone filtre) et la crépine adaptée (ouvertures dimensionnées), la phase expérimentale s'est poursuivie par la réalisation des essais numériques.

Des essais VH ont été menés numériquement sur une gamme de gradients hydrauliques, allant des conditions naturelles (échelle de terrain) à des gradients élevés (échelle de laboratoire). L'analyse des données a combiné la méthode du graphique de vitesse et celle de Hvorslev, révélant une linéarité systématique des courbes de vitesse lors des essais VH. Ces résultats, qui restent constants quel que soit le gradient étudié, montrent qu'il existe une forte cohérence entre les observations faites sur le terrain et celles réalisées en laboratoire.

Par ailleurs, les essais CH ont été réalisés par injection ou pompage d'eau à débit constant et la méthode de Lefranc a été utilisée pour analyser les débits en fonction des charges hydrauliques afin d'en tirer la valeur du coefficient de forme (*c)*. Les valeurs *k* issues des essais VH à niveau descendant/remontant ont été comparées sur un spectre étendu de gradients, confirmant leur fiabilité tant en conditions naturelles qu'en configurations de laboratoire.

Pour quantifier la distorsion de la vitesse d'écoulement induite par le MW, l'influence de la crépine et du matériau filtre de conductivités hydrauliques différentes sur le profil de vitesse à proximité du MW a été analysée. La comparaison entre les facteurs de distorsion mesurés et les prédictions théoriques a montré une adéquation remarquable (écarts de l'ordre de quelques centièmes), confirmant la fiabilité du modèle numérique pour reproduire les perturbations d'écoulement observées en conditions réelles.

Cette étude a révélé que les caractéristiques détaillées du MW influencent significativement la dynamique des courbes de percée (BTCs). Le modèle numérique employé a permis d'atteindre un niveau de réalisme bien supérieur dans la simulation des tests push-pull, grâce à la prise en compte de 31 paramètres, contre seulement une dizaine pour les approches analytiques classiques. Cette diversité de paramètres offre une représentation plus fidèle des conditions réelles des essais, en intégrant de nombreux aspects essentiels généralement négligés par les modèles simplifiés. Des points d'échantillonnage ont été sélectionnés à proximité de la crépine pour analyser les BTCs, permettant d'évaluer l'impact du choix de la position des capteurs, de la dispersivité longitudinale de l'effet d'échelle et d'une installation inadéquate de la crépine sur les résultats.

ABSTRACT

Monitoring wells (MWs) must be installed in accordance with technical standards to enable a comprehensive evaluation of hydraulic parameters, combining constant head (CH) and variable head (VH) permeability tests, and tracer tests. Permeability tests determine hydraulic conductivity (k) by analyzing the linear segment of velocity graphs, while tracer tests, such as single-well push-pull (SWPP) experiments, assess the hydrodispersive properties of aquifers.

Cross-validation between these methods is critical. Permeability tests provide piezometric level (PL) and k values used to simulate tracer recovery. However, suboptimal field operational conditions, combined with improper MW design or installation, impact the results of both test types. Such inaccuracies directly affect k values (leading to overestimation or underestimation) and compromise tracer detection by creating unrepresentative preferential flow paths.

Furthermore, current theoretical models applied to SWPP tests have conceptual limitations. They fail to accurately represent the physical complexity of real-world scenarios, including well geometry, flow distortion near the well, and soil heterogeneities, which undermine the reliability of their interpretations. These theoretical gaps, combined with imperfect experimental setups (e.g., inadequate sealing or poorly calibrated equipment), increase uncertainties in estimated hydrodispersive and hydraulic parameters.

To overcome the limitations of existing analytical models and experimental protocols, this study proposes designing a reduced-scale numerical model to better understand and analyze in detail the phenomena occurring in the vicinity, and to validate its ability to reproduce results consistent with large-scale models and field tests, while evaluating its sensitivity to test parameters (MW geometry, flow distortion near the MW). Using the SEEP/W code, this innovative approach integrates permeability tests (CH and VH tests) and tracer tests (SWPP) in a half MW installed in a confined aquifer under controlled conditions, accounting for real MW geometry (diameter, screen, filter material).

The reduced-scale model measures 100 cm × 40 cm × 62.5 cm and includes two homogeneous isotropic aquifers separated by an aquitard. A half MW positioned at the center incorporates a screen spanning the full thickness of the confined aquifer, surrounded by a filter pack to replicate realistic groundwater flow conditions. The numerical model simulates the confined aquifer with a plan view to examine local flow dynamics and hydraulic gradients.

To ensure stability against internal erosion, various materials were tested as aquitards adjacent to the sandy aquifer, including Vermont glacial till and a sand-bentonite (S-B) mixture.

Initially, glacial till was tested as an aquitard material. Both soils (sand and till) were placed in a rigid-wall permeameter (RWP) subjected to downward flow. After saturating the RWP, a constant-head permeability test was conducted under a fixed average hydraulic gradient. During the first stage with an initial gradient of 0.1 lasting two hours, lateral piezometric measurements fluctuated before stabilizing, indicating internal erosion. The RWP was then disassembled for grain size distribution analysis (GSDs) across five sub-layers: two within the till, two within the sand, and a thin 1 cm layer at their interface. Using the modal decomposition method (MDM), fine particle migration was quantified, enabling precise mass balance calculations for solids across sub-layers. Results confirmed significant fine particle transfer from till to sand due to internal erosion phenomena.

Given these unfavorable results with glacial till, S-B mixture was evaluated as alternative aquitard material. A stratified sample was prepared in a flexible-wall permeameter consisting of a sandy layer (aquifer) below an S-B mixture (aquitard). A triaxial cell was used with a Whatman filter placed on the outlet porous stone to prevent accidental bentonite particle migration ensuring system reliability. Full saturation was achieved through gradual backpressure application (up to 600 kPa) under a high hydraulic gradient (i = 12), eliminating interstitial air while preserving sample integrity over 12 days. Following this process, variable-head permeability tests were conducted under this gradient.

Post-experiment analysis focused on two distinct sand layers: upper and lower layers. The MDM analysis showed that "coarse" particles from the impurities in the bentonite selectively migrated to the upper sand layer, while the fine bentonite particles remained stable due to their cohesive properties. The findings validated the stability of the S-B mixture as an aquitard, as no pure bentonite migration was observed. This conclusion was supported by visual inspections (showing no characteristic dark deposits) and particle size analyses conducted via the MDM. The S-B mixture proved effective as an aquitard for hydraulic gradients below 12, supporting its use in subsequent reduced-scale model tests.

After optimizing the materials (aquitard material and filter zone design) and appropriately adjusting the screen openings, numerical tests were initiated.

VH tests were conducted numerically across various hydraulic gradients ranging from natural field conditions to elevated laboratory scales. The data analysis combined the velocity graph method and the Hvorslev method, revealing a systematic linearity of the velocity curves during the VH tests. These results, which remain consistent regardless of the gradient studied, demonstrate a strong coherence between the observations made in the field and those conducted in the laboratory.

Additionally, CH tests involving constant water injection or pumping rates, were analyzed using Lefranc's method to derive the shape factor value (c). k values obtained from falling/rising VH tests were compared across extended gradient ranges confirming their reliability under both natural conditions and laboratory configurations.

To quantify flow velocity distortion caused by MWs, the influence of different screens and filter materials on velocity profiles near MWs was analyzed. Comparisons between measured distortion factors and theoretical predictions showed remarkable agreement (differences within hundredths), validating the numerical model's ability to replicate real-world flow disturbances accurately.

This study highlighted how MW characteristics significantly impact breakthrough curves (BTCs) dynamics. The numerical model utilized provided a much greater degree of realism in simulating push-pull tests by incorporating 31 parameters, in contrast to the roughly ten parameters used in conventional analytical approaches. This expanded parameter set enables a more accurate representation of actual test conditions, capturing numerous critical factors often overlooked by simplified models. Sampling points were selected near the well screen to analyze BTCs, enabling an assessment of the impact of sensor position, longitudinal dispersivity, scale effects, and improper screen installation on the results.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE V

REMERCIEMENTS VI

RÉSUMÉ VII

ABSTRACT XI

TABLE DES MATIÈRES XIV

LISTE DES TABLEAUX XIX

LISTE DES FIGURES XX

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS XXV

LISTE DES ANNEXES XXXII

CHAPITRE 1 INTRODUCTION 1

1.1 Contexte 1

1.2 Objectifs et méthodologie 4

1.3 Structure 5

CHAPITRE 2 REVUE DE LA LITTÉRATURE 7

2.1 Théorie des essais de perméabilité 7

2.1.1 Essais de perméabilité in situ 7

2.1.2 Interprétation des essais de perméabilité a charge constante 10

2.1.3 Interprétation des essais de perméabilité à charge variable 13

2.1.4 Coefficient de forme 21

2.1.5 Méthodes de prédiction de la conductivité hydraulique saturée 23

2.1.6 Essais de perméabilité au laboratoire 29

2.1.7 Relation entre la vitesse régionale d'écoulement et la vitesse au puits 31

2.2 Théorie des essais de traceur non réactif 34

2.2.1 Mécanismes de transport 34

2.2.2 Évolution de la concentration $C(t)$ du traceur pour un écoulement naturel 42

2.2.3 Mesures des paramètres de transport 44

2.3 Exploration des principes fondamentaux du phénomène physique 48

2.3.1 Erosion interne/suffusion 49

2.3.2 Méthode de décomposition modale 53

2.4 Modélisation numérique 54

2.4.1 Théorie de SEEP/W 54

2.4.2 Méthode des éléments finis 55

2.4.3 Maillage 55

2.4.4 Couplage avec CTRAN/W 56

CHAPITRE 3 ARTICLE 1: USING THE MODAL DECOMPOSITION METHOD TO ANALYZE IN DETAIL THE SOLID MIGRATION AT THE INTERFACE BETWEEN A TILL AND A FILTER SAND 59

3.1 Introduction 60

3.2 Filter criteria 61

3.3 Usual criteria for internal erosion 64

3.4 Experimental procedure 64

3.4.1 Materials' description 64

3.4.2 Filter criteria's verification 67

3.4.3 Laboratory tests 68

3.5 Modal Decomposition Method 70

3.5.1 Background 70

3.5.2 Results 71

3.6 Mass balance 75

3.7 Discussion 78

3.8 Recommendations 79

3.9 Conclusion 79

CHAPITRE 4 ÉTUDE DE COMPATIBILITÉ ENTRE LE MÉLANGE SABLE-BENTONITE ET LE SABLE FILTRE 81

4.1 Protocole expérimental 81

4.2 Critères d'érosion interne 84

4.3 Étude post essai 84

4.4 Résultats de la MDM 86

CHAPITRE 5 ARTICLE 2: NUMERICAL DETAILED ANALYSIS OF SANDBOX PERMEABILITY TESTS UNDER MULTIPLE NATURAL HYDRAULIC GRADIENTS 89

5.1 Introduction 90

5.2 Interpretation of a VH permeability test 91

5.3 Mathematical solution of the velocity method 92

5.4 Shape factor 94

5.5 CH permeability test 96

5.6 Materials and methods 96

5.6.1 Design of the reduced-scale model 96

5.6.2 Basics for installing MWs 97

5.7 Numerical model and analysis 103

5.8 Results 106

5.8.1 CH permeability test 107

5.8.2 VH permeability test 108

5.9 Discussion 114

5.10 Conclusion 116

CHAPITRE 6 ARTICLE 3: THOROUGH NUMERICAL ANALYSIS OF HOW THE WELL SCREEN AND FILTER PACK INFLUENCE THE VELOCITY PROFILES IN THE MONITORING WELL FOR STEADY STATE 118

6.1 Introduction 119

6.2 Relationship between regional flow velocity and flow velocity in the well 122

6.2.1 Monitoring well with filter pack 122

6.2.2 Monitoring well without filter pack 124

6.3 Numerical model and analysis 124

6.4 Velocity distortion in half MW with filter pack: laboratory scale 129

6.5 Velocity distortion in half MW with filter pack: field scale 134

6.6 Case of an improperly designed well screen 137

6.7 Discussion 138

6.8 Conclusion 139

CHAPITRE 7 ARTICLE 4: HIDDEN TRUTHS IN BREAKTHROUGH CURVE DYNAMICS: NUMERICAL INSIGHTS REVEALED THROUGH ADVANCED MODELING 142

7.1 Introduction 143

7.2 Numerical model of the SWPP test 148

7.3 Results 153

7.3.1 Particle tracking 153

7.3.2 Types of BTCs for different sampling points in the well screen 155

7.3.3 Types of BTCs for different gradients 157

7.3.4 Types of BTCs for a full-scale model 159

7.3.5 Types of BTCs for different longitudinal dispersivities 160

7.3.6 Types of BTCs for an improperly dimensioned well screen 161

7.4 Discussion 163

7.5 Conclusion 165

CHAPITRE 8 DISCUSSION GÉNÉRALE 167

CHAPITRE 9 CONCLUSION ET RECOMMENDATIONS 175

RÉFÉRENCES 180

ANNEXE A RÉSULTATS DES ESSAIS DE PERMÉABILITÉ À NIVEAU VARIABLE ... 210

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 3.1 Solid Mass Balance of Samples before and after the Test 76

Tableau 3.2 Losses and Discrepancies..... 76

Table 5.1 Guidelines for choosing the appropriate material for the filter pack of a MW. 101

Table 5.2 Fundamental soil properties..... 103

Table 5.3 Parameters for numerical study. 106

Table 5.4 Data for a falling-head test (dH (t = 0) = 15 cm, i = 0.001). 110

Table 5.5 Data for a rising-head test (dH (t = 0) = 10 cm, i = 0.02)..... 111

Table 6.1 Parameters for numerical study. 127

Table 7.1 Table of parameters used for a realistic simulation. 152

LISTE DES FIGURES

Figure 2.1 Variation du débit en fonction de la différence de charge hydraulique pendant un essai de perméabilité à charge constante. 11

Figure 2.2 Paramètres géométriques pour l'essai en bout de tubage (a), l'essai de type Lefranc (b) et l'essai dans un piézomètre ou un puits (c) (Chapuis, 1999). 13

Figure 2.3 Détermination des coefficients *A*, *B* et *C* en fonction de L/r_w selon Bouwer and Rice (1976). 17

Figure 2.4 Courbes semi logarithmiques courbées (Chapuis, 2015). 18

Figure 2.5 Domaine de validité des méthodes prédictives (Chapuis, 2008a). 28

Figure 2.6 Puits installé dans un aquifère homogène (r_1 est le rayon interne de la crépine; r_2 est le rayon externe de la crépine; r_3 est le rayon externe du massif filtrant; k_A est la conductivité hydraulique de l'aquifère; k_S est la conductivité hydraulique de la crépine; k_F est la conductivité hydraulique du matériau filtre; k_P est la conductivité hydraulique de PFM) (Verreydt et al., 2015). 33

Figure 2.7 Variation de la dispersivité longitudinale en fonction de l'échelle du problème, *L* est la longueur de la trajectoire (ESRI, 2025). 38

Figure 2.8 Relation entre la dispersivité longitudinale et la dispersivité transversale (ESRI, 2025). 39

Figure 2.9 Importance de la dispersion mécanique et la diffusion moléculaire dans le processus de la dispersion hydrodynamique en fonction de la vitesse d'écoulement (Domenico & Schwartz, 1998). 41

Figure 2.10 Exemple de courbe de distribution de concentration d'un essai de traceur (Domenico & Schwartz, 1998). 45

Figure 2.11 Exemple d'une courbe de percée suivant une distribution normale (Bear, 1988)..... 47

Figure 3.1 Grain Size Distribution Curves of 'sand 00' and Till..... 65

Figure 3.2 Grain size range of 'sand 00'..... 66

Figure 3.3 Grain Size Range of Till..... 66

Figure 3.4 GSDC of till with the three old criteria to assess the potential for internal erosion.... 67

Figure 3.5 Photograph of the experimental setup. (A) RWP; (B) lateral piezometers; (C) Mariotte bottle; (D) reading panel for piezometers. 69

Figure 3.6 Position of the analyzed parts: 1 Upper half of the till (TT); 2 Lower half of the till (TB); 3 Interface (I); 4 Upper half of the sand (ST); 5 Lower half of the sand (SB). 70

Figure 3.7 Adjustment of function for the GSD of the 'sand 00' before the test. 71

Figure 3.8 Adjustment of the derivative for the 'sand 00' GSD before the test. 72

Figure 3.9 Adjustment of function for the upper half of 'sand 00' after the test. 72

Figure 3.10 Adjustment of the derivative for the upper half of 'sand 00' after the test. 73

Figure 3.11 Adjustment of the function for the lower half of 'sand 00' after the test. 73

Figure 3.12 Adjustment of the derivative for the lower half of 'sand 00' after the test. 74

Figure 3.13 Adjustment of function for the interface after the test. 74

Figure 3.14 Adjustment of the derivative for the interface after the test. 75

Figure 4.1 Distributions laser du sable 00 sans fines et de la bentonite. 82

Figure 4.2 Étapes de préparation expérimentale du spécimen dans un perméamètre à parois flexibles. 83

Figure 4.3 Couches analysées avec un zoom sur le papier filtre post essai. 85

Figure 4.4 Courbes de distributions granulométriques par diffraction laser: distribution initiale du sable filtre, la bentonite et les deux distributions des deux couches testées. 86

Figure 4.5 Densité de probabilité des couches analysées (B : bentonite, S : sable filtre initial, SB : couche inférieure du sable). Figure 4.6 Densité de probabilité de ST (ST : couche supérieure du sable). 87

Figure 5.1 Front view of the reduced-scale model. 97

Figure 5.2. Illustrative grain size distribution curves for commercially available filter sands..... 98

Figure 5.3. Laser GSDC of 'sand 00' without fines and bentonite..... 99

Figure 5.4. The schematic diagram of the numerical model. B_1, B_2, B_3 and B_4 are the boundaries of the model. 105

Figure 5.5. Details of the mesh around the MW and within the pipe. 105

Figure 5.6. Numerical modeling of a CH test: flow rate versus hydraulic head difference (*i_inj* means the natural hydraulic gradient during the injection phase; *i_pump* means the natural hydraulic gradient during the pumping phase). 107

Figure 5.7. Numerical results of a falling-head test, data from Table 5.4: (a) velocity graph;... 112

Figure 5.8. Close-up view of the velocity graph's final segment from Table 5.4. 112

Figure 5.9. Numerical results of a rising-head test, data from Table 5.5: (a) velocity graph;.... 113

Figure 5.10. Close-up view of the velocity graph's final segment from Table 5.5. 113

Figure 5.11. Piezometric error (H_0) variation in rising-head and falling-head tests across multiple natural hydraulic gradients. 115

Figure 6.1 Illustration of the parameters of each element of the MW and the aquifer (Verreydt et al., 2015). 123

Figure 6.2. Representation of the numerical model. B_1, B_2, B_3 and B_4 are the boundaries of the model. 126

Figure 6.3 Details of the mesh around the MW and within the pipe 126

Figure 6.4 Distortion of the flow lines in half MW due to the presence of the screen, filter pack and PFM ($k_A = 4 \times 10^{-4}$ m/s; $k_F = 1 \times 10^{-2}$ m/s; $k_S = 5 \times 10^{-2}$ m/s; $k_P = 10$ m/s, $i = 0.01$).... 128

Figure 6.5 Distortion of the velocity module in half MW due to the presence of the screen, filter pack and PFM ($k_A = 4 \times 10^{-4}$ m/s; $k_F = 1 \times 10^{-2}$ m/s; $k_S = 5 \times 10^{-2}$ m/s; $k_P = 10$ m/s $i = 0.01$). 128

Figure 6.6 Velocity ratio (V_W/V) as a function of normalized radial distance (r/r_w) under a hydraulic gradient of 0.01 ($k_F = 1 \times 10^{-2}$ m/s). 129

Figure 6.7 Numerical vs. analytical velocity ratios as a function of well screen hydraulic conductivity ($k_F = 1 \times 10^{-2}$ m/s) (Analytical_K: results using Eq 6.3; Analytical_D: results using Eq 6.2): laboratory scale results 130

Figure 6.8. Relative errors on the velocity ratios, compared to the theoretical methods versus k_S: laboratory scale results. A relative error of 0.02 means a percent error of 2% 132

Figure 6.9 Equal values of the Darcy's velocity ($k_A = 4 \times 10^{-4}$ m/s; $k_F = 1 \times 10^{-2}$ m/s; $k_S = 5 \times 10^{-2}$ m/s; $k_P = 10$ m/s $i = 0.01$): (a): *X*-direction, (b): *Y*-direction 133

Figure 6.10 Enlarged numerical model with a zoom around the well. B_1, B_2, B_3 and B_4 are the boundaries of the model. 134

Figure 6.11. Velocity ratio (V_W/V) as a function of normalized radial distance (r/r_w) under a hydraulic gradient of 0.001 ($k_F = 1 \times 10^{-2}$ m/s). 135

Figure 6.12 Numerical vs. analytical velocity ratios as a function of well screen hydraulic conductivity ($k_F = 1 \times 10^{-2}$ m/s) (Analytical_K: results using Eq 6.3; Analytical_D: results using Eq 6.2): field scale results 135

Figure 6.13. Relative errors on the velocity ratios, compared to the theoretical methods versus k_S: field scale results. A relative error of 0.01 means a percent error of 1%..... 136

Figure 6.14 Distortion of the velocity module due to the presence of the screen, filter pack and PFM ($i = 0.01$; $k_A = 4 \times 10^{-4}$ m/s; $k_F = 1 \times 10^{-2}$ m/s; $k_S = 1 \times 10^{-5}$ m/s; $k_P = 10$ m/s)..... 137

Figure 6.15 Velocity *in the X*-direction as a function of normalized radial distance (r/r_w) under a hydraulic gradient of 0.01 ($k_S = 1 \times 10^{-5}$ m/s; $k_F = 1 \times 10^{-2}$ m/s). 138

Figure 7.1 The schematic diagram of the numerical model. B_1, B_2, B_3 and B_4 are the boundaries of the model..... 149

Figure 7.2 Details of the mesh around the MW and within the pipe. 150

Figure 7.3 Hydraulic head and concentration functions of the SWPP test. 150

Figure 7.4 Combined trajectories of water molecules and tracer particles after 30 minutes of injection. 154

Figure 7.5 Combined trajectories of water molecules and tracer particles after 6 h of pumping. 154

Figure 7.6 Verification of injection conditions. 155

Figure 7.7 Locations of sampling points within the well screen 156

Figure 7.8 Breakthrough curves at different nodes in the screen during the push-pull test in the well for relative concentration (C/C_0) of tracer vs time (field hydraulic gradient = 10^{-3}).. 156

Figure 7.9 Breakthrough curves at different nodes or sampling points in the screen during the pull phase for relative concentration (C/C_0) of tracer vs. time since pumping. 158

Figure 7.10 Concentration iso-contours during injection (t = 800s, natural gradient=10^{-3})..... 158

Figure 7.11 Contaminant plume in a large model (10m * 5m)..... 159

Figure 7.12 Comparative analysis of BTCs at multiple screen nodes for both reduced (R) and big (B) models during the push-pull test (natural gradient = 10^{-3}). 160

Figure 7.13 BTCs showing tracer relative concentration (C/C_0) over time at node N1, comparing various longitudinal dispersivities during the push-pull test (natural gradient = 10^{-3})..... 160

Figure 7.14 Effect of longitudinal dispersivity on tracer concentration at node N1 during (a) the push phase and (b) the pull phase (natural gradient = 10^{-3})..... 161

Figure 7.15 Comparative analysis of BTCs: tracer relative concentration (C/C_0) versus time at distinct nodes in well designed (W) and poorly (P) designed screens during the push-pull tests (natural gradient = 10^{-3}). 163

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

a	Constante, Aire de la burette (mm^2)
am	Matériau d'aquifère
A	Coefficient adimensionnel déterminé par la fonction de L/r_w, paramètre intrinsèque du sol, coefficient dépendant de la granulométrie du sol, Aire de l'échantillon (cm^2)
APT	Capteurs de pression atmosphérique
B	Coefficient adimensionnel déterminé par la fonction de L/r_w, coefficient dépendant de la granulométrie du sol, bentonite
b	Épaisseur de l'aquifère à nappe captive, épaisseur saturée de l'aquifère à nappe libre (m)
B_1, B_2, B_3, B_4	Frontières du modèle
BTC	Courbe de percée
c	Coefficient de forme (cm ou m)
C	Coefficient adimensionnel déterminé par la fonction de L/r_w, Coefficient adimensionnel S_{inj}/c, Concentration du contaminant (ppm ou g/L), nombre de Courant
CH	Niveau constant
C_0	Concentration initiale du traceur à la source (ppm ou g/L)
C_G	Constante
C_P	Constante
C_U	Coefficient d'uniformité
C_ξ	Concentration (g/m^3)
$C(x,t)$	Concentration du traceur à la distance x et au temps t (ppm ou g/L)
CMC	Carboxymethylcellulose

d	Diamètre intérieur du tuyau d'injection, ou distance entre le niveau d'eau et le fond de la zone d'injection d'eau (mm ou cm)
d_5	Taille à 5 % de passant (mm)
d_{10}	Taille à 10 % de passant (mm)
d_{50}	Taille à 50 % de passant (mm)
d_{15}	Taille à 15 % de passant (mm)
d_{15F}	Taille à 15 % de passant du filtre (mm)
d_{15B}	Taille à 15 % de passant de la base (mm)
d_{85B}	Taille à 85 % de passant de la base (mm)
d_{min}	Diamètre minimum (mm)
d_{eq}	Diamètre équivalent (mm)
$\mathrm{d}H$	Incrément de la différence de charge hydraulique (m)
$\mathrm{d}t$	Incrément de temps (s)
d_x, d_0	Taille de particule donnée (mm)
D	Diamètre de la cavité/zone d'injection d'eau (cm), Coefficient de dispersion hydrodynamique (m^2/s)
DDPTG	Distribution de Densité de Probabilité des Tailles de Grains
D_d	Coefficient de diffusion (m^2/s)
$D_{d'}$	Coefficient de diffusion effectif (m^2/s)
D^*	Coefficient de diffusion moléculaire (m^2/s)
D_L, D'_x	Coefficient de dispersion mécanique longitudinal (m^2/s)
D_T, D'_y	Coefficient de dispersion mécanique transversal (m^2/s)
D_Z	Coefficient de dispersion suivant la direction z (m^2/s)
e	Indice des vides
e_{max}	Indice des vides maximal

erfc	Fonction d'erreur complémentaire
fm	Matériau filtre
GSD	Distribution granulométrique des grains
G_s	Densité des solides
H_1, H_2, H_3	Trois différences de charge hydraulique appliquées différentes (m)
H_0	Erreur piézométrique (cm ou m)
h, h_1, h_2, h_{eq}, h_{p1}, h_{p2}	Charge hydraulique (m)
H_c	Différence de charge hydraulique constante entre les niveaux piézométriques initial et stabilisé dans le puits, charge hydraulique appliquée (m)
H_r	Valeur réelle de charge hydraulique (cm ou m)
H_i	Charge hydraulique initiale, charge au début de l'incrément de temps (cm ou m)
H_p	Valeur limite de charge hydraulique (m)
i	Gradient hydraulique
i_c	Gradient hydraulique critique
I	Interface
J	Flux de matière (kg/m^2·s)
k	Conductivité hydraulique (m/s ou cm/s)
k_A	Conductivité hydraulique de l'aquifère (m/s ou cm/s)
k_F	Conductivité hydraulique du matériau filtre (m/s ou cm/s)
k_S	Conductivité hydraulique de la crépine (m/s ou cm/s)
k_{sat}	Conductivité hydraulique saturée (m/s ou cm/s)
k_P	Conductivité hydraulique du PFM (m/s ou cm/s)
k_{psat}	Conductivité hydraulique saturée d'un sol plastique (m/s ou cm/s)

k_T	Conductivité hydraulique de l'essai à une température donnée différente de 20°C (m/s ou cm/s)
k_{20^oC}	Conductivité hydraulique à 20°C (m/s ou cm/s)
L	Longueur de la cavité/zone d'injection d'eau (cm ou m), longueur de l'échantillon (cm), longueur de la trajectoire (cm)
M1, M2, M3, M4	Modes
MDM	Méthode de décomposition modale
MEF	Méthode des éléments finis
MW	Puits de surveillance, Monitoring well
M_v	Coefficient de compressibilité
n_e	Porosité effective
N	Nombre de molécules de traceur injectées
N1 à N8	Points de calcul
P_0	Pourcentage du passant donné
P, P_1, P_2	Pente
P_D	Pourcentage du sol traversant le tamis avec une taille de maille supérieure
P_d	Pourcentage du sol traversant le tamis avec une taille de maille inférieure
P_e	Nombre de Péclet
PFM	Passive Flow Meter
PT	Capteur de pression
PL	Niveau piézométrique (cm ou m)
q_0, v, v'	Vitesse de Darcy (m/s)
q	Vitesse au puits (m/s)
Q	Débit constant de pompage/injection (m^3/s), débit de sortie (m^3/s), terme source

Q_1, Q_2, Q_3	Trois débits appliquées différentes (m^3/s)
Q_{inj}	Débit d'eau dans le tuyau/tubage du forage (m^3/s)
Q_s,	Débit d'eau à travers la zone d'injection (m^3/s)
Q_{soil}	Débit d'eau traversant le sol (m^3/s)
QA, BF, GOF	Qualité de l'ajustement
r	Rayon de tuyau d'injection (mm ou cm), rayon autour du puits (mm ou cm)
r_p	Rayon du tuyau d'injection du traceur (mm)
r_1	Rayon interne du tubage du puits (cm)
r_2	Rayon externe du tubage du puits (cm)
r_3	Rayon externe du matériau filtre (cm)
r_w	Rayon de la cavité/zone d'injection d'eau (cm)
R	Facteur de retard
R^2	Coefficient de détermination
R_0	Rayon d'influence (cm)
RWP	Perméamètre à parois rigides, Rigid wall permeameter
S	Coefficient d'emmagasinement, sable filtre 00 sans fines
ST	Couche supérieure du sable
SB	Couche inférieure du sable
S-B	Mélange sable-bentonite
S_{inj}	Section intérieure du tube/tubage du forage (cm^2 ou m^2)
S_r	Degré de saturation
S_s	Surface spécifique du sol (m^2/g)
SWPP	Essai injection-retrait à puits unique
T	Transmissivité (m^2/s), ou température (°C), ou till

t	Temps écoulé (s ou min)
Δt	Incrément de temps (t)
t_1, t_2	Deux mesures de temps consécutives (s ou min)
t_i	Temps initial (s)
t_{15}	Temps où le rapport C/C_0 atteint 15% (s ou min ou h)
t_{50}	Temps où le rapport C/C_0 atteint 50% (s ou min ou h)
t_{85}	Temps où le rapport C/C_0 atteint 85% (s ou min ou h)
v	Vitesse d'écoulement linéaire moyenne (m/s)
V	Vitesse de l'eau souterraine en absence du puits (m/s)
V_0	Volume initiale du traceur à la source (m^3)
V_W	Vitesse au puits (m/s)
VH	Niveau variable
w, θ	Teneur en eau volumique
w_L	Limite de la liquidité du sol
x	Constante, abscisse ou distance (cm ou m)
Δx	Incrément de distance (m)
y, y_0	Ordonnée ou distance (cm ou m)
z	Élévation (cm ou m)
α	Constante, facteur de convergence/divergence du flux, paramètre de correction, dispersivité (m)
α_L	Dispersivité longitudinale (m)
α_T	Dispersivité transversale (m)
χ	Constante
λ	Taux de dégradation, taux de réaction du premier ordre

ξ	Temps écoulé pour atteindre une concentration donnée (s ou min ou h)
μ	Moyenne
μ_F	Moyenne du filtre
μ_B	Moyenne de la base
σ	Écart-type
σ_F	Écart type du filtre
σ_B	Écart type de la base
γ_S	Poids volumique sec du sol (kg/m^3)
γ_w	Poids volumique de l'eau (kg/m^3)
γ'	Poids volumique déjaugé du sol (kg/m^3)
μ_w	Viscosité dynamique de l'eau (kg/m·s)
η_T	Viscosité cinématique de l'eau à la température de l'essai (m^2/s)
η_{20^oC}	Viscosité cinématique de l'eau à 20°C (m^2/s)
θ	Teneur en eau volumique

LISTE DES ANNEXES

Tableau A.1 Données d'un essai VH descendant (dH (t = 0) = 15 cm, i = 0.005). 210

Tableau A.2 Données d'un essai VH ascendant (dH (t = 0) = 10 cm, i = 0.005). 211

Figure A.1 Résultats numériques d'un essai VH descendant, données du Tableau A.1:…….212

Figure A.2 Résultats numériques d'un essai VH ascendant, données du Tableau A.2 : 212

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

1.1 Contexte

La conductivité hydraulique, concept fondamental en hydrogéologie, joue un rôle crucial dans la compréhension et la caractérisation des écoulements d'eau souterraine. Elle mesure la capacité d'un milieu poreux à laisser circuler l'eau sous l'effet d'un gradient hydraulique (Todd & Mays, 2005). Elle dépend à la fois des caractéristiques du milieu poreux (structure, granulométrie, porosité), des propriétés du fluide (viscosité, densité) qui s'écoule et du degré de saturation. La détermination de ce paramètre, généralement noté k, s'appuie sur une combinaison des approches empiriques, des essais de laboratoire, ainsi que des tests réalisés directement sur le terrain.

Pour estimer la valeur de la conductivité hydraulique saturée k_{sat}, des formules empiriques basées sur des équations prédictives peuvent être utilisées. Elles s'appuient sur les propriétés physiques intrinsèques du sol telles que la granulométrie et la porosité (Chapuis, 2012a). Au laboratoire, des essais de perméabilité à niveau constant (CH) ou variable (VH) peuvent être effectués dans des perméamètres à parois rigides ou flexibles, conformément aux normes ASTM, en fonction du type de sol (ASTM D2434 (*Standard D2434—Permeability of granular soils (Constant Head, 2019)*, 2022)) et ASTM D5084 (*Standard test methods for measurement of hydraulic conductivity of saturated porous materials using a flexible wall permeameter, 2024*)). Sur le terrain, des essais de perméabilité et de pompage permettent également d'évaluer la conductivité hydraulique.

Différentes valeurs de k peuvent être déduites suites aux différents types d'essais ce qui est dû aux effets d'échelle. Néanmoins, ces effets sont négligeables dans le cas d'un aquifère homogène (Dallaire, 2004; Chapuis et al., 2005) ou stratifié (Chapuis, 2021a).

La connaissance de cette propriété est cruciale pour comprendre et modéliser les mouvements d'eau souterraine, ce qui est fondamental pour la gestion des ressources en eau, l'évaluation des risques de contamination et la conception de systèmes de drainage (Chapuis et al., 1990).

Les études théoriques actuelles d'interprétation des essais de perméabilité et de traceurs tendent à trop simplifier la réalité géométrique et physique autour des puits, négligeant souvent des aspects cruciaux. Notamment, elles ne prennent pas suffisamment en compte le fait que la vitesse de l'eau au niveau de la crépine est généralement supérieure à celle dans le sol environnant.

Aussi, Le choix inapproprié du massif filtrant entourant le puits peut compromettre son installation et son efficacité. Cette erreur peut entraîner des conséquences potentiellement graves, notamment sur les plans économique, social et humain, particulièrement lorsque l'ouvrage est destiné à l'approvisionnement en eau potable.

De plus, une attention insuffisante est souvent portée aux différences de conductivité hydraulique entre la crépine, le matériau filtrant et l'aquifère. Cette négligence peut conduire à des interprétations erronées des essais de perméabilité et de traceurs.

Dans ce contexte, cette thèse vise à approfondir l'étude des phénomènes complexes survenant autour des puits, un aspect fréquemment négligé dans les recherches antérieures. L'objectif consiste à élaborer une méthodologie plus rigoureuse et fiable, combinant des essais en laboratoire et des simulations numériques avancées. Cette démarche cherche à minimiser les risques de contamination croisée lors des interventions sur les puits et à optimiser la précision des évaluations de conductivité hydraulique. Elle intègre des recommandations pratiques pour renforcer la fiabilité des analyses.

Avant d'entamer les essais principaux, une étape cruciale de vérification des critères de filtre a été menée pour prévenir tout risque d'érosion interne. Cette étape était indispensable pour garantir la fiabilité des résultats ultérieurs et éviter toute interprétation erronée lors des essais de perméabilité et de traceurs. Une fois ces vérifications effectuées avec succès, les essais ont pu débuter. Ils se sont déroulés en deux phases : d'abord, une série d'essais de perméabilité à niveau constant (CH) et variable (VH) a été réalisée dans un demi-puits de surveillance installé dans un modèle réduit conçu numériquement. Celui-ci contenait une structure stratifiée composée de deux couches de sable séparées par une couche imperméable de mélange sable-bentonite. Ensuite, une seconde série d'essais de traceurs a été effectuée dans le même demi-puits, après l'introduction de tous les paramètres essentiels à cette étude.

Les essais de perméabilité CH et VH ont été menés avec précision pour évaluer la conductivité hydraulique de l'aquifère à nappe captive. Pour les essais (CH), un débit constant était injecté/pompé dans le demi-puits jusqu'à stabilisation du niveau d'eau. Les essais VH débutent par un changement rapide du niveau d'eau dans le demi-puits (injection/retrait), suivi d'un enregistrement de la variation du niveau d'eau au fil du temps. Les valeurs de conductivité hydraulique k obtenues par ces différentes méthodes ont été mesurées sous divers gradients

hydrauliques, allant de l'échelle de laboratoire à celle du terrain, puis comparées entre elles. Le processus de sélection des matériaux a été décrit de manière approfondie. Les données des essais CH ont été interprétées selon la solution de Lefranc (CAN/BNQ 250-135, 2018), tandis que celles des essais VH ont été analysées en utilisant la méthode du graphique des vitesses (Chapuis, 1998a) et du graphique semi-logarithmique (Hvorslev, 1951). En cas de courbure dans le graphe semi-logarithmique, des corrections piézométriques ont été appliquées via la méthode du graphe de vitesse (Chapuis et al., 1981). Enfin, les valeurs de k issues des différents essais et méthodes d'interprétation ont fait l'objet d'une comparaison et d'une discussion approfondies.

Les deux types d'essais de perméabilité ont été modélisés à l'aide du code d'éléments finis SEEP/W. Ce code résout l'équation exacte de conservation et l'équation de Darcy. Le modèle numérique, élaboré dans un plan horizontal, considère le sol, la crépine, le matériau filtre et le tuyau d'injection comme des milieux homogènes et isotropes, alors que ces matériaux sont simplifiés dans les théories. Les limites supérieures de l'aquifère sont imperméables, et diverses conditions aux limites ont été spécifiées. Pour les essais CH, la simulation numérique a été réalisée en appliquant une différence de charge constante au niveau du puits, tandis que les essais VH ont été modélisés en régime transitoire, soit après injection rapide, soit après extraction rapide d'un volume d'eau du puits, en enregistrant la variation du niveau d'eau au fil du temps. Enfin, les valeurs c et k obtenues numériquement ont été comparées aux valeurs théoriques pour évaluer la précision de la modélisation.

Pour évaluer l'impact du puits sur la distorsion de la vitesse d'écoulement, l'influence des propriétés de la crépine et du matériau filtrant, a été analysée. Les facteurs de distorsion obtenus par simulation numérique ont ensuite été comparés aux valeurs tirées des formules théoriques pour des cas idéalisés, afin de valider la fiabilité du modèle numérique développé.

Parallèlement aux essais de perméabilité, des essais de traceurs ont été menés pour étudier le comportement d'un puits réel avec ses composantes. Ces tests consistaient à injecter un traceur dans le puits, puis à suivre le déplacement du traceur dans le milieu réel étudié. Plusieurs essais de type injection-retrait ont été effectués à travers un tuyau d'injection installé dans le puits, permettant d'observer la courbe de percée tout en prenant en compte l'influence du puits, de la crépine et du matériau filtre environnant. Le modèle développé intègre également les effets des conductivités hydrauliques, du gradient hydraulique et des dispersivités longitudinales sur les

courbes de percée (BTC). Ces expériences ont révélé des variations significatives dans la forme des courbes de percée selon le point de mesure, qui ont été analysées et expliquées dans le cadre de l'étude.

1.2 Objectifs et méthodologie

L'interprétation des essais de perméabilité et de traceurs peut s'avérer difficile et conduire à des résultats erronés lorsque le puits est mal installé, certains paramètres sont négligés ou que les procédures d'essais ne sont pas correctement élaborées. Il est donc essentiel de minimiser ou d'éviter autant que possible toute source d'erreur qui peut être générée lors de ces essais.

La déformation du champ de vitesse due à la présence du puits lors de l'injection ou du pompage d'un traceur demeure un sujet peu exploré. De nombreux chercheurs ont fait des approximations pour résoudre cette problématique. Ces simplifications engendrent des erreurs significatives dans les résultats obtenus. Pour pallier cette déficience, cette étude propose de mener des essais numériques sur un modèle réduit, en tenant compte de la présence du puits et de ses composants (crépine et matériau filtre). Cette approche vise à apporter des corrections aux méthodes existantes, qui présentent certains risques d'erreurs. De plus, la réalisation d'essais de traceur sous divers gradients hydrauliques naturels, en intégrant tous les paramètres, une approche inédite à ce jour, sera examinée dans cette thèse via des essais d'injection-retrait menés sur un modèle réduit.

Dans le cadre de l'amélioration continue des connaissances scientifiques, cette thèse vise à identifier les facteurs négligés dans les études antérieures afin d'accroître la fiabilité des essais de perméabilité et de traceurs. Pour y parvenir, diverses situations physiques réalistes autour des puits, dans les crépines et les lanternes filtres, ont été simulées.

L'objectif d'une conception fiable d'un modèle réduit intégrant un puits, en tenant compte de toutes les caractéristiques des éléments qui le composent (telles que la crépine et le matériau filtre, ainsi que leurs particularités), réside dans la possibilité d'observer et d'analyser en détail des phénomènes qui, sur le terrain, restent invisibles et difficiles à appréhender. En effet, les interventions sur site se font souvent à l'aveugle, sans visibilité directe sur ce qui se passe autour du puits. En revanche, un modèle réduit en laboratoire permet de reproduire les conditions du terrain et de répéter les essais dans un environnement contrôlé, offrant ainsi la possibilité d'observer précisément tous les processus en jeu.

Il est vrai que la modélisation numérique, notamment par éléments finis, peut s'avérer complexe et exigeante, parce qu'elle nécessite la prise en compte de nombreux critères pour garantir la convergence des résultats. Néanmoins, cette approche demeure une méthode fiable, car elle permet de manipuler un modèle à échelle réduite, de reproduire fidèlement les essais réalisés sur le terrain et d'examiner en détail les phénomènes se produisant autour du puits.

L'objectif de cette étude est de concevoir, à l'aide de simulations numériques, un modèle réduit capable de reproduire des résultats comparables à ceux obtenus avec des modèles à grande échelle et lors des essais de terrain tout en évaluant sa sensibilité aux nombreux paramètres d'essai.

Afin d'atteindre cet objectif global, plusieurs objectifs spécifiques ont été définis et poursuivis :

- ✓ Caractériser la dynamique du transfert de masse entre le matériau de l'aquifère et celui de l'aquitard afin de prévenir tout risque d'érosion interne.
- ✓ Évaluer l'efficacité de la méthode de graphe de vitesses pour fournir des estimations fiables de k et de PL dans l'aquifère testé sous divers gradients hydrauliques.
- ✓ Évaluer l'impact de la crépine du puits et du matériau filtrant sur le profil de vitesse et le réseau d'écoulement.
- ✓ Mener des essais de traceurs de type push-pull sous différents gradients naturels tout en faisant varier plusieurs paramètres pour étudier le comportement d'un puits réaliste avec ses composantes sur les résultats des courbes de percée

1.3 Structure

Cette thèse est structurée en 9 chapitres distincts. Le chapitre 1 expose le contexte dans lequel s'inscrit l'étude, en définissant clairement les objectifs poursuivis et en détaillant la méthodologie employée pour les atteindre. Le chapitre 2 présente une analyse approfondie et critique de la littérature existante, mettant en valeur les travaux antérieurs les plus pertinents et étroitement liés à la présente recherche. Le chapitre 3, quant à lui, se concentre sur une analyse expérimentale de la filtration et de l'érosion interne dans un perméamètre à parois rigides, appliquée à deux couches de sol. Le chapitre 4 effectue l'étude de la compatibilité entre le mélange sable-bentonite et le sable filtre. Le chapitre 5 présente les essais de perméabilité réalisés dans le bac à sable sous divers gradients hydrauliques naturels. Le chapitre 6 analyse l'influence de la crépine et du matériau filtre sur les profils de vitesse dans un puits de surveillance en régime permanent. Le

chapitre 7 expose des vérités cachées dans la dynamique des courbes de percée. Le chapitre 8 est consacré à une discussion générale des résultats obtenus au cours de cette étude. Cette analyse approfondie sera suivie par le chapitre 9, qui clôture l'ensemble du travail en présentant une conclusion globale. Ce dernier chapitre aborde également les limites de la recherche, offrant ainsi des inspirations précieuses pour les recherches futures dans ce domaine.

CHAPITRE 2 REVUE DE LA LITTÉRATURE

2.1 Théorie des essais de perméabilité

2.1.1 Essais de perméabilité in situ

Les essais de perméabilité in situ offrent une approche plus représentative que les tests en laboratoire pour déterminer les propriétés hydrauliques des sols. Ils se divisent en deux catégories principales : les essais à échelle locale, permettant de mesurer la conductivité hydraulique *k* dans un puits ou piézomètre ou au bout de tubage d'un forage (AFNOR NF P94-132 (*essai d'eau Lefranc, 1992*), ASTM D4044 (*Standard test method (field procedure) for instantaneous change in head (slug) tests for determining hydraulic properties of aquifers, 2015)*, CAN/BNQ 2501-135 (*Soils- Determination of permeability by the Lefranc method, 2014, 2018*), CAN/BNQ 2501-130 (*Soil-Determination of permeability at the endof a Casing, 2018*), ISO 22282-2 (*Geotechnical investigation and testing - Geohydraulic testing - Part 2: Water permeability tests in a borehole using open systems, 2014*) et les essais à grande échelle comme les essais de pompage, qui permettent de déterminer la transmissivité *T* et le coefficient d'emmagasinement *S* d'un aquifère à l'aide du puits de pompage et de puits d'observation.

Les essais de perméabilité in situ se répartissent en deux groupes principaux : les essais à niveau constant, CH, et les essais à niveau variable (ascendant ou descendant), VH. L'essai CH consiste à maintenir soit une charge hydraulique constante (injection ou pompage), soit un débit constant, permettant de déterminer la conductivité hydraulique en fonction de la différence de charge par rapport au niveau initial stabilisé. Zhang et al. (2019a) ont introduit la terminologie de 'tests d'injection et de décharge' pour désigner les essais CH où l'on maintient un débit constant, soit en injectant de l'eau dans le puits, soit en pompant, jusqu'à l'obtention d'un état d'équilibre hydraulique. L'essai à niveau variable, VH, implique une modification initiale soudaine du niveau d'eau, soit par injection (niveau descendant) soit par extraction (niveau ascendant) (Istok & Dawson, 1992). La conductivité hydraulique est alors calculée en analysant la vitesse de variation du niveau d'eau dans le tuyau au fil du temps. Ces deux méthodes offrent des approches complémentaires pour évaluer la perméabilité des sols in situ, chacune appropriée à des conditions spécifiques du site et aux objectifs de l'étude géotechnique.

Lefranc (1936) est le premier ingénieur qui a développé les deux types d'essais de perméabilité in situ : à niveau constant et à niveau variable ascendant et descendant. Ces méthodes, conçues

pour mesurer la conductivité hydraulique *k* d'un aquifère, sont particulièrement utiles et fiables lorsque les essais de pompage traditionnels s'avèrent irréalisables (AFNOR NF P94-132 (*essai d'eau Lefranc, 1992)*, AFNOR NF P94-132 (*Sols: Reconnaissance et essais - essai d'eau Lefranc,* 2000), CAN/BNQ 2501-135 (*Soils- Determination of permeability by the Lefranc method, 2014, 2018*); ISO 22282-2 (*Geotechnical investigation and testing - Geohydraulic testing - Part 2: Water permeability tests in a borehole using open systems, 2014*), Cassan, 1980, 2005; Monnet, 2015).

Deux types de réponses peuvent être observés lors d'un essai de perméabilité, en fonction de la masse d'eau dans le puits et des propriétés de l'aquifère (Van der Kamp, 1976); une réponse suramortie, quand le niveau d'eau retourne à l'équilibre d'une façon exponentielle après la perturbation initiale (Hvorslev, 1951; Cooper et al., 1967; Chapuis, 1998), permet généralement de déterminer la conductivité hydraulique *k* du sol étudié. Une réponse sous-amortie, quand le niveau d'eau oscille autour de sa position d'équilibre avant de se stabiliser, offre la possibilité d'estimer à la fois la transmissivité *T* et le coefficient d'emmagasinement *S* de l'aquifère (Van der Kamp, 1976; Uffink, 1984; Kipp, 1985; Ross, 1985). Plus tard, McElwee (2001), McElwee and Zenner (1998) et Zurbuchen et al. (2002) ont réussi à déterminer la conductivité hydraulique *k* à partir de ces essais sous-amortis. Toutefois, une analyse récente de Chapuis (2023b) a apporté un nouvel éclairage sur les données de l'essai de Ferris and Knowles (1954), longtemps considéré comme une référence dans le domaine des essais de perméabilité. En comparant diverses méthodes d'interprétation des données d'essais de perméabilité à charge variable, Chapuis (2023b) a examiné les approches qui négligent l'influence des déformations de la matrice solide ainsi que celles qui tentent de les prendre en compte. Les résultats de cette analyse ont révélé une découverte significative : les théories intégrant le coefficient d'emmagasinement *S* se sont avérées inexactes. Plus précisément, ces théories ne permettent pas de déterminer une valeur fiable du coefficient *S* pour le matériau testé.

Une étude récente de Chapuis (2023a) a apporté une nouvelle perspective sur l'interprétation des essais de perméabilité sur le terrain. L'auteur souligne l'importance de ne pas écarter les données atypiques, mais plutôt d'en comprendre l'origine physique, car elles peuvent révéler des phénomènes cruciaux pour l'analyse. Cette étude a probablement examiné l'influence des effets dynamiques initiaux, du dégazage potentiel et des déformations de la matrice solide sur les résultats, des aspects souvent négligés dans les théories d'interprétation classiques.

Dans une étude ultérieure, Chapuis (2024) s'est penché sur l'impact d'un démarrage instable ou chaotique sur les résultats des essais de perméabilité à charge variable, qu'ils soient suramortis ou sous-amortis. Pour aborder cette question, il a proposé des méthodes pour identifier, quantifier et corriger les effets de ce démarrage instable dans les données d'essai afin d'obtenir des estimations précises de la perméabilité du sol.

Ces types d'essais peuvent être mis en œuvre dans diverses configurations au-delà du simple tubage de forage (Chapuis, 2001; Chapuis & Chenaf, 2003) tels que les perméamètres forés (Chapuis & Chenaf, 2010), les puits de surveillance (Chapuis, 1998; Zhang, 2018; Zhang et al., 2019a, 2019b), ainsi que dans les perméamètres à double obturateur (Mathias & Butler, 2007).

Les essais de perméabilité présentent des avantages notables par rapport aux essais de pompage, notamment en termes de durée d'exécution et des besoins en équipement réduits. Toutefois, dans le cas d'aquifères très perméables, ces essais peuvent se dérouler si rapidement qu'une collecte manuelle des données devient impraticable. Pour pallier cette difficulté, l'utilisation de capteurs de pression capables d'enregistrer des mesures à des intervalles très courts, généralement de l'ordre de 0,5 seconde et parfois moins, est fortement recommandée.

Une étude menée par Zhang et al. (2019b) a mis en lumière l'importance cruciale de l'étalonnage et de l'enregistrement synchrone des capteurs de pression barométrique lors des essais de perméabilité sur le terrain. Les chercheurs ont démontré que la calibration doit être effectuée pour chaque paire de capteurs de pression (PT) et de capteurs de pression atmosphérique (APT) avant les essais in situ. Ils ont également constaté que, à l'exception des tests à charge variable très rapides, les fluctuations atmosphériques peuvent jouer un rôle significatif dans les résultats des essais, nécessitant ainsi un suivi synchronisé de la paire PT-APT.

Pour approfondir l'étude de l'impact de ces fluctuations sur les essais de perméabilité à charge variable réalisés sur le terrain, Chapuis et al. (2022) ont développé une méthode d'ajustement de courbe. Cette approche vise à analyser la réponse de la charge hydraulique en fonction de la profondeur lors d'essais de perméabilité à charge variable dans des aquifères très perméables. L'objectif de cette méthode est d'améliorer la précision des estimations de perméabilité en prenant en compte les effets des variations de pression atmosphérique, qui peuvent exercer une influence notable sur les résultats des essais, particulièrement dans les aquifères non confinés.

2.1.2 Interprétation des essais de perméabilité a charge constante

2.1.2.1 Méthode de Lefranc

De nombreux chercheurs ont repris et développée la solution de Lefranc (1936, 1937) pour l'essai de perméabilité à charge constante en régime permanent (Reclamation, 1960; Cassan, 1980; Reclamation, 1990; Chapuis et al., 1990; Dhouib et al., 1998; Lafhaj, 1998; Chapuis, 1999; Cassan, 2000; Lafhaj & Shahrour, 2002; Cassan, 2005; Lafhaj & Shahrour, 2006; Benabdallah, 2010). Cette méthode a également été intégrée dans plusieurs normes internationales telles que AFNOR NF P94-132 (*Sols : Reconnaissance et essais - essai d'eau Lefranc,* 2000), CAN/BNQ 2501-135 (*Soils- Determination of permeability by the Lefranc method, 2014, 2018*), ISO 22282-2 (*Geotechnical investigation and testing - Geohydraulic testing - Part 2: Water permeability tests in a borehole using open systems, 2014*).

L'équation fondamentale décrivant l'essai de perméabilité à charge constante en régime permanent s'apparente à la loi de Darcy, et peut être exprimée sous la forme suivante :

$$Q = ckH_C \,, \tag{2.1}$$

où Q est le débit constant maintenu pendant l'essai à charge constante, qu'il s'agisse d'une injection ou d'une extraction d'eau, qui est égal au débit d'eau à travers la zone d'injection Q_s, c est le coefficient de forme et H_c est la différence de charge hydraulique constante, mesurée entre le niveau piézométrique initial et le niveau stabilisé dans le puits durant l'essai.

Ainsi, la conductivité hydraulique saturée peut être déduite par :

$$k_{sat} = \frac{Q}{cH_c} \tag{2.2}$$

2.1.2.2 Méthode d'ISO 22282-2

L'essai à charge constante peut être réalisé à plusieurs niveaux de charge hydraulique, permettant d'obtenir différents débits constants. Dans des conditions idéales, la relation entre ces débits constants et leurs différences de charge correspondantes devrait être linéaire (Figure 2.1). Cette linéarité peut être représentée graphiquement, et la pente P de la droite obtenue sert au calcul de la conductivité hydraulique k.

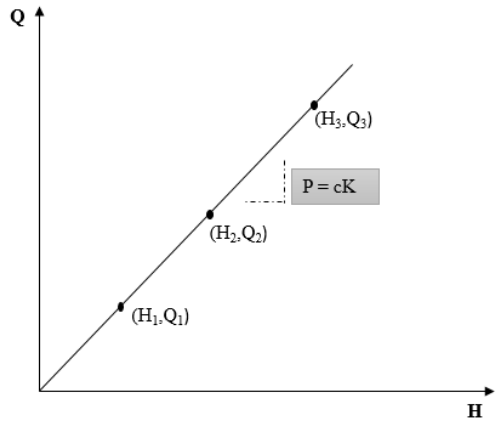

Figure 2.1 Variation du débit en fonction de la différence de charge hydraulique pendant un essai de perméabilité à charge constante.

2.1.2.3 Méthode de Cassan

D'après les travaux de Cassan (2005), l'analyse des essais de perméabilité à charge constante peut s'étendre au-delà du régime permanent. En effet, les phases transitoires, comprenant aussi bien l'injection que l'extraction, offrent également des possibilités d'interprétation pour déterminer les propriétés hydrauliques de l'aquifère testé.

2.1.2.3.1 Phase d'injection/extraction

Le débit Q_s à travers la paroi du piézomètre est lié à la différence de charge hydraulique appliquée H par la relation suivante :

$$Q = ckH \tag{2.3}$$

Cependant, il est important de noter que ce débit Q_s diffère du débit constant Q utilisé pour l'injection ou l'extraction en régime permanent. Pendant l'essai, on observe une variation dH du niveau d'eau dans le piézomètre sur un intervalle de temps dt. Cette variation de niveau, combinée à la section interne S_{inj} du tube, permet de quantifier la différence de débit dans le tuyau et dans le sol, Q- Q_s, en fonction du temps. Cette différence est exprimée :

$$(Q - Q_s)dt = S_{inj}dH \tag{2.4}$$

La combinaison des équations (2.3) et (2.4), suivie d'une réorganisation des termes, conduit à l'expression suivante :

$$\frac{dH}{\frac{ckH}{S_{inj}} - \frac{Q}{S_{inj}}} = -dt \tag{2.5}$$

L'intégration de l'équation (2.5) conduit à :

$$H = \frac{Q}{ck} + \left(H_i - \frac{Q}{ck}\right) e^{\left(-\frac{ck}{S_{inj}}(t-t_i)\right)} \tag{2.6}$$

Où H_i et t_i représentent respectivement la charge hydraulique dans le puits et le temps écoulé. Quand t tend vers l'infini, la charge hydraulique H converge vers une valeur limite H_p, définie par le rapport $\frac{Q}{ck}$. Cette convergence se traduit graphiquement par une asymptote horizontale pour la courbe décrite par l'équation (2.6). Cette asymptote représente l'état d'équilibre (régime permanent) du système, où le débit d'injection ou d'extraction est exactement compensé par le débit d'eau absorbé ou fourni par le sol environnant. Si l'on considère le début de l'essai comme point de référence, en fixant le temps initial t_i et la charge initiale H_i à zéro au moment du démarrage de la pompe, l'équation (2.6) se simplifie comme suit :

$$H = \frac{Q}{ck}\left(1 - e^{\left(\frac{ck}{S_{inj}}t\right)}\right) \tag{2.7}$$

2.1.2.3.2 Phase de récupération

La phase de récupération, qui débute après l'établissement du régime permanent, se caractérise par l'arrêt de l'injection ou du pompage, ce qui est équivaut à $Q = 0$. Par conséquent, l'équation (2.6) se transforme et prend la forme suivante :

$$H = H_i e^{\left(-\frac{ck}{S_{inj}}(t-t_i)\right)} \tag{2.8}$$

L'interprétation de l'essai repose sur la comparaison entre les données expérimentales et les courbes théoriques (Eqs. 2.6, 2.7 et 2.8). Le processus consiste à superposer ces courbes théoriques aux points expérimentaux, représentés dans un graphique (H, t) en ajustant la valeur de k, jusqu'à obtenir la meilleure correspondance possible entre la courbe théorique et les données mesurées.

L'impossibilité d'obtenir une correspondance satisfaisante entre la courbe théorique et les données expérimentales peut indiquer que la théorie n'est pas représentative des conditions réelles de l'aquifère. Cette discordance peut résulter de perturbations telles qu'un colmatage du puits. Cassan (2005) a examiné différents scénarios d'échec d'ajustement, en fournissant pour chacun des solutions pratiques pour optimiser la fiabilité des mesures obtenus.

2.1.3 Interprétation des essais de perméabilité à charge variable

Au fil des décennies, de nombreuses méthodes d'interprétation des essais de perméabilité ont été développées. Toutefois, il est judicieux de se concentrer sur les informations essentielles tout en évitant les redondances des écrits.

Les essais de perméabilité in situ, illustrés dans la figure 2.2, peuvent être réalisés dans des piézomètres, des puits ou en bout de tubage. Deux normes canadiennes encadrent ces pratiques: la CAN/BNQ 2501-130 (*Soil-Determination of permeability at the end of a Casing, 2018*), qui se focalise sur les essais en bout de tubage, et CAN/BNQ 2501-135 (*Soils- Determination of permeability by the Lefranc method, 2014, 2018*) qui souligne les essais de type Lefranc.

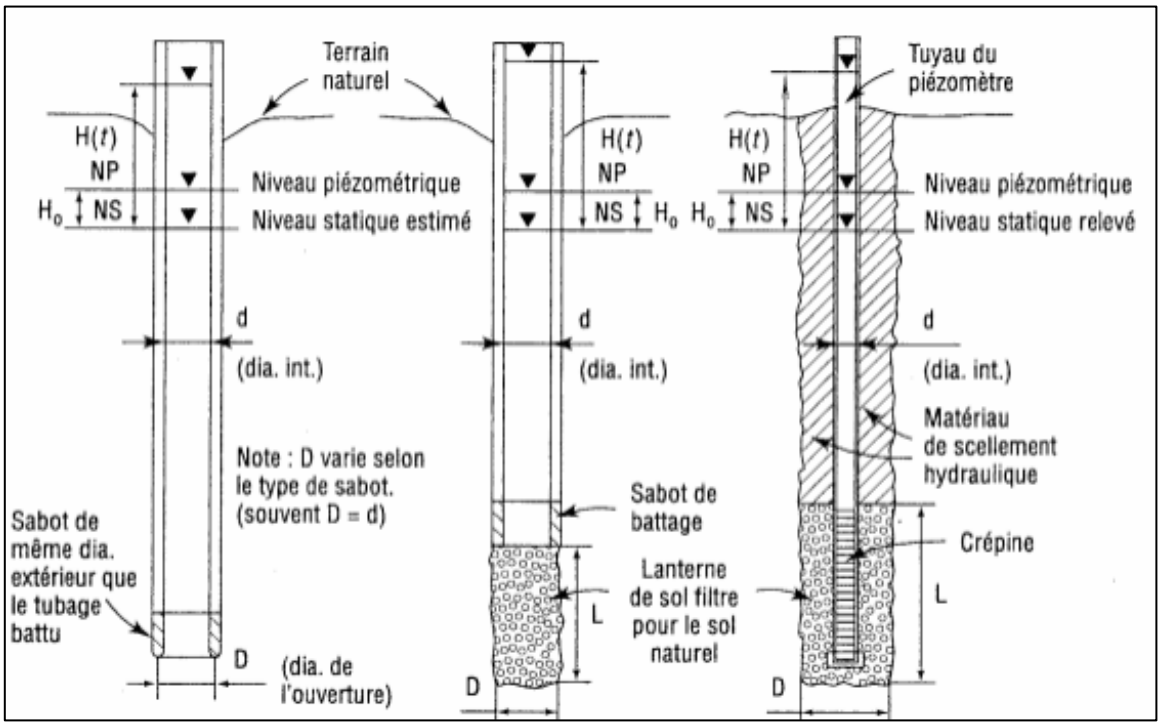

Figure 2.2 Paramètres géométriques pour l'essai en bout de tubage (a), l'essai de type Lefranc (b) et l'essai dans un piézomètre ou un puits (c) (Chapuis, 1999).

L'objectif principal de l'essai est de déterminer la conductivité hydraulique du sol et de vérifier que le niveau d'eau statique est bien un niveau piézométrique. Une erreur courante consiste à présumer, sans vérification, que ces deux niveaux sont identiques. Cette supposition peut conduire à des erreurs significatives dans l'évaluation de la valeur *k* du sol étudié.

En termes de fiabilité, la valeur de la conductivité hydraulique tirée de ces essais reste approximative car la géométrie de la zone d'injection change en fonction des opérations de

développement de forage et d'installation de crépine d'où le changement de la valeur du coefficient de forme.

Les méthodes d'interprétation des essais de perméabilité in situ peuvent être groupées en trois catégories différentes (Chapuis, 1999):

- Des méthodes qui négligent la déformation volumique du squelette solide pendant un essai de perméabilité (Lefranc, 1936, 1937; Mandel, 1939; Taylor, 1948; Luthin & Kirkham, 1949; Hvorslev, 1951; Boersma, 1965; Bouwer & Jackson, 1974; Navfac, 1974; Bouwer & Rice, 1976; Widdowson et al., 1990).
- Des méthodes qui prennent en compte la déformation du squelette solide tout en supposant que celle-ci peut être modélisée comme un mouvement élastique instantané, avec quelques hypothèses supplémentaires (Cooper et al., 1967; Papadopulos et al., 1973; Van der Kamp, 1976; Krauss, 1977; Faust & Mercer, 1984; Nguyen & Pinder, 1984; Kabala et al., 1985; Moench et al., 1985; Kipp, 1985; Hyder et al., 1994).
- Des méthodes qui intègrent l'effet de la déformation du squelette solide tout en supposant que celle-ci peut être modélisée comme un mouvement élastique qui se déroule de manière progressive dans le temps (Gibson, 1966; Wilkinson, 1968; Gibson, 1970; Mieussens & Ducasse, 1977).

Au Québec, pour les aquifères, on néglige la déformation du squelette solide tout au long de l'essai afin d'interpréter les essais de perméabilité (Lefranc, 1936, 1937; Mandel, 1939; Taylor, 1948; Luthin & Kirkham, 1949; Hvorslev, 1951; Boersma, 1965; Navfac, 1974; Bouwer & Jackson, 1974; Chapuis et al., 1981).

Plusieurs approches ont été développées pour interpréter les essais de perméabilité, chacune reposant sur des simplifications théoriques. Au Canada, les méthodes les plus utilisées sont: la méthode de Hvorslev (1951), la méthode de Bouwer and Rice (1976), la méthode du graphique des vitesses de Chapuis et al. (1981) et celle élaborée par Chiasson (2005).

2.1.3.1 Méthode d'Horvslev (1951)

La méthode initiale proposée par Hvorslev (1951) est applicable tant aux essais CH que VH.

Dans le contexte d'un essai de perméabilité à charge constante, si on néglige l'emmagasinement, le principe de conservation de la masse implique que le débit traversant le sol (Q_{soil}) est identique

à celui injecté par le tuyau (Q_{inj}). En se basant sur la loi de Darcy, le débit dans le sol (Q_{soil}) peut être exprimé par l'équation suivante :

$$Q_{soil} = ckH = Q_{inj}, \tag{2.9}$$

avec Q le débit, k la conductivité hydraulique, H la colonne moyenne d'eau et c le coefficient de forme de la zone d'injection pour la géométrie de l'essai.

Pour ce type d'essai, on détermine la conductivité hydraulique du sol en calculant le coefficient de forme, qui est lié à la géométrie de la zone d'injection (détaillée ultérieurement), et en mesurant la différence de charge hydraulique pendant l'essai.

Lorsqu'il s'agit d'un essai de perméabilité à charge variable, l'équation utilisée pour calculer le débit d'injection diffère de celle employée dans un essai à charge constante. Cette différence s'explique par le fait que le niveau d'eau dans le tuyau évolue au fil du temps. L'équation correspondante s'exprime comme suit :

$$Q_{inj} = -S_{inj}\frac{dH}{dt} \tag{2.10}$$

Avec $S_{inj} = \pi r^2$ est la section interne du tuyau d'injection avec r est le rayon intérieur du tuyau d'injection.

En combinant les équations (2.9) et (2.10), on trouve;

$$\frac{dH}{dt} = -\frac{ckH}{S_{inj}} \tag{2.11}$$

En reformulant l'équation (2.11) puis en l'intégrant, on obtient la solution de Hvorslev (1951) :

$$\ln\left(\frac{H_1}{H_2}\right) = -\frac{ck}{S_{inj}}(t_1 - t_2), \tag{2.12}$$

où H_1 et H_2 sont les différences de charges aux temps t_1 et t_2 respectivement

La méthode de Hvorslev (1951) consiste donc à tracer ln(H) sur l'axe des Y versus t sur l'axe des X. Si le test est bon, les résultats devront donner une droite linéaire avec une pente $P_1 = -\frac{ck}{S_{inj}}$ ce qui fait que :

$$k = -P_1\frac{S_{inj}}{c} \tag{2.13}$$

2.1.3.2 Méthode de Bouwer et Rice (1976)

Dans le but de déterminer la valeur de k d'un aquifère à nappe captive à partir d'un essai de perméabilité à niveau ascendant, Bouwer and Rice (1976) se sont basés sur l'équation de Thiem pour développer deux équations empiriques qui dépendent de la géométrie du puits.

Par la suite, la méthodologie a été enrichie pour intégrer l'essai à niveau descendant. En outre, Bouwer (1989) a élargi l'application des équations en utilisant le facteur de forme pour évaluer la conductivité hydraulique k dans les aquifères confinés qui reçoivent de l'eau soit par recharge, soit par compression de la couche confinée supérieure.

Le débit dans le puits est exprimé de la manière suivante :

$$Q = 2\pi kL \frac{H}{\ln\left(\frac{R_0}{r_w}\right)} \tag{2.14}$$

R_0 représente le rayon d'influence, soit la distance sur laquelle la charge hydraulique H se dissipe. Ce rayon est estimé en utilisant une approche basée sur une analogie avec les circuits électriques. Quant à r_w, il correspond au rayon de la zone où l'eau est injectée.

En combinant les équations (2.11) et (2.14) puis en intégrant, on trouve :

$$\ln\left(\frac{H_1}{H_2}\right) = -\frac{2\pi Lk}{S_{inj} \ln\left(\frac{R_0}{r_w}\right)}(t_1 - t_2) \tag{2.15}$$

Cette équation est très semblable à la solution de Hvorslev (1951) présentée dans l'équation (2.12), mais qui a été ignorée par Bouwer and Rice (1976). La principale différence réside dans la définition du coefficient c, également appelé facteur de forme, qui est exprimé comme suit :

$$c = \frac{2\pi L}{\ln\left(\frac{R_0}{r_w}\right)} \tag{2.16}$$

Dans le contexte d'un puits partiellement pénétrant, deux expressions empiriques ont été développées pour représenter $\ln\left(\frac{R_0}{r_w}\right)$. Ces formules découlent d'analyses fondées sur des analogies avec des circuits électriques en régime permanent.

$$\ln\left(\frac{R_0}{r_w}\right) = \left[\frac{1.1}{\ln\left(\frac{d}{r_w}\right)} + \frac{A + \frac{Bln(b-d)}{r_w}}{\frac{L}{r_w}}\right]^{-1} \tag{2.17}$$

Où d est la distance entre le niveau d'eau et le fond de la zone d'injection d'eau, b est l'épaisseur saturée de l'aquifère à nappe libre. A, B et C sont des coefficients adimensionnels déterminés par des fonctions de $\frac{L}{r_w}$ comme montre la figure 2.3.

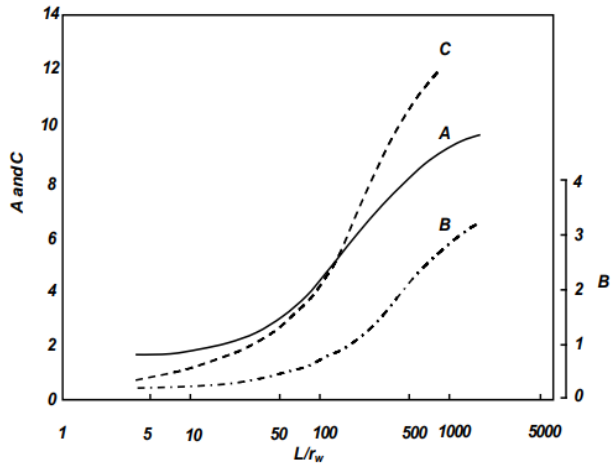

Figure 2.3 Détermination des coefficients A, B et C en fonction de L/r_w selon Bouwer and Rice (1976).

Dans le cas où $b \gg d$, il est recommandé d'imposer une limite supérieure à l'expression $\frac{ln(b-d)}{r_w}$ qui ne dépasse pas la valeur 6.

En revanche, dans la situation spécifique où b est égal à d, le puits devient totalement pénétrant et l'équation (2.17) se simplifie comme suit :

$$\ln\left(\frac{R_0}{r_w}\right) = \left[\frac{1.1}{\ln\left(\frac{d}{r_w}\right)} + \frac{C}{\frac{L}{r_w}}\right]^{-1} \tag{2.18}$$

2.1.3.3 Méthode du graphique des vitesses de Chapuis et al. (1981)

La méthode développée par Chapuis et al. (1981) s'appuie sur les principes établis par Hvorslev (1951), tout en y apportant la correction des erreurs survenant lors des essais de perméabilité. Bien que l'équation (2.4) suggère théoriquement une relation linéaire entre $ln(H)$et

t, les données de terrain révèlent souvent des écarts à cette linéarité, se manifestant par des courbures dans les graphiques (Figure 2.4).

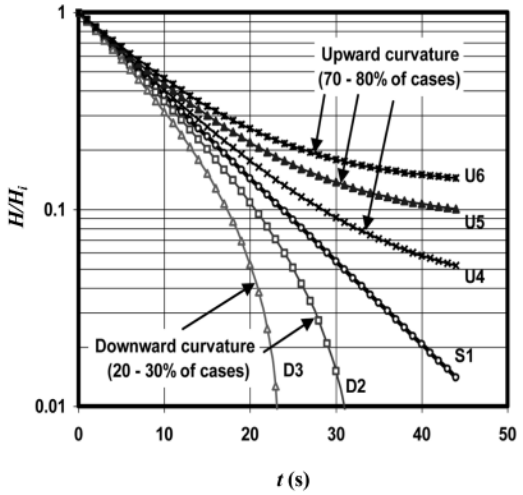

Figure 2.4 Courbes semi logarithmiques courbées (Chapuis, 2015).

Chapuis (2009a) a identifié plusieurs facteurs pouvant expliquer ces erreurs, notamment une estimation imprécise du niveau piézométrique, des erreurs de calibration des capteurs de pression, un état d'équilibre non atteint au moment des mesures ou un court-circuit-hydraulique (CAN/BNQ 2501-135 (*Soils- Determination of permeability by the Lefranc method, 2014, 2018*) et CAN/BNQ 2501-130 (*Soil-Determination of permeability at the endof a Casing, 2018))*.

Un défaut de scellement ou encore une fracture hydraulique pendant l'essai de perméabilité peuvent aussi être des facteurs importants de ces courbures (Chapuis et al., 1981).

La méthode du graphique de vitesses consiste à tracer la vitesse de descente ou de remontée de l'eau en fonction de la valeur moyenne de la colonne d'eau donnée par l'Éq. 2.11. Ce graphe doit produire une ligne droite (Chapuis et al., 1981; Chapuis, 1989, 1998, 2001).

Toutefois, la vraie valeur H n'est pas toujours bien estimée. Ainsi, la valeur réelle H_r est :

$$H_r = H - H_0 \tag{2.19}$$

Ainsi, l'équation (2.11) devient :

$$H = -\frac{S_{inj}}{ck}\frac{dH}{dt} + H_0 \tag{2.20}$$

L'équation (2.20) se traduit graphiquement par une droite dont la pente est égale à $P_2 = \frac{S_{inj}}{ck}$ et dont l'ordonnée à l'origine correspond à H_0 (erreur commise sur *PL*).

Une fois les valeurs H_r trouvées avec le graphique de vitesse, le graphique semi-logarithmique de Hvorslev (1951) peut être corrigé pour donner une ligne droite et une valeur *k* précise.

En conséquence, la première valeur *k* est calculée en utilisant la pente P_2. Après ajustement des valeurs *H*, le graphique semi-logarithmique de Hvorslev (1951) peut être corrigé en une ligne droite et utilisé pour déterminer une deuxième valeur de *k* (à partir de la pente p_1), qui doit être similaire à la première (Eq. 2.20).

La méthode de graphique de vitesses a donc pour but d'éliminer toutes sortes d'erreurs citées précédemment. Elle retire souvent les premières données affectées par les effets dynamiques qui devraient être écartées dans un essai de perméabilité à charge variable sous-amorti (Chapuis, 2012c), où la forme du graphique de vitesse est anormale.

La validité de cette approche a été confirmée par les travaux de Chapuis (1998, 2001, 2015), ce qui a conduit à son intégration dans la norme CAN/BNQ 2501-135 (*Soils- Determination of permeability by the Lefranc method, 2014*). Cette méthode est désormais utilisée en combinaison avec la représentation semi-logarithmique de Hvorslev (1951) pour analyser les résultats des essais de perméabilité à charge variable, qu'ils soient réalisés à niveau ascendant ou descendant.

Une étude ultérieure de Chapuis (2019a) s'est penchée sur les écarts dans l'évaluation des essais de perméabilité à charge variable dans les puits de surveillance. Basée sur l'analyse de centaines d'essais réalisés dans un aquifère à nappe libre, cette recherche a souligné l'importance cruciale des normes dans l'interprétation de ces tests. L'étude a révélé des différences notables entre les estimations de la conductivité hydraulique *k* obtenues par diverses méthodes d'interprétation.

2.1.3.4 Méthode de Chiasson (2005)

Cette approche, également connue sous le nom de "méthode *Z-t″*, s'appuie sur les fondements établis par Hvorslev (1951). Elle se distingue par l'utilisation du meilleur estimateur linéaire non-biaisé, une technique statistique visant à optimiser l'ajustement entre la courbe théorique et les mesures d'élévation de la colonne d'eau au fil du temps. Il est important de noter que l'équation (2.11), mentionnée précédemment, peut être réécrite sous une forme différente comme suit :

$$S_{inj}\frac{dH}{dt} = -ckH \tag{2.21}$$

En tenant compte de la valeur H_0 tirée du graphique des vitesses, on obtient les différences de charge corrigées qui peuvent être tracées en fonction du temps. En intégrant l'équation (2.21) tout en remplaçant H par $(H-H_0)$, on obtient l'équation de base de la méthode de Chiasson :

$$H(t) = H(t=0)e^{-at} + H_0 = H(t=0)e^{-\frac{ck}{S_{inj}}t} + H_0 \tag{2.22}$$

Avec $H(t)$ correspond à la variation des colonnes d'eau en fonction du temps, $H(t=0)$ est la vraie valeur inconnue de différence de charge hydraulique au temps initial, $a = \frac{ck}{S_{inj}}$ est un paramètre.

La détermination de ces paramètres s'effectue en minimisant la somme des carrés des écarts entre les charges expérimentales et celles calculées par l'équation (2.22). La méthode "*Z-t*" est la moins sensible aux erreurs de mesures. Elle a pour but de réduire les instabilités inhérentes aux mesures et d'estimer les colonnes d'eau en s'appuyant sur l'équation (2.22). En pratique, la résolution de cette équation et l'identification de ses inconnues s'opèrent grâce à une technique d'optimisation en minimisant la somme des carrés des résidus, une tâche qui peut être réalisée à l'aide de l'outil 'Solveur' intégré dans Excel.

La méthode de Chiasson (2005, 2012) s'avère particulièrement pertinente lorsque les mesures des colonnes d'eau sont imprécises. Ces imprécisions, une fois amplifiées lors du calcul des vitesses, peuvent entraîner une dispersion notable dans le graphique des vitesses. Pour pallier ces difficultés, deux approches correctives sont envisageables : la méthode du graphique des vitesses de Chapuis et al. (1981) et celle de Chiasson (2005). Ces deux méthodes visent à déterminer l'erreur piézométrique H_0 afin d'ajuster les données, permettant ainsi d'éliminer, la courbure indésirable dans le graphique ln*(H)* versus *t* de la méthode de Hvorslev (1951) si elle existe.

Dans le prolongement de ces travaux, Chapuis and Duhaime (2017) ont approfondi l'étude de l'importance de la précision des données dans l'interprétation des essais de perméabilité à charge variable, tant dans les aquifères confinés que non confinés. Leur recherche a mis en évidence que différentes méthodes d'analyse peuvent produire des résultats variés en fonction de la qualité des données recueillies, notamment la hauteur de la colonne d'eau et le temps. Les auteurs ont souligné que des erreurs dans les mesures peuvent fausser les estimations de conductivité

hydraulique, renforçant ainsi la nécessité d'utiliser des méthodes d'interprétation adaptées qui prennent en compte ces imprécisions et permettent une correction efficace des données.

2.1.4 Coefficient de forme

Le coefficient de forme *c* joue un rôle crucial dans les équations des essais de perméabilité à charge constante et à charge variable pour le calcul de la conductivité hydraulique *k* d'un sol. Il varie en fonction de la géométrie de la zone d'injection (aussi nommée filtre, cavité ou lanterne), des conditions aux frontières (frontière perméable ou imperméable, fond de la zone filtre perméable ou imperméable, etc.) et de l'anisotropie du sol (Ratnam et al., 2001; Mata Mena, 2003). Il existe plusieurs façons qui permettent de déterminer la valeur de cette constante à savoir des méthodes analytiques, électriques analogiques et numériques dépendamment de la forme de la lanterne (sphériques, cylindriques, circulaire etc.)

Il est important de souligner que parmi ces diverses configurations de lanternes, les formes sphériques et cylindriques prédominent dans la pratique. Ceci a suscité le développement de nombreuses formules analytiques. Bien que la littérature scientifique soit riche en propositions, nous nous concentrerons ici sur les expressions les plus reconnues et largement adoptées dans le domaine.

Dans le cas d'un essai au bout de tubage dans un piézomètre à disque circulaire et en se basant sur une approximation graphique des réseaux d'écoulement radial (Harza, 1935; Taylor, 1948), l'eau est introduite par une ouverture de diamètre *D* et le facteur de forme s'écrit comme suit;

$$c = 2.75D \tag{2.23}$$

Dachler (1936) a développé une formule pour modéliser une zone d'injection cylindrique. Sa méthode consiste à remplacer initialement cette zone par un semi-ellipsoïde ayant une surface équivalente qui représente un tubage de piézomètre étendu à une limite imperméable. Par la suite, il a étendu sa formule à l'ensemble de la zone d'injection, permettant ainsi une représentation plus complète et précise du phénomène. Le coefficient de forme a comme expression :

$$c = \frac{2\pi L}{ln\left[\frac{L}{D} + \sqrt{1 + \left(\frac{L}{D}\right)^2}\right]} \tag{2.24}$$

où *L* et *D* sont respectivement la longueur et le diamètre de la zone d'injection.

Pour les grandes valeurs de $\frac{L}{D}$, l'équation (2.24) est simplifiée comme suit :

$$c = \frac{2\pi L}{ln(\frac{2L}{D})} \qquad \frac{L}{D} > 4 \tag{2.25}$$

Dans sa démarche visant à évaluer le coefficient de forme, Schneebeli (1954) a proposé une approche simplificatrice. Il a aussi opté pour une approximation géométrique en substituant la zone cylindrique par une sphère équivalente :

$$c = 2\pi D\sqrt{\frac{L}{D} + \frac{1}{4}} \qquad 1 \leq \frac{L}{D} \leq 8 \tag{2.26}$$

Bien que ces équations conservent leur validité dans des contextes théoriques de milieu illimité, la réalité des essais de terrain introduit souvent des contraintes spatiales. En effet, les essais peuvent être réalisés à proximité d'une frontière, qu'elle soit perméable ou imperméable, ce qui nous place dans le cas d'un milieu fini.

Lorsque l'essai se fait dans un milieu fini près d'une frontière qui est située à une distance qui ne dépasse pas 5*D* (pour un essai au bout de tubage) et 5*L* (pour un essai Lefranc), le facteur de forme *c* doit être ajusté. Dans le scénario d'un puits entièrement pénétrant dans un aquifère confiné d'épaisseur b, le facteur de forme modifié peut être calculé à l'aide de l'équation de Bouwer and Rice (1976) :

$$c = \frac{2\pi L}{\ln\left(\frac{R_0}{r_w}\right)} \tag{2.27}$$

$ln(\frac{R_0}{r_w})$ peut être déterminé par les équations (2.17 et 2.18) citées précédemment.

Pour l'essai à charge variable dans un puits d'observation, afin de calculer une valeur précise d'un facteur de forme avec une erreur relative de 10%, il est recommandé d'utiliser les équations (2.25) et (2.26) (Chapuis, 1999).

Il convient de souligner, même si le coefficient de forme occupe une place importante dans l'évaluation des propriétés hydrauliques, notamment lors des essais de perméabilité, il constitue souvent une source d'incertitude, car il dépend fortement de la précision avec laquelle la forme et la configuration du système sont caractérisées. Contrairement à d'autres paramètres comme la

perméabilité ou la porosité, qui peuvent être mesurés plus directement, le coefficient de forme est plus difficile à estimer de manière fiable. Une mauvaise estimation de ce coefficient peut donc entraîner des erreurs significatives dans l'interprétation des résultats.

2.1.5 Méthodes de prédiction de la conductivité hydraulique saturée

La prédiction de la conductivité hydraulique saturée k_{sat} d'un sol repose sur ses propriétés granulométriques, telles que le diamètre des grains, l'indice des vides et la surface spécifique. Le choix de la méthode appropriée dépend du type de sol étudié, chaque échantillon doit répondre à des critères spécifiques (Chapuis, 2012a). Pour les sols non plastiques comme le sable, le gravier et le silt, diverses méthodes ont été développées. Parmi les approches les plus reconnues, on peut citer la combinaison des méthodes de Hazen (1892) combinée avec Taylor (1948), la méthode proposée par Navfac (1974), l'approche de Chapuis (2004b) ainsi que l'équation de Kozeny-Carman. La plupart de ces approches utilisent le diamètre d_{10} comme indicateur principal, mais d'autres méthodes existent, utilisant différents diamètres caractéristiques : Harleman (1963) se basent sur d_{50}, Kenney et al. (1984) sur d_5, et Alyamani et Sen (1993) combinent d_5 et d_{10}. Il est important de noter que toutes ces méthodes ont été développées pour une température de référence de 20°C.

2.1.5.1 Méthode de Hazen combinée avec celle de Taylor

La formule de Hazen (1892) permet d'estimer la conductivité hydraulique saturée d'un sable lâche uniforme. Cette méthode est applicable sous certaines conditions spécifiques : l'indice des vides (e) du sol doit être proche de sa valeur maximale (e_{max}), le coefficient d'uniformité (C_U) doit être inférieur ou égal à 5, et le diamètre effectif des grains (d_{10}) doit se situer entre 0,1 mm et 3 mm où d_{10} représente le diamètre des particules correspondant à 10% de passant sur la courbe granulométrique. Sa formule est exprimée par l'équation suivante :

$$k_{sat}(cm/s) = (d_{10}(mm))^2 \tag{2.28}$$

Il est important de souligner que la formule de Hazen (1892) tend à surestimer la conductivité hydraulique saturée si l'une des conditions citées ci-dessus n'est pas respectée. Bien que l'équation (2.28) de Hazen (1892) soit fréquemment citée dans de nombreux ouvrages, elle ne représente pas sa formulation originale et exacte. Sa véritable formule, souvent mal rapportée,

est en réalité plus complexe et précise. Cette formule authentique, qui diffère de la version simplifiée couramment utilisée, est présentée dans l'équation ci-dessous :

$$k_{sat}(cm/s) = 1.157\left(\frac{d_{10(\mathrm{mm})}}{1mm}\right)^2\left[0.7 + 0.03\left(\frac{T}{1^0C}\right)\right] \tag{2.29}$$

Où k_{sat} est la conductivité hydraulique à la saturation et T est la température. Pour l'équation (2.28), la température serait de 5,50 °C selon les manuels. Au sein du laboratoire, on utilise une température de référence qui est égale à 20 °C ainsi :

$$k_{sat}(20^0C, e_{max}, cm/s) = 1.5d_{10}^2(mm^2) \tag{2.29}$$

Sachant que la conductivité hydraulique d'un sol varie en fonction de son indice des vides, Taylor (1948) a développé une équation qui illustre cet effet et qui peut être exprimée de la manière suivante :

$$k_{sat}(e) = \frac{Ae^3}{(1+e)} \tag{2.30}$$

Où A est un paramètre intrinsèque du sol et e est son indice des vides.

Dans les applications pratiques, la détermination du paramètre A s'effectue en deux étapes complémentaires. Initialement, on utilise la formule originale de Hazen (1892) pour calculer $k_{sat}(e_{max})$, qui représente la conductivité hydraulique saturée à l'indice des vides maximal (e_{max}). Ensuite, on applique la formule de Taylor (1948) permettant d'estimer la conductivité hydraulique saturée $k_{sat}(e)$ pour toute valeur d'indice des vides e. Cette approche combinée est synthétisée dans l'équation suivante :

$$k_{sat}(cm/s) = 1.157\left(\frac{d_{10}(mm)}{1mm}\right)^2\left[0.7 + 0.03\left(\frac{T}{1^0C}\right)\right] = \frac{Ae_{max}^3}{(1+e_{max})} \tag{2.31}$$

Après avoir déterminé la constante A spécifique au sol étudié à l'aide de l'équation (2.31), il devient possible d'appliquer la formule de Taylor (1948) pour estimer la conductivité hydraulique saturée du sol pour différentes valeurs d'indice des vides.

Une méthode alternative de calcul consiste à établir un rapport entre les conductivités hydrauliques saturées obtenues respectivement par les formules de Hazen (1892) et de Taylor (1948). Cette approche est exprimée par l'équation suivante :

$$\frac{k_{sat}(e)}{k_{sat}(Hazen)} = \left(\frac{e^3}{e_{max}^3}\right)\left(\frac{1+e_{max}}{1+e}\right) \tag{2.32}$$

2.1.5.2 Méthode de Kozeny-Carman

La méthode de Kozeny-Carman a été développée suite aux travaux indépendants de Kozeny (1927) et est valable pour les sables, mais non pas pour les argiles (Taylor, 1948; Lambe & Whitman, 1969). À la suite d'une série d'essais rigoureux visant à améliorer la précision de cette approche, Chapuis et Aubertin (2003) ont proposé une version modifiée de la formule originale. Leur nouvelle équation, basée sur des données expérimentales approfondies, est applicable aussi bien aux sols plastiques que non plastiques et est présentée ci-dessous :

$$\log\big(k_{sat}(m/s)\big) = 0.5 + \log\left(\frac{e^3}{G_s^2 S_s^2(1+e)}\right) \tag{2.33}$$

où G_S est la densité des solides S_s est la surface spécifique du sol (m^3/kg).

L'application de cette formule nécessite au préalable la détermination de la surface spécifique du sol, calculée à partir des données granulométriques, en utilisant l'équation de Chapuis and Légaré (1992) présentée ci-dessous :

$$S_s = \sum \frac{P_D - P_d}{d} \tag{2.34}$$

Où $P_D - P_d$ est le pourcentage passant entre deux tamis consécutifs, P_D et P_d sont respectivement les pourcentages du sol traversant le tamis avec une taille de maille supérieure D et inférieure d.

La surface spécifique des sols granulaires est fortement influencée par la proportion de particules fines présentes. Pour une évaluation plus complète de la distribution des tailles de particules, notamment lorsque le sol contient une quantité significative de particules fines, il est souvent nécessaire de compléter l'analyse granulométrique par une analyse sédimentométrique (ASTM D422, *Standard Test Method for Particle Size Analysis of Soils, 2011*).

La courbe granulométrique d'un sol contient un diamètre minimum mesuré d_{min} et il est crucial de considérer l'influence des particules plus fines que d_{min}. Pour ce faire, un concept de diamètre équivalent d_{eq}, défini par l'équation (2.35), est introduit :

$$d_{eq} = \frac{d_{min}}{\sqrt{3}} \tag{2.35}$$

La précision de l'estimation de la conductivité hydraulique dépend fortement des particules plus fines que d_{min}. Chapuis (2008a) souligne qu'un pourcentage de passant élevé après d_{min}, s'il n'est pas correctement pris en compte, peut conduire à sous-estimer la surface spécifique et, par conséquent, à surestimer la conductivité hydraulique. Il est donc crucial d'obtenir une courbe granulométrique aussi précise que possible pour les fines particules afin de garantir la fiabilité des résultats.

Cependant, Mitchell and Soga (2005) mettent en évidence les limitations de cette méthode qui, selon eux, s'avère peu adaptée aux sols à granulométrie uniforme, tels que les sables et les graviers, ainsi qu'aux argiles à granulométrie étalée.

2.1.5.3 Méthode de Navfac DM7

L'application de la formule de Navfac (1974) est soumise à des critères granulométriques spécifiques du sol. Pour être valide, cette méthode requiert que le coefficient d'uniformité (C_U) se situe entre 2 et 12, que le rapport entre d_{10} et d_5 n'excède pas 1,4, que le diamètre effectif d_{10} soit compris entre 0,1 mm et 2 mm, et que l'indice des vides du sol se maintienne dans l'intervalle de 0,3 à 0,7.

Cette méthode est initialement présentée sous forme graphique, établissant une relation entre log*(k)* et log*(d_{10})*. Cette représentation est spécifiquement applicable aux sables et aux mélanges sablo-graveleux satisfaisant les critères précédemment énoncés. À la suite d'une analyse approfondie de ce graphique, Chapuis et al. (1989b) ont réussi à déduire une expression mathématique, traduisant cette relation graphique :

$$k_{sat}(cm/s) = 10^{1.291e-0.6435}\left(d_{10}(mm)\right)^{10^{0.5504-0.2937e}} \tag{2.36}$$

Il est à noter que le non-respect d'une ou plusieurs des conditions citées précédemment peut entraîner une surestimation significative de la conductivité hydraulique.

2.1.5.4 Méthode de Mbonimpa et al. (2022)

Mbonimpa et al. (2002) ont élaboré une version améliorée de la formule de Kozeny-Carman, connue sous le nom de "méthode de Kozeny-Carman modifiée" (KCM). Cette approche, applicable tant aux sols granulaires qu'aux sols plastiques, vise à estimer la conductivité hydraulique saturée. Pour les sols granulaires en particulier, Mbonimpa et al. (2002) ont développé une équation qui prend en compte à la fois les propriétés du fluide et la distribution des pores dans le sol. Cette formule est présentée ci-dessous :

$$k_{sat}(cm/s) = C_G \frac{\gamma_w}{\mu_w} \frac{e^{3+x}}{1+e} C_u^{\frac{1}{3}} d_{10}^2 \tag{2.37}$$

Où C_G est une constante du modèle qui est environ égale à 0,1, γ_w est le poids volumique de l'eau, μ_w est la viscosité dynamique de l'eau, C_u et le coefficient d'uniformité, d_{10} est la taille à 10 % de passant et x est une constante du modèle indépendante du type de sol.

En ce qui concerne les sols fins, ces auteurs ont proposé une équation spécifique adaptée à leurs caractéristiques particulières. Cette formule est exprimée comme suit :

$$k_{psat} = C_p \frac{\gamma_w}{\mu_w} \frac{e^{3+x}}{1+e} \frac{1}{\rho_s^2 W_L^{2\chi}} \tag{2.38}$$

Où k_{psat} est la conductivité hydraulique saturée d'un sol plastique, C_p est une constante du modèle, ρ_s est la masse volumique des grains solides, W_L est la limite de liquidité du sol et χ est un paramètre lié au matériau.

2.1.5.5 Méthode de Chapuis

La méthode développée par Chapuis (2004b) offre une approche polyvalente pour l'estimation de la conductivité hydraulique saturée, applicable à une large gamme de sols non plastiques, y compris les silts. Cependant, elle est imprécise dans le cas des matériaux concassés comme les résidus miniers. Pour garantir la validité et la précision des résultats obtenus par cette méthode, le sol étudié doit répondre à plusieurs critères spécifiques. Le sol étudié doit être d'origine naturelle, son d_{10} doit être compris entre 0,003 mm et 3 mm et son indice des vides doit être compris entre 0,3 et 1. Ainsi, la conductivité hydraulique du sol sera déterminée en utilisant la formule suivante :

$$k_{sat}(cm/s) = 2.4622 \left(\frac{d_{10}^2 e^3}{1+e}\right)^{0.7825} \tag{2.40}$$

La figure (2.5) illustre l'évaluation comparative des différentes méthodes d'estimation de la conductivité hydraulique, telle que présentée par (Chapuis, 2008a).

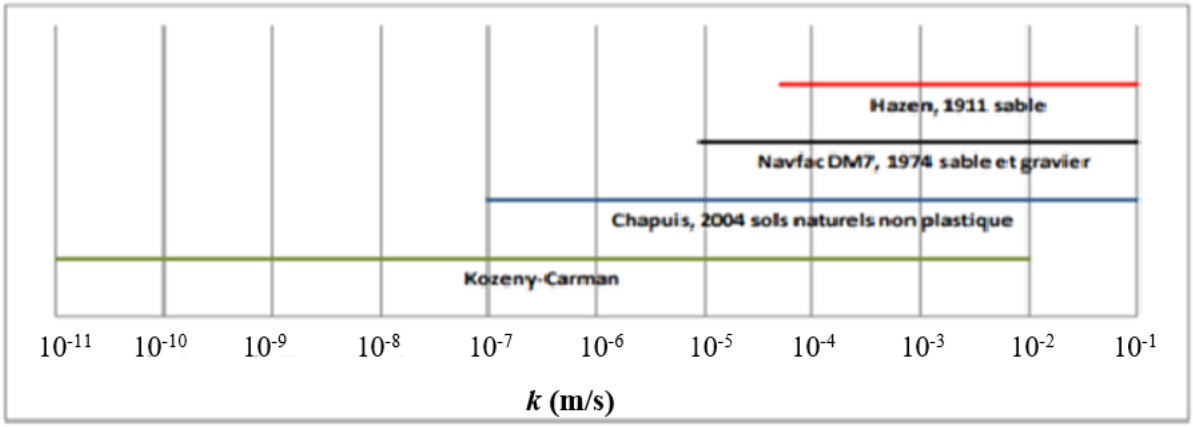

Figure 2.5 Domaine de validité des méthodes prédictives (Chapuis, 2008a).

2.1.5.6 Méthode de Côté et al. (2011)

Côté et al. (2011) ont proposé une version modifiée de la méthode de Chapuis (2004b) pour estimer la conductivité hydraulique saturée du sol. Leur approche intègre des paramètres supplémentaires liés à la distribution granulométrique du sol. Leur équation est exprimée comme suit :

$$k_{sat}(m/s) = A\alpha^{B} = 0.0246\alpha^{0.7825} \tag{2.41}$$

Où A et B sont deux coefficients qui dépendent de la granulométrie du sol et α est un paramètre défini par l'expression suivante :

$$\alpha = d_{10}^{2}(mm^{2})\frac{n^{3}}{1-n} \tag{2.42}$$

Où n est la porosité du sol.

L'étude de Côté et al. (2011) a évalué l'applicabilité de la méthode de Chapuis (2004b) pour estimer la conductivité hydraulique saturée des sables granitiques concassés. Leurs résultats ont démontré que cette méthode est valide pour ces sols lorsque le paramètre α dépasse la valeur 0,01 mm². Cette méthode tend néanmoins à surestimer la conductivité hydraulique saturée pour des valeurs de α inférieures ou égales à 0,01 mm².

2.1.5.7 Méthode de Nguyen et Indraratna (2020)

Nguyen and Indraratna (2020) ont proposé une méthode plus précise pour prédire la conductivité hydraulique saturée des sols en tenant compte de la forme des particules, un aspect négligé par les approches antérieures. Ils ont utilisé la technique de tomographie assistée par ordinateur pour déterminer les paramètres de forme des sols grossiers, qu'ils ont ensuite intégrés dans la formule de Kozeny-Carman. Leur étude a révélé que k_{sat} varie significativement en fonction de la forme des particules, même lorsque la granulométrie reste constante. Ils ont notamment constaté que les sols avec des particules moins sphériques présentent une conductivité hydraulique plus faible, soulignant ainsi l'importance de prendre en compte la forme des grains dans l'estimation de la conductivité hydraulique des sols.

2.1.6 Essais de perméabilité au laboratoire

Dans le contexte des essais de perméabilité en laboratoire sur des sols pulvérulents, on recourt généralement à l'application des essais de perméabilité à charge constante et à charge variable dans un perméamètre à parois rigides. Il est crucial d'atteindre un degré de saturation du sol le plus élevé possible, théoriquement 100%, car la conductivité hydraulique en dépend directement. Pour optimiser la saturation, Chapuis et al. (1989a) et Chapuis (2004a) recommandent une technique spécifique : faire circuler de l'eau désaérée et déminéralisée à faible débit dans un écoulement ascendant sous vide. Ils préconisent également une période de circulation d'eau d'au moins 24 heures avant le début de l'essai, pouvant s'étendre jusqu'à un mois pour les essais en colonne, afin d'assurer une saturation complète et des résultats fiables.

Plus récemment, Chapuis et al. (2020) ont proposé des améliorations supplémentaires, recommandant l'ajout de deux exigences aux normes ASTM D2434 (*Standard D2434—Permeability of granular soils (Constant Head, 2019)* et ASTM D5856 (*Measurement of hydraulic conductivity of porous material using a rigid-wall compaction-mold, 2015*) : l'utilisation d'un perméamètre étanche à l'eau et à l'air, et la vérification de la saturation complète de l'échantillon avant les mesures. Ces recommandations visent à renforcer la fiabilité des résultats en garantissant des conditions optimales de saturation et d'étanchéité, deux facteurs essentiels pour obtenir des mesures précises de la conductivité hydraulique dans les sols pulvérulents.

2.1.6.1 Essai de perméabilité à niveau constant

La conductivité hydraulique de l'échantillon, lors d'un essai de perméabilité à niveau constant, est établie lorsque le gradient hydraulique atteint un état stable, tout en prenant en compte le débit nécessaire pour maintenir ce niveau. Cette conductivité est exprimée à l'aide de l'équation suivante, qui repose sur la loi de Darcy :

$$k = -\frac{Q}{A\frac{dH}{L}} \tag{2.43}$$

Où Q est le débit sortant de l'échantillon, A est l'aire de l'échantillon dans le perméamètre, L correspond à la longueur de l'échantillon et dH est la différence de charge appliquée.

Dans le cadre de ce cas pratique, l'essai est généralement réalisé deux à trois fois, en modifiant à chaque fois le gradient hydraulique, tout en respectant les étapes définies par la norme ASTM D2434 (*Standard D2434—Permeability of granular soils (Constant Head, 2019).*

2.1.6.2 Essai de perméabilité à charge variable

La détermination de la conductivité hydraulique d'un échantillon lors d'un essai de perméabilité à niveau variable repose sur l'observation des variations de la différence de charge hydraulique dans la burette d'injection au fil du temps. Pour ce faire, il est nécessaire d'installer deux burettes identiques, l'une à l'entrée et l'autre à la sortie du spécimen. Au début de l'essai, un volume précis d'eau est ajouté dans la burette d'entrée, et il convient de noter la vitesse de montée de l'eau dans la burette de sortie ainsi que celle de descente dans la burette d'entrée, jusqu'à ce que les niveaux d'eau atteignent un état d'équilibre. Cette procédure permet ainsi de calculer la conductivité hydraulique de l'échantillon :

$$k = \frac{aL}{A}\frac{\ln(H_1 - H_2)}{t_1 - t_2} \tag{2.44}$$

où a est l'aire de la burette et H_1 et H_2 sont les différences de charge hydraulique entre l'entrée et la sortie de l'échantillon mesurées aux temps t_1 et t_2.

Lorsque le sol est très perméable, il est conseillé de réaliser des essais de perméabilité à charge constante plutôt que des essais à charge variable. En effet, les pertes de charge observées dans les burettes et les erreurs de mesure potentielles, dues aux fluctuations rapides du niveau d'eau dans celles-ci, peuvent compromettre la fiabilité des résultats.

2.1.6.3 Conductivité hydraulique à température standard

Lorsque la température durant l'essai de perméabilité en laboratoire diffère de la température de référence standard de 20 °C, il est nécessaire d'ajuster la valeur de conductivité hydraulique obtenue. Cette correction, prescrite par la norme ASTM D2434 (*Standard D2434—Permeability of granular soils (Constant Head, 2019)*, vise à normaliser les résultats à une température de référence de 20°C. Le processus d'ajustement consiste à multiplier la valeur de conductivité hydraulique mesurée par le rapport entre la viscosité de l'eau à la température de l'essai et celle à 20°C. Cette correction est exprimée par l'équation suivante :

$$k_{20^0C} = \frac{\eta_T}{\eta_{20^0C}} k_T \tag{2.45}$$

Avec :

$$\frac{\eta_T}{\eta_{20^0C}} = 5{,}80346.10^{-4}T^2 - 4{,}84956.10^{-2}T + 1{,}73528 \tag{2.46}$$

Où k_{20^0C} est la conductivité hydraulique corrigée à 20°C, $\frac{\eta_T}{\eta_{20^0C}}$ est le ratio de viscosité de l'eau à la température de l'essai par celle à 20°C, k_T est la conductivité hydraulique de l'essai à une température donnée différente de 20°C et *T* est la température de l'essai.

2.1.7 Relation entre la vitesse régionale d'écoulement et la vitesse au puits

2.1.7.1 Méthode de Drost et al. (1968)

La vitesse régionale d'écoulement se réfère au flux naturel de l'eau souterraine dans l'aquifère, avant toute perturbation causée par la mise en place d'un forage ou l'installation d'un puits. Dans ce contexte, Drost et al. (1968) ont élaboré une équation établissant une relation entre cette vitesse régionale et la vitesse observée au niveau du puits. Cette formulation prend en compte les variations de conductivité hydraulique au sein de l'aquifère, de la crépine et du matériau filtrant mais elle ignore l'effet des porosités effectives de chaque élément. L'équation est présentée ci-dessous :

$$q_0 = \frac{q}{\alpha} \tag{2.47}$$

Avec q_0 est la vitesse de Darcy dans l'aquifère, q est la vitesse au puits et α est un paramètre de correction qui prend en considération les différentes conductivités hydrauliques de l'aquifère, de

la crépine et du matériau filtre situé autour de cette dernière. Il est défini par la formule ci-dessous en supposant que le régime d'écoulement est laminaire :

$$\alpha = \frac{8}{\left(1+\frac{k_A}{k_F}\right)\left[\left(1+\left(\frac{r_1}{r_2}\right)^2\right)+\frac{k_F}{k_S}\left(1-\left(\frac{r_1}{r_2}\right)^2\right)\right]+\left(1-\frac{k_A}{k_F}\right)\left[\left(\left(\frac{r_1}{r_3}\right)^2+\left(\frac{r_2}{r_3}\right)^2\right)+\frac{k_F}{k_S}\left(\left(\frac{r_1}{r_3}\right)^2-\left(\frac{r_2}{r_3}\right)^2\right)\right]} \tag{2.48}$$

k_S, k_F et k_A représentent respectivement les conductivités hydrauliques de la crépine, du matériau filtre et de l'aquifère. Quant aux r_1, r_2 et r_3, ils représentent respectivement le rayon interne du tubage du puits, son rayon externe et le rayon externe du matériau filtre.

Dans le cas où on ne dispose pas de massif filtrant, $r_2 = r_3$ et $k_F = k_A$. Donc le coefficient de correction α est réduit à :

$$\alpha = \frac{4}{\left(1+\left(\frac{r_1}{r_2}\right)^2\right)+\frac{k_A}{k_S}\left(1-\left(\frac{r_1}{r_2}\right)^2\right)} \tag{2.49}$$

Pour pouvoir utiliser cette formule, il faut que la conductivité hydraulique de la crépine soit supérieure à celle du matériau filtre et que cette dernière soit supérieure à 10 fois celle de l'aquifère.

2.1.7.2 Méthode de Klammer et al. (2007)

Klammler et al. (2007) ont mis dans le puits un système de mesure très perméable qu'on appelle PFM "Passive Flow-Meter" dont la conductivité hydraulique est égale à celle de l'eau dans la crépine. Cet appareil de mesure , développé par Hatfield et al. (2004) et Annable et al. (2005) est conçu pour mesurer la vitesse de l'eau dans des puits et des flux de contaminants ainsi que la direction de l'écoulement souterrain.

La distorsion du champ de vitesse dans un aquifère homogène dépend donc des conductivités hydrauliques du PFM, de la crépine, du massif filtrant autour de la crépine, de l'aquifère ainsi que le rapport entre l'épaisseur du matériau filtre et le rayon du PFM. Leur formule, exprimée dans Basu et al. (2006) et Borke (2007) s'écrit sous la forme suivante :

$$q_0 = \frac{q}{\alpha} \tag{2.50}$$

q_0 est la vitesse de Darcy dans l'aquifère, q est la vitesse dans le puits à travers le PFM et α est un facteur de convergence/divergence de l'écoulement au voisinage du puits en présence ou en absence du PFM. Ce facteur est calculé par la théorie des potentiels complexes en supposant que

l'écoulement est uniforme et laminaire dans un domaine homogène (Klammler et al., 2007).
Dans le cas où le PFM est placé dans un puits équipé d'une crépine et d'un matériau filtre autour d'elle (Figure 2.6), le facteur α est calculé comme suit :

$$\alpha = \frac{8}{\left(1+\frac{k_A}{K_F}\right)\left(1+\frac{k_F}{k_S}\right)\left(1+\frac{k_S}{k_P}\right)+\left(1-\frac{k_A}{k_F}\right)\left(1-\frac{k_F}{k_S}\right)\left(1+\frac{k_S}{k_P}\right)\left(\frac{r_2}{r_3}\right)^2+\left(1+\frac{k_A}{k_F}\right)\left(1-\frac{k_F}{k_S}\right)\left(1-\frac{k_S}{k_P}\right)\left(\frac{r_1}{r_2}\right)^2+\left(1-\frac{k_A}{k_F}\right)\left(1+\frac{k_F}{k_S}\right)\left(1-\frac{k_S}{k_P}\right)\left(\frac{r_1}{r_3}\right)^2} \quad (2.51)$$

Où k_p représente la conductivité hydraulique du PFM.
Néanmoins, dans le cas où le PFM est placé dans un puits équipé d'une crépine seulement, sans matériau filtre, le facteur α est calculé comme suit :

$$\alpha = \frac{4}{\left(1+\frac{k_A}{k_S}\right)\left(1+\frac{k_S}{k_P}\right)+\left(1-\frac{k_A}{k_S}\right)\left(1-\frac{k_S}{k_P}\right)\left(\frac{r_1}{r_2}\right)^2} \quad (2.52)$$

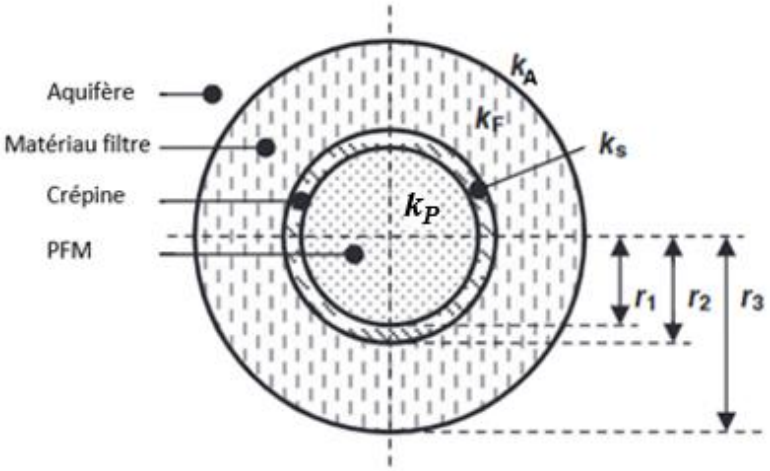

Figure 2.6 Puits installé dans un aquifère homogène (r_1 est le rayon interne de la crépine; r_2 est le rayon externe de la crépine; r_3 est le rayon externe du massif filtrant; k_A est la conductivité hydraulique de l'aquifère; k_S est la conductivité hydraulique de la crépine; k_F est la conductivité hydraulique du matériau filtre; k_P est la conductivité hydraulique de PFM)
(Verreydt et al., 2015).

2.2 Théorie des essais de traceur non réactif

2.2.1 Mécanismes de transport

Le transport d'un traceur non réactif dans un milieu saturé est modélisé par l'équation d'advection-dispersion. Ce traceur, caractérisé par son absence d'interaction avec le milieu environnant, permet d'étudier les mouvements des fluides sans altérer le système.

Le transport d'un traceur non réactif en milieu saturé est gouverné par deux mécanismes fondamentaux : l'advection et la dispersion hydrodynamique. Ces processus combinés déterminent la distribution spatiale et temporelle du traceur dans le milieu saturé.

L'équation de transport, également connue sous le nom d'équation d'advection-dispersion, modélise mathématiquement le comportement du traceur non réactif dans un milieu saturé (les processus de dégradation et de source sont négligés). Cette formulation exprime l'évolution spatio-temporelle de la concentration du traceur au sein du milieu étudié. En une dimension, elle peut être exprimée sous la forme suivante :

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D\frac{\partial^2 C}{\partial x^2} - v\frac{\partial C}{\partial x} \tag{2.53}$$

où C est la concentration du contaminant, t est le temps, D est le coefficient de dispersion hydrodynamique et v est la vitesse d'écoulement linéaire moyenne (la vitesse de Darcy divisée par la porosité effective en milieu saturé).

Le coefficient de dispersion hydrodynamique est relié à la dispersivité par la relation suivante :

$$D = \alpha v + D^* \tag{2.54}$$

où α représente la dispersivité (longitudinale ou transversale) et D^* est le coefficient de diffusion moléculaire.

2.2.1.1 Advection

L'advection correspond au déplacement du traceur avec le fluide en mouvement. L'advection est représentée mathématiquement, dans l'équation (2.53), par le deuxième terme. En l'absence d'autres processus, l'advection pure conserve la masse totale du traceur tout en déplaçant son centre de masse, provoquant un déplacement de la distribution du traceur dans la direction de l'écoulement sans modifier sa masse. Cependant, dans les milieux naturels, l'advection agit

conjointement avec la dispersion et la diffusion, influençant la forme finale du panache de traceur.

2.2.1.2 Dispersion hydrodynamique

La dispersion d'un traceur non réactif dans un milieu poreux saturé est un phénomène complexe résultant de l'interaction de plusieurs processus. Le principal mécanisme est la dispersion hydrodynamique, qui combine deux effets distincts : la dispersion mécanique et la diffusion moléculaire.

2.2.1.2.1 Dispersion mécanique

La dispersion mécanique provoque l'étalement du traceur dû aux variations de vitesse à l'échelle microscopique, causées par les hétérogénéités du milieu poreux (Rivard, 2001). Ces hétérogénéités, notamment les différences de perméabilité et de porosité au sein du milieu, contribuent à accentuer la dispersion du traceur. En d'autres mots, la dispersion mécanique s'explique par les variations de vitesse et de trajet du fluide à l'échelle microscopique dans le milieu poreux. Au sein d'un pore, la vitesse du fluide est plus élevée au centre que près des parois des grains. De plus, les pores de grande taille permettent un écoulement plus facile que les pores plus petits. La tortuosité du milieu joue également un rôle important : les particules de traceur suivent des chemins de longueurs variables en fonction de la disposition et de la taille des grains qu'elles doivent contourner. Ces différents facteurs combinés contribuent à l'étalement progressif du traceur dans le milieu poreux au cours de son transport.

Il est important de noter que la dispersion peut varier en fonction de l'échelle d'observation et des caractéristiques du milieu. Dans les milieux très hétérogènes ou fracturés, la dispersion peut être plus prononcée que dans les milieux homogènes (Becker, 2004).

Pour évaluer la dispersion dans un milieu poreux, on peut effectuer des essais de traceur spécifiques. Ces essais impliquent généralement deux types d'injections : l'injection impulsionnelle (instantanée) et l'injection en échelon (continue). Une fois l'essai réalisé, l'analyse de la courbe de restitution (courbe de percée), qui représente la concentration du traceur en fonction du temps à un point d'observation donné, permet ensuite de déterminer les paramètres caractéristiques de la dispersion dans le milieu étudié.

Ce phénomène est souvent représenté par un terme de type diffusif dans l'équation d'advection-dispersion, avec un coefficient de dispersion qui dépend du fluide, du régime d'écoulement et de la géométrie du système.

Les études menées en conditions saturées et non saturées ont démontré une relation directe entre le coefficient de dispersion et la vitesse moyenne de l'eau dans les pores. En milieu saturé, cette proportionnalité a été confirmée par plusieurs chercheurs (Sato et al., 1995; Matsubayashi et al., 1997; Fesch et al., 1998). De façon similaire, cette corrélation a également été observée en conditions non saturées, comme l'ont rapporté Yule and Gardner (1978), James and Rubin (1986) et Maraqa et al. (1997).

Le coefficient de dispersion mécanique est exprimé par la relation suivante :

$$D_L = \alpha_L v \tag{2.55}$$

$$D_T = \alpha_T v \tag{2.56}$$

D_L et D_T représentent respectivement les coefficients de dispersion mécanique longitudinale et transversale, α_L et α_T sont respectivement les dispersivitiés longitudinale et transversale et v est la vitesse d'écoulement moyenne.

Klotz et al. (1980) ont constaté que la relation linéaire entre le coefficient de dispersion mécanique et la vitesse d'écoulement est plus fiable dans les milieux poreux ayant un faible coefficient d'uniformité (milieux à granulométrie plus homogène).

Quant à la dispersivité, elle est un paramètre fondamental qui caractérise la dispersion d'un soluté à travers un milieu poreux. Les propriétés intrinsèques du milieu poreux jouent un rôle crucial dans la détermination de la dispersivité. Xu and Eckstein (1997) ont mis en évidence une corrélation positive entre le coefficient d'uniformité C_u et la dispersivité, tandis qu'ils ont observé une relation inverse avec la porosité. La structure physique du milieu, notamment le diamètre effectif des grains et leur forme, contribue également à influencer ce paramètre.

L’échelle spatiale du problème est un autre facteur déterminant. Gelhar et al. (1992), Ptak et al. (2004) et ESRI (2025) ont souligné que la dispersivité longitudinale augmente avec la distance entre la source et le point d'observation.

L'hétérogénéité du milieu exerce aussi une influence majeure sur la dispersivité. Rivard (2001) a montré que les milieux très hétérogènes, tels que les aquifères fracturés, présentent généralement des dispersivités plus élevées. Dans ce contexte, plusieurs auteurs (Sahimi, 1987; Sahimi & Imdakm, 1988; Sahimi, 1993, 1995) ont développé des modèles mathématiques pour décrire la dispersivité dans des milieux poreux hétérogènes à l'échelle macroscopique.

La connectivité et la tortuosité du milieu sont également des facteurs clés. Rivard (2001) a observé que les milieux moins connectés présentent des valeurs de dispersivité plus élevées, et que la tortuosité des chemins d'écoulement affecte particulièrement la dispersivité près du seuil de percolation.

Enfin, la nature anisotrope de la dispersivité a été mise en évidence par Gelhar et al. (1992), qui ont constaté que la dispersivité transversale est généralement un ordre de grandeur inférieur à la dispersivité longitudinale (Domenico & Schwartz, 1998). Cette observation souligne l'importance de considérer la direction dans les modèles de transport de solutés.

Pour approfondir la compréhension de ce phénomène complexe, Gelhar and Collins (1971) ont proposé une méthode analytique permettant d'évaluer les effets de la non-uniformité de l'écoulement et des coefficients de dispersion variables dans les problèmes de transport de solutés.

La dispersivité est un paramètre essentiel, mais souvent sujet à débat, dans la modélisation des eaux souterraines. Sa complexité fait qu’il n’existe pas de méthode d’estimation universelle reconnue à ce jour.

Les travaux de Gelhar et al. (1992) fournissent des données sur les dispersivités de différentes formations géologiques. Le diagramme suivant synthétise les données publiées, illustrant la relation entre la dispersivité longitudinale et l'échelle du problème, définie comme la distance entre la source et le point d'observation.

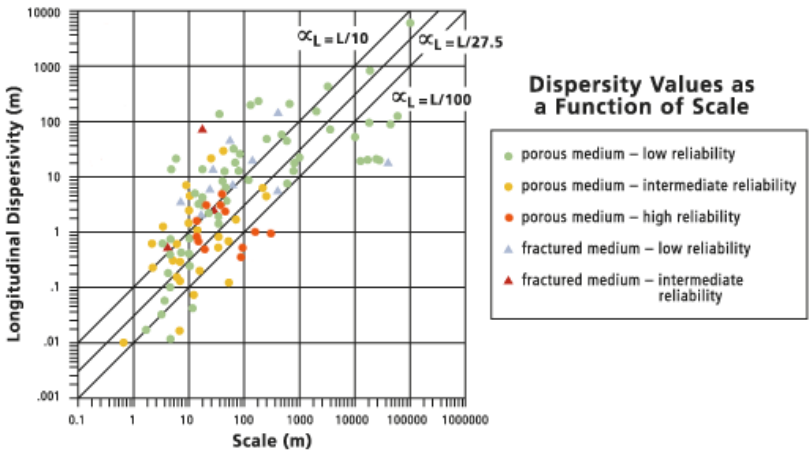

Figure 2.7 Variation de la dispersivité longitudinale en fonction de l'échelle du problème, *L* est la longueur de la trajectoire (ESRI, 2025).

(Chapuis, 2019b) explique la dispersion des valeurs de dispersivité longitudinale principalement par deux facteurs majeurs. D'une part, la dispersivité longitudinale varie en fonction de l'échelle d'observation, c'est-à-dire que plus la distance parcourue par le traceur est grande, plus la valeur mesurée de la dispersivité tend à augmenter, ce qui entraîne une dispersion des résultats obtenus sur le terrain. D'autre part, l'hétérogénéité intrinsèque des aquifères alluviaux stratifiés, caractérisée notamment par la variabilité de la conductivité hydraulique d'une couche à l'autre, accentue cette dispersion en générant des variations locales du transport des solutés. Ainsi, la combinaison de l'effet d'échelle et de l'hétérogénéité du milieu explique la large dispersion des valeurs de dispersivité longitudinale observées lors des essais de traçage in situ.

La figure (2.8) illustre la relation entre la dispersivité longitudinale et la dispersivité transversale, mettant en évidence leur rapport.

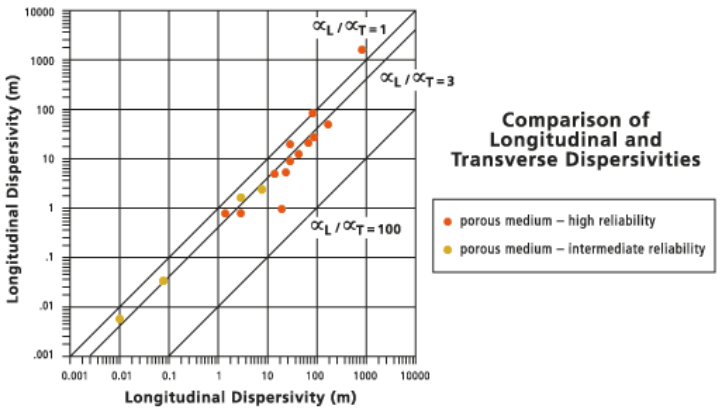

Figure 2.8 Relation entre la dispersivité longitudinale et la dispersivité transversale (ESRI, 2025).

2.2.1.2.2 Diffusion moléculaire

La diffusion moléculaire est un phénomène de transport spontané qui résulte du mouvement aléatoire des particules du traceur (molécules, atomes ou ions) des zones de forte concentration vers les zones de faible concentration, indépendamment du mouvement du fluide (Béchet & Legret, 2004).

Ce mécanisme est influencée par plusieurs facteurs, notamment la température (une température plus élevée augmente l'agitation thermique et donc la diffusion), la taille des particules (les petites particules font diffuser plus rapidement) et la viscosité du milieu (un milieu moins visqueux favorise la diffusion) (Raymond, 2025). La diffusion moléculaire est décrite mathématiquement par les lois de Fick, qui relient le flux de matière au gradient de concentration. Dans un milieu aqueux, ouvert et dépourvu de porosité, la première loi de Fick peut être écrite sous la forme :

$$J = -D_d \nabla(C) \tag{2.57}$$

Où J est le flux de matière, D_d est le coefficient de diffusion, et C est la concentration. Le signe négatif dans l'équation illustre le fait que le transport se produit des zones à forte concentration vers les zones à faible concentration. La seconde loi de Fick, décrit la conservation de la masse du traceur. Elle s'exprime par l'équation :

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D^* \nabla^2(C) \tag{2.58}$$

où t est le temps.

Toutefois, dans un milieu poreux, l'équation (2.57) doit être ajustée et prend la forme suivante :

$$J = -D_{d'}\nabla(C) \tag{2.59}$$

où $D_{d'}$ est le coefficient de diffusion effectif.

Ce coefficient tient compte des caractéristiques du milieu, notamment sa tortuosité et sa porosité. En raison des obstructions créées par les particules solides, sa valeur est plus faible que le coefficient de diffusion mesuré dans un milieu ouvert et libre.

2.2.1.2.3 Contribution des deux processus

La dispersion mécanique et la diffusion moléculaire sont deux processus qui contribuent à la dispersion hydrodynamique dans les milieux poreux, mais leur importance relative varie en fonction des conditions d'écoulement.

La dispersion mécanique est causée par les variations de vitesse d'écoulement à l'échelle des pores. Son importance augmente avec la vitesse d'écoulement, car les différences de vitesse entre les chemins d'écoulement deviennent plus prononcées (Molinari & Rochon, 1976; Baudet, 1987). Ainsi, plus le fluide se déplace rapidement à travers le milieu poreux, plus la dispersion mécanique joue un rôle important dans la dispersion.

En revanche, la diffusion moléculaire est un phénomène brownien dû à l'agitation thermique des molécules. Son importance relative diminue lorsque la vitesse d'écoulement augmente (Molinari & Rochon, 1976; Pomerleau, 1997). Cela s'explique par le fait que l'effet de la diffusion moléculaire devient moins significatif par rapport aux effets de la dispersion mécanique à des vitesses d'écoulement plus élevées. Selon Shackelford (1991), la diffusion moléculaire devient le mécanisme de transport prédominant uniquement dans des conditions d'écoulement extrêmement lent, où la vitesse de l'eau dans les pores ne dépasse pas $1{,}59 \times 10^{-8}$ cm/s.

Le nombre de Péclet (P_e) décrit par l'équation (2.60), est un indicateur clé pour évaluer l'importance relative de ces deux processus dans la dispersion hydrodynamique.

$$P_e = \frac{vL}{D_d} \tag{2.60}$$

Où L est la longueur caractéristique du système.

Lorsque P_e est très inférieur à 1, la diffusion moléculaire prédomine, tandis que pour P_e très supérieur à 1, c'est la dispersion mécanique qui devient prépondérante. Le coefficient de dispersion hydrodynamique total intègre ces deux phénomènes, s'exprimant généralement comme la somme d'un terme de diffusion moléculaire et d'un terme de dispersion mécanique (Eq 2.54).

Pfannkuch (1962) a mené une étude approfondie sur la relation entre ces deux processus, synthétisant les résultats de nombreux essais de traceur. Cette recherche, ultérieurement citée par Bear (1988) et (Domenico & Schwartz, 1998) a permis d'établir une représentation graphique (Fig 2.9) illustrant la variation du rapport entre le coefficient de dispersion longitudinale (droite longue) et le coefficient de diffusion moléculaire en fonction du nombre de Péclet. La droite la plus courte sur le graphique représente la même relation, mais spécifiquement pour le coefficient de dispersion transversale.

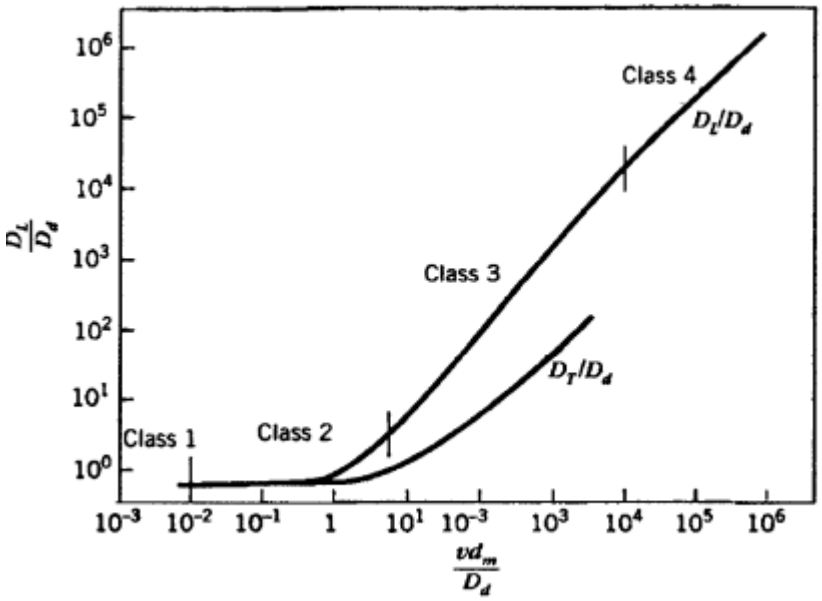

Figure 2.9 Importance de la dispersion mécanique et la diffusion moléculaire dans le processus de la dispersion hydrodynamique en fonction de la vitesse d'écoulement (Domenico & Schwartz, 1998).

Le graphique peut être interprété selon quatre classes distinctes, chacune représentant un régime de transport différent :

Classe 1 : Domaine de diffusion dominante : À faibles vitesses d'écoulement, la diffusion moléculaire est le mécanisme principal de transport.

Classe 2 : Zone de transition : Pour des nombres de Péclet situés entre 0,4 et 5, la diffusion hydrodynamique résulte d'une combinaison équilibrée entre la diffusion moléculaire et la dispersion mécanique.

Classe 3 : Régime d'interférence : À des vitesses d'écoulement plus élevées, la diffusion interfère avec la dispersion mécanique, rendant impossible une simple addition de leurs effets.

Classe 4 : Domaine de dispersion mécanique dominante : La dispersion mécanique devient le mécanisme prépondérant de transport.

Pour faciliter l'interprétation des essais de traceur, il est conseillé d'ajuster le débit de manière à pouvoir négliger la contribution de la diffusion moléculaire.

2.2.2 Évolution de la concentration $C(t)$ du traceur pour un écoulement naturel

2.2.2.1 Modèle 1D

Les modèles unidimensionnels (1D) de transport de traceurs sont des outils essentiels pour comprendre et prédire le comportement des substances dans les écoulements naturels. Ces modèles se concentrent sur l'évolution de la concentration d'un traceur en fonction du temps et de la distance le long d'un axe principal d'écoulement. Leur importance réside dans leur simplicité d'approche et leur applicabilité aux systèmes d'écoulement principalement unidirectionnels comme les rivières. Les modèles 1D reposent généralement sur des hypothèses simplificatrices visant à réduire la complexité du problème étudié. Ces hypothèses incluent, par exemple, des conditions aux limites spécifiques, comme celles associées à une injection instantanée, ou des simplifications géométriques, telles que la considération d'un aquifère homogène et infini. Cependant, ces simplifications ne reflètent pas toujours la réalité et peuvent s'avérer insuffisantes pour décrire et interpréter avec précision les phénomènes complexes rencontrés dans les systèmes naturels.

Une solution analytique notable, développée par Ogata and Banks (1961), s'applique à un scénario où les conditions aux limites sont représentées par une fonction en escalier. Cette solution analytique, décrite par l'équation (2.61), offre une représentation mathématique de la propagation du traceur dans le temps et l'espace.

$$\frac{C(x,t)}{C_0} = \frac{1}{2}\left[erfc\left(\frac{x - vt}{2\sqrt{D_L t}}\right) + exp\left(\frac{vx}{D_L}\right) erfc\left(\frac{x + vt}{2\sqrt{D_L t}}\right)\right] \tag{2.61}$$

Où :

C(x,t) est la concentration du traceur à la distance *x* et au temps *t*

C_0 est la concentration initiale du traceur à la source

v est la vitesse d'écoulement

D_L est le coefficient de dispersion longitudinal

erfc est la fonction d'erreur complémentaire

2.2.2.2 Modèle 2D

Les premiers modèles bidimensionnels de Gelhar and Collins (1971) et Sauty (1980) ont fourni des informations fondamentales, mais étaient limités par des hypothèses d'écoulement à l'état stationnaire et d'aquifères homogènes. Les travaux ultérieurs de Schroth et al. (2000) et Huang et al. (2010) ont incorporé des processus de transport plus complexes, mais toujours avec des simplifications. Shi et al. (2020) ont fait progresser le domaine en prenant en compte les effets de mélange dans les puits de forage. Plus récemment, Suk et al. (2023) ont développé une solution semi-analytique tenant compte des conditions d'écoulement transitoire, offrant une précision améliorée dans la caractérisation des aquifères et l'estimation des paramètres. Bien que ce dernier modèle représente une avancée significative, il est toujours confronté à des défis dans les aquifères très hétérogènes et les scénarios de transport réactif complexes.

Une illustration pertinente des solutions analytiques est fournie par Domenico and Schwartz (1998). Ils présentent une équation qui modélise la dispersion d'un traceur à la suite d'une injection instantanée et ponctuelle dans un aquifère considéré comme homogène et infini. Cette formulation mathématique est décrite par l'équation (2.62).

$$C(x,y,t) = \left[\frac{C_0 V_0}{4\pi t\sqrt{D_L D_T}}\right] exp\left[-\frac{(x - vt)^2}{4D_L t} - \frac{y^2}{4D_T t} - \lambda t\right] \tag{2.62}$$

Où :

V_0 est le volume initial du traceur à la source

D_T est le coefficient de dispersion transversale

λ est le taux de dégradation

2.2.2.3 Modèle 3D

Les modèles tridimensionnels (3D) de transport de traceurs constituent une avancée majeure dans l'étude et la prédiction du comportement des substances dans des environnements naturels complexes. Contrairement aux modèles 1D et 2D, ces modèles prennent en compte les variations spatiales dans toutes les directions, offrant ainsi une représentation plus réaliste et complète de l'évolution des concentrations des traceurs dans le temps et l'espace. Ils sont particulièrement adaptés à des contextes tels que les aquifères hétérogènes, les systèmes hydrologiques complexes ou encore les interactions entre eaux de surface et eaux souterraines. Bien qu'ils nécessitent davantage de données d'entrée et une puissance de calcul accrue, ils sont essentiels pour des applications variées telles que l'évaluation de la contamination des aquifères ou encore la compréhension des processus géochimiques complexes. En offrant une représentation fidèle des processus naturels, les modèles 3D contribuent à des prédictions plus précises et à une meilleure prise de décision en matière de gestion et de protection des ressources hydriques.

Domenico and Schwartz (1998) ont proposé une équation générale décrivant l'évolution spatio-temporelle de la concentration d'un traceur dans un milieu poreux, en tenant compte des phénomènes naturels influençant son transport. Cette équation s'applique dans le cas d'une injection instantanée et ponctuelle dans un milieu homogène et infini, avec un écoulement naturel limité à la direction *x*. Cette formulation mathématique, exprimée par l'équation (2.63) constitue un outil analytique précieux pour modéliser et prédire le comportement des traceurs dans les conditions idéalisées de cette équation :

$$C(x,y,z,t) = \left[\frac{C_0 V_0}{8(\pi t)^{\frac{3}{2}}\sqrt{D_L D_T D_Z}}\right] exp\left[-\frac{(x-vt)^2}{4D_L t} - \frac{y^2}{4D_T t} - \frac{z^2}{4D_Z t} - \lambda t\right] \qquad (2.63)$$

où D_Z est le coefficient de dispersion suivant la direction *z*.

2.2.3 Mesures des paramètres de transport

L'interprétation du graphique de distribution de concentration d'un essai de traceur peut s'effectuer selon deux approches principales. La première consiste à analyser, à un point

d'observation fixe, la concentration en fonction du temps depuis le début de l'injection du traceur produisant une courbe de percée (fig. 2.10 a). Cette courbe révèle des informations cruciales telles que le temps d'arrivée du traceur, la concentration maximale atteinte, la dispersion du traceur et le temps de séjour moyen. La seconde approche examine la distribution de concentration le long de l'axe de transport à un instant donné, fournissant un profil spatial de concentration (fig. 2.10 b). Ce profil permet d'évaluer l'étendue du panache de traceur, la dispersion longitudinale et d'éventuelles asymétries pouvant indiquer des hétérogénéités du milieu. Ces deux méthodes d'analyse permettent d'estimer des paramètres hydrogéologiques essentiels comme la vitesse moyenne d'écoulement, le coefficient de dispersion et la porosité effective. Il est important de noter que l'interprétation peut être influencée par les conditions d'injection du traceur et des phénomènes complexes tels que les gradients de vitesse.

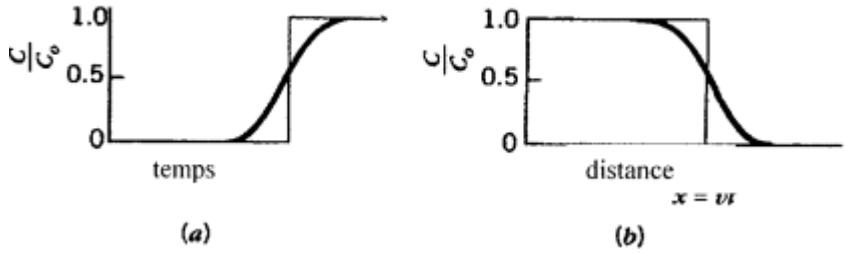

Figure 2.10 Exemple de courbe de distribution de concentration d'un essai de traceur (Domenico & Schwartz, 1998).

Avec C/C_0 représente le rapport entre la concentration du traceur mesurée à un moment t et à une distance x et la concentration initiale du traceur injecté (C_0).

La figure 2.10 illustre deux aspects fondamentaux de la distribution du traceur lors d'un essai :

a) La courbe de percée (Fig. 2.10 a) représente l'évolution temporelle de la concentration du traceur à un point d'observation fixe. Elle se caractérise par une augmentation progressive de la concentration, suivie d'un plateau dans le cas d'une injection à concentration constante ou d'une descente dans le cas d'une injection temporaire. Les éléments clés de cette courbe sont le temps d'arrivée, marquant le début de l'augmentation significative de la concentration, la concentration maximale et la diminution de concentration. L'analyse de cette courbe, avec certaines hypothèses, permet d'extraire des informations essentielles, notamment la vitesse moyenne d'écoulement, la dispersivité, et la porosité effective du milieu étudié.

b) La distribution spatiale du traceur (Fig. 2.10 b) montre la variation de la concentration en fonction de la distance par rapport au point d'injection, à un instant donné. Près du point d'entrée, on observe un plateau où la concentration C est égale à la concentration constante injectée, C_0. À mesure que la distance augmente, la concentration diminue progressivement, jusqu'à devenir négligeable à de très grandes distances du point d'injection.

Pour analyser les données issues des essais de traceur et en déduire des paramètres hydrogéologiques cruciaux, deux approches analytiques sont fréquemment employées : le modèle d'Ogata et Banks et le modèle de Bear.

2.2.3.1 Modèle déterministe d'Ogata et Banks

Le modèle de Ogata and Banks (1961) fournit une solution analytique à l'équation d'advection-dispersion pour un milieu poreux homogène et infini (Coronado-Gallardo et al., 2021). Il est largement utilisé pour estimer les temps d'arrivée du traceur et analyser l'impact de divers paramètres sur la forme de la courbe de restitution. La solution unidimensionnelle d'Ogata et Banks (1961) permet de calculer la concentration du traceur en fonction du temps et de la distance, sous certaines conditions spécifiques (Marineau, 1991; Selvadurai & Dong, 2006). Ces conditions incluent une source continue de traceur, une concentration initiale nulle dans le milieu $(C(x,0) = 0)$ et une concentration constante à la source $(C(0,t) = C_0)$. La solution est exprimée mathématiquement par l'équation (2.61).

La dispersivité est donc déterminée en ajustant itérativement la courbe théorique calculée à partir de l'équation (2.61) à la courbe expérimentale. La valeur optimale de dispersivité est celle qui minimise l'écart entre ces deux courbes.

2.2.3.2 Modèle statistique de Bear

Bien que moins explicitement mentionné dans les résultats de recherche, le modèle de Bear est également une approche importante pour l'interprétation des essais de traceur. Il prend en compte la dispersion hydrodynamique dans les milieux poreux et permet d'estimer des paramètres tels que la dispersivité et la porosité effective. Le modèle de Bear est souvent utilisé pour analyser les courbes de percée et d'estimer les paramètres hydrogéologiques de transport du milieu poreux (Klinka et al., 2012; Bélisle, 2013).

L'interprétation des résultats varie selon les conditions (saturées ou insaturées) et peut être influencée par divers facteurs comme la teneur en eau du milieu ou la complexité des chemins d'écoulement.

Cette méthode statistique utilise une équation analytique pour décrire le comportement d'un traceur injecté instantanément dans un aquifère. L'équation est la suivante :

$$C = \frac{N}{4\pi\sqrt{D_L D_T t}} exp\left(-\frac{(x-vt)^2}{4D_L t}\right) \tag{2.64}$$

où N est le nombre de molécules de traceur injectées.

Les paramètres de transport peuvent ainsi être estimés en analysant la moyenne et l'écart-type de la courbe de percée, à condition que celle-ci suive une distribution normale, comme illustré dans la figure mentionnée (Fig 2.11).

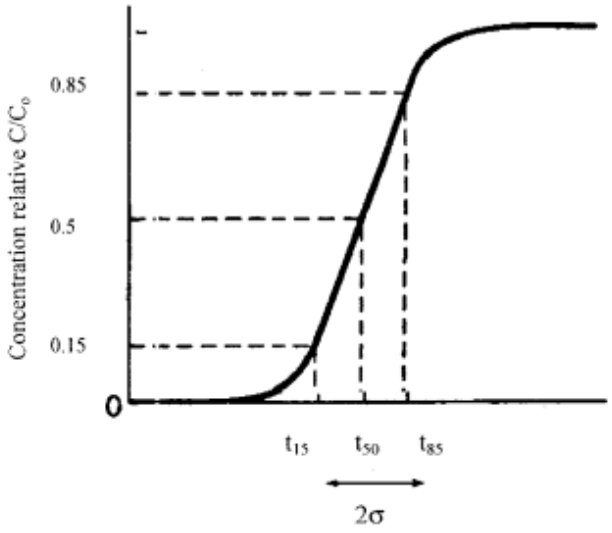

Figure 2.11 Exemple d'une courbe de percée suivant une distribution normale (Bear, 1988).

La méthode de Bear s'applique exclusivement lorsque le transport de soluté atteint le régime fickien, caractérisé par une relation linéaire entre le flux de matière et le gradient de concentration, conformément aux lois de Fick. Dans ce régime, trois phénomènes clés se manifestent : la dispersion du traceur devient proportionnelle à la racine carrée du temps, la distribution des concentrations adopte une forme gaussienne, et le coefficient de dispersion se stabilise, devenant constant et indépendant du temps. Ces conditions assurent le respect des hypothèses statistiques fondamentales de la méthode de Bear, notamment une distribution

normale des déplacements des particules, l'indépendance statistique des déplacements successifs, et la stationnarité du processus de dispersion. Lorsque ces critères sont satisfaits, la méthode de Bear permet d'obtenir des estimations fiables des paramètres de transport essentiels, tels que la dispersivité et la vitesse moyenne d'écoulement, à partir des données recueillies lors de l'essai de traceur.

Les paramètres de transport sont ensuite déterminés en utilisant ces équations.

$$D_L = \frac{1}{2}\sigma^2 Lv \tag{2.65}$$

où σ est l'écart-type décrit par :

$$2\sigma = \frac{t_{85} - t_{15}}{t_{50}} \tag{2.66}$$

où t_{15}, t_{50} et t_{85} sont respectivement les temps où le rapport C/C_0 atteint 15%, 50% et 85%.

La vitesse moyenne de l'eau dans les pores v, la dispersivité longitudinale α_L ainsi que la porosité effective du milieu n_e sont déterminées comme suit :

$$v = \frac{Q}{An_e} = \frac{ki}{n_e} = \frac{L}{t_{50}} \tag{2.67}$$

$$\alpha_L = \frac{D_L}{v} \tag{2.68}$$

$$n_e = \frac{Q}{Av} \tag{2.69}$$

Q est le débit, A est l'aire de la section, k est la conductivité hydraulique du milieu, L est la longueur de l'échantillon et i est le gradient hydraulique.

2.3 Exploration des principes fondamentaux du phénomène physique

Un modèle réduit physique a été développé avec un aquitard séparant deux couches d'aquifère. Dans le but d'avoir un modèle réduit bien conçu et éviter toute sorte de résultats non fiables à partir des essais spécifiques (essais de perméabilité et essais de traceurs) effectués dans des aquifères, une attention particulière a été portée à l'évaluation de la compatibilité entre les matériaux utilisés pour représenter les différentes couches du modèle. Cette évaluation vise notamment à prévenir les phénomènes d'érosion interne et de migration des particules fines entre

les couches adjacentes, qui pourraient altérer les propriétés hydrauliques des formations simulées.

Pour y parvenir, la méthode de décomposition modale (MDM) a été employée pour analyser les interactions entre deux types de sols représentés dans le modèle réduit. L'analyse vise à déterminer les conditions sous lesquelles l'érosion interne pourrait se produire, en tenant compte des gradients hydrauliques et de la distribution granulométrique.

2.3.1 Erosion interne/suffusion

2.3.1.1 Définition

L'érosion interne est un processus géotechnique au cours duquel des particules fines sont arrachées à l'intérieur d'un sol ou d'une roche tendre, puis transportées par l'eau infiltrée (Bonelli, 2012). Ce phénomène peut se produire dans des ouvrages tels que les barrages en remblai ou les digues, affectant leur stabilité et leur durabilité. Ces processus dépendent de deux conditions principales : la contrainte hydraulique doit être suffisante pour arracher les particules, et les vides dans le sol doivent permettre leur transport. Si ces conditions sont réunies, l'érosion interne peut progresser jusqu'à provoquer des brèches ou des effondrements (Fell & Fry, 2013).

L’initiation et le développement de l’érosion interne dans un sol dépendent des interactions complexes et évolutives entre les phases solide et fluide, ainsi que de la géométrie des vides interstitiels (Haouzi, 2019). Bien que la distribution granulométrique du sol demeure constante, les réarrangements internes des particules modifient la perméabilité du milieu. À l'échelle locale, l'amorce du processus d’érosion interne provoque une redistribution des particules au sein d'un volume spécifique, altérant ainsi la granulométrie à cette échelle.

2.3.1.2 Critères prévenant l'érosion interne

Pour prévenir et limiter l'érosion interne dans les ouvrages hydrauliques, il est essentiel de respecter un ensemble de critères hydrauliques, géotechniques et géométriques, ainsi que de mettre en place des mesures supplémentaires (Schuler, 1995). Sur le plan hydraulique, il convient de réduire les gradients à travers les structures et de contrôler la vitesse d'écoulement pour qu'elle reste sous le seuil critique d'arrachement des particules. Les critères géotechniques impliquent l'utilisation de matériaux argileux peu perméables (Bendahmane et al., 2008), le respect des critères de filtre entre les couches de matériaux, et l'incorporation de géotextiles si nécessaire.

Géométriquement, les ouvrages doivent être conçus pour minimiser les problèmes mécaniques et hydrauliques, tout en prévenant la formation de chemins préférentiels. Des mesures supplémentaires telles que le maintien d'une végétation dense, le traitement chimique ou mécanique des sols, et un suivi régulier des ouvrages sont également recommandées dans le but de renforcer la stabilité des sols, de limiter la migration des particules fines et de détecter rapidement toute défaillance potentielle.

2.3.1.3 Critères conventionnels de prédiction de l'érosion interne pour les sols non plastiques

2.3.1.3.1 Critères de distribution granulométrique

Les critères de filtre ont été développés à partir d'expériences en laboratoire utilisant deux types de sols homogènes : un sol fin nécessitant une protection et un sol plus grossier servant de couche filtrante. Ces expériences ont permis d'établir des règles de conception pour prévenir l'érosion interne dans les ouvrages (Terzaghi, 1939; Bertram, 1940; USACE, 1953; Kezdi, 1969; USBR, 1974; Sherard, 1979; Sherard et al., 1984a, 1984b; Kenney et al., 1985; Kenney & Lau, 1985). Tous s'accordent à dire que ce phénomène se produit lorsque trois conditions sont simultanément réunies : la taille des particules fines est inférieure à celle des vides autour des particules grossières constituant le squelette du sol, le pourcentage de particules fines est insuffisant pour combler les vides de ce squelette, et la vitesse de l'eau est suffisamment élevée pour entraîner les particules fines en suspension à travers la matrice grossière du sol. Ces critères de stabilité du sol, exprimés par les équations (2.70 - 2.73), prennent en compte des tailles spécifiques des particules, notamment d_{15} et d_{85}. Ils sont formulés en utilisant des indices F pour le filtre et B pour la base. Un sol est considéré comme stable s'il satisfait à ces critères, qui établissent des relations entre les tailles de particules du filtre et de la base à différents pourcentages de passant, permettant ainsi d'évaluer la capacité du sol à retenir ses particules fines.

$$\frac{d_{15F}}{d_{15B}} \geq 4 \tag{2.70}$$

$$\frac{d_{15F}}{d_{85B}} \leq 4 \tag{2.71}$$

ou si le sol est très uniforme

$$\frac{d_{15F}}{d_{85B}} \leq 5 \tag{2.72}$$

Pour les sols présentant une distribution granulométrique non uniforme, plusieurs chercheurs ont développé des approches alternatives (Kenney et al., 1985; Indraratna et al., 2007; Raut & Indraratna, 2008; Reboul et al., 2010; Indraratna et al., 2015). Ces méthodes établissent un lien entre la distribution granulométrique du sol le plus fin et la distribution de la taille des constrictions du filtre.

Les critères conventionnels de l'érosion interne (Kezdi, 1969; Sherard, 1979; Kenney & Lau, 1985) divisaient initialement la courbe granulométrique d'un sol en deux composantes, la fine d'indice f et la grossière d'indice c. Ces méthodes appliquaient ensuite des critères de filtre aux composantes fines et grossières pour évaluer si les particules de la fraction fine peuvent migrer à travers les pores de la fraction grossière (Li & Fannin, 2008; Chapuis et al., 2014).

Il a été démontré que ces critères sont étroitement liés à la pente de la courbe de distribution granulométrique (Chapuis, 1992). La méthode de Kezdi (1969) indique que si la pente de la courbe de distribution granulométrique est supérieure à 24,9% par cycle logarithmique à une taille de particule d_x donnée, les vides du sol ne peuvent pas retenir les particules plus petites que d_x. L'approche de Sherard (1979) est similaire, mais avec un seuil de pente de 21,5%. Le critère de Kenney and Lau (1985), inspiré des travaux de Lubochkov (1965) et Lubochkov (1969), stipule que les particules inférieures à une taille d_0 se déplaceront à travers les pores si la pente de la courbe de distribution granulométrique à ce point est inférieure à celle définie par l'équation (2.73) au point de coordonnées (d_0, p_0) (Chapuis & Tournier, 2006) :

$$\frac{y}{y_x} = \left(\frac{d}{d_x}\right)^{0.7213} \tag{2.73}$$

Tous ces critères convergent vers un principe commun : pour prévenir l'érosion interne, la courbe de distribution granulométrique (GSD) du sol ne doit avoir aucune partie plate.

D'autres critères ont été développés pour évaluer la susceptibilité des sols à l'érosion interne en se basant sur une méthode probabiliste qui tient compte de différents rapports de tailles de particules spécifiques (Burenkova, 1993; Wan & Fell, 2008).

2.3.1.3.2 Critère hydraulique

2.3.1.3.2.1 Gradient hydraulique critique

Selon Kovacs (1981), l'étude du transport des particules exige l'analyse des conditions hydrauliques en plus des critères géométriques car la granulométrie seule est insuffisante. Le gradient hydraulique critique, défini comme le seuil au-delà duquel l'érosion interne s'amorce, varie selon les caractéristiques du sol et les conditions de l'écoulement. Plusieurs chercheurs ont proposé des méthodes pour estimer ce gradient critique, prenant en compte divers facteurs tels que la conductivité hydraulique, la porosité et les forces agissant sur les particules (Terzaghi, 1931; Skempton & Brogan, 1994; Monnet, 1998).

Terzaghi (1931) a été le premier à définir le gradient hydraulique critique à la suite de ses observations sur la rupture d'un sable uniforme soumis à un écoulement vertical ascendant. Ce gradient critique est défini par :

$$i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w} = (G_s - 1)(1 - n) \tag{2.74}$$

où γ_w est le poids unitaire de l'eau, γ' est le poids volumique déjaugé du sol, G_s est la densité des grains du sol et n est la porosité du sol.

Skempton and Brogan (1994) ont affiné la notion de gradient critique pour l'érosion interne, démontrant qu'elle peut s'initier à des valeurs bien inférieures au gradient critique de boulance de Terzaghi (1931). Leurs essais ont révélé que l'instabilité peut survenir à des gradients de seulement 1/5 à 1/3 de celui de Terzaghi (1931), soit entre 0,2 et 0,35, car le squelette grossier du sol supporte la majeure partie de la contrainte effective (Abdou, 2016; Li & Fannin, 2016).

2.3.1.3.2.2 Contrainte de cisaillement critique

L'érosion interne est principalement causée par le cisaillement hydraulique. Pour étudier ce phénomène, on compare le taux d'érosion à la contrainte de cisaillement hydraulique (Bonelli, 2012). La contrainte de cisaillement hydraulique critique est définie comme le seuil au-delà duquel les particules commencent à se détacher. Cette approche permet de quantifier le début de l'érosion par dans les sols. La valeur de ce paramètre peut être calculée à l'aide de diverses formules (Khilar et al., 1985; Wörman & Ólafsdóttir, 1992; Reddi et al., 2000).

2.3.2 Méthode de décomposition modale

La méthode de décomposition modale (MDM) est une technique d'analyse quantitative conçue pour analyser les granulométries des sols (GSD) et en extraire des informations détaillées.

Cette approche novatrice se distingue par sa capacité à identifier les sous-populations ou modes distincts de particules au sein de toute GSD. En plus de la simple détection, la MDM peut déterminer les GSD individuelles de ces modes et quantifier leurs proportions respectives dans l'échantillon global, offrant ainsi une compréhension approfondie de la composition du sol. La MDM est capable d'extraire des informations sur la stratification du sol (Chapuis, 2013), même à partir d'échantillons remaniés, et de prédire leur conductivité hydraulique (Chapuis, 2018). En somme, la MDM offre une approche plus complète et précise pour l'analyse des propriétés des sols, dépassant les limites des méthodes traditionnelles basées uniquement sur une analyse partielle de la granulométrie.

L'un des principaux atouts de la MDM réside dans sa capacité à générer des équations précises. Elle peut produire une équation qui s'aligne étroitement avec n'importe quelle GSD, en prenant en compte entre un et quatre modes. Selon le nombre de modes, la méthode utilise 2, 5, 8 ou 11 paramètres, incluant les moyennes, les écarts-types et les pourcentages. La MDM est capable de caractériser avec exactitude divers types de sols et peut être étendue au-delà de quatre modes si nécessaire. La représentation mathématique de la courbe granulométrique par la MDM permet également de dériver une formule pour calculer la surface spécifique (S_S) des sols non plastiques (Chapuis et al., 2014). Cette formule a été vérifiée en la comparant à l'équation antérieure de (S_S) développée par Chapuis and Légaré (1992).

La mise en œuvre de la MDM suit une approche systématique. Le processus commence par le traçage de la courbe cumulative de la GSD, suivi de la génération de la distribution de densité de probabilité des tailles de grains (DDPTG) pour identifier le nombre des pics et ainsi les modes distincts. Des valeurs préliminaires des moyennes et écarts-types sont ensuite estimées en fonction des positions et étendues des pics. L'étape finale consiste à optimiser ces paramètres avec la méthode ordinaire des moindres carrés à l'aide de la fonction « Solveur » du logiciel Excel pour obtenir le meilleur ajustement entre les données théoriques et expérimentales (Chapuis, 2020). La qualité de l'ajustement (QA) est évaluée par 1 - R^2, où R^2 est le coefficient

de détermination. Sa précision supérieure, généralement avec un R^2 dépassant 0,999 la distingue des approches antérieures (Chapuis, 2023c).

Pour les lecteurs souhaitant approfondir leurs connaissances sur la MDM, des formulations mathématiques détaillées et divers exemples illustratifs sont disponibles dans plusieurs publications scientifiques (Chapuis, 2013; Chapuis et al., 2014; Chapuis, 2018, 2020, 2021c, 2023c).

2.4 Modélisation numérique

2.4.1 Théorie de SEEP/W

SEEP/W est un logiciel d'analyse numérique par éléments finis développé par GEO-STUDIO International Ltd. (2015). Cet outil numérique a été largement utilisé dans le domaine de l'hydrogéologie, notamment pour l'étude des essais de perméabilité in situ et l'analyse de l'infiltration dans les sols non saturés. Chapuis et al. (2001) ont démontré la fiabilité de SEEP/W pour résoudre divers problèmes d'écoulement, qu'ils soient en milieu saturé ou non saturé, en régime permanent ou transitoire.

Il est basé sur la loi de Darcy :

$$V = ki \tag{2.75}$$

Où V représente la vitesse de Darcy et i est le gradient hydraulique. Il faut souligner que k demeure constante dans un milieu saturé. Cependant, dans un milieu non saturé, elle varie en fonction de la teneur en eau volumique θ et de la pression interstitielle u de l'eau.

Il est également important de distinguer entre la vitesse de Darcy et la vitesse réelle de l'eau dans un milieu poreux. La vitesse de Darcy, utilisée par le logiciel SEEP/W pour ses calculs, est une vitesse apparente (débit /surface) qui ne tient pas compte de la porosité du milieu.

Le logiciel résout l'équation fondamentale de Richards décrite comme suit :

$$k\nabla^2 h + Q = \frac{\partial \theta}{\partial t} \tag{2.76}$$

où h est la charge totale, Q est un terme de source locale, et t est le temps.

En régime permanent, l'équation (2.76) est réduite à :

$$k\nabla^2 h + Q = 0 \tag{2.77}$$

Ce qui signifie que le débit entrant et sortant d'un volume unitaire ne change pas en fonction du temps.

Ce logiciel est en mesure de déterminer les conditions d'écoulement (*h, k, q*) pour n'importe quel point et à tout instant.

2.4.2 Méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis (MEF) est une technique numérique utilisée pour résoudre des équations aux dérivées partielles dans des problèmes complexes d'ingénierie. Elle se distingue par sa flexibilité géométrique, permettant de traiter des formes complexes.

Elle décompose un problème complexe en sous-problèmes plus simples. Le processus commence par la discrétisation du domaine continu, qui est divisé en petits sous-domaines appelés éléments finis, formant un maillage. Chaque élément, généralement de forme géométrique simple (triangles, tétraèdres), est associé à des fonctions d'interpolation locales, souvent linéaires, qui approximent la solution du problème.

Le processus de résolution par MEF comprend plusieurs étapes clés : la discrétisation du domaine, la définition des fonctions d'interpolation sur chaque élément, l'assemblage des équations locales en un système global, et la résolution de ce système à l'aide de méthodes numériques adaptées, telles que les méthodes de Gauss ou de Newton. Cette approche permet de transformer un problème complexe en un ensemble de sous-problèmes plus simples à résoudre.

Cette approche permet d'obtenir une approximation numérique de la solution pour des problèmes variés. La précision de la solution dépend largement de la finesse du maillage et du choix des fonctions d'interpolation.

2.4.3 Maillage

Le maillage constitue un aspect fondamental de la simulation numérique. Le choix de la taille optimale des éléments finis est spécifique à chaque problème. Un maillage inadéquat peut conduire à des résultats variables selon la taille des éléments, alors que la solution finale devrait être indépendante du maillage (Chapuis, 2010b). Chapuis (2010b, 2012d, 2012e, 2012f) a mis en évidence l'importance d'un raffinement suffisant des éléments dans les zones critiques et la nécessité d'un modèle de vérification pour valider les résultats obtenus. Cette approche vise à assurer la fiabilité et la précision des simulations numériques.

Le logiciel SEEP/W peut être couplé avec CTRAN/W pour modéliser et analyser les phénomènes de transport de soluté.

2.4.4 Couplage avec CTRAN/W

2.4.4.1 Théorie

Le phénomène de transport des contaminants non réactifs et non radioactifs dans les milieux poreux est décrit mathématiquement par une équation fondamentale, communément désignée sous deux appellations équivalentes : l'équation de transport ou l'équation d'advection-dispersion décrite par l'équation (2.53) en une dimension. CTRAN/W emploie aussi une version bidimensionnelle de cette équation, ce qui nécessite la connaissance des dispersivités longitudinale et transversale du milieu étudié.

Ce code emploie une approche similaire à celle utilisée par SEEP/W pour résoudre les problèmes d'écoulement dans le développement de son équation des éléments finis. Cette méthode s'appuie sur des techniques numériques avancées, incluant l'utilisation de fonctions d'interpolation, le calcul des dérivées de ces fonctions, l'application de schémas d'intégration numérique, et l'implémentation d'éléments infinis (GEO-SLOPE International Ltd., 2012). Ces aspects méthodologiques, essentiels à la modélisation du transport des contaminants, sont détaillés de manière approfondie dans l'ouvrage de référence de GEO-SLOPE International Ltd. (2015).

2.4.4.2 Suivi de particules

La résolution numérique de l'équation d'advection-dispersion par la méthode des éléments finis présente des défis significatifs lorsque la vitesse d'écoulement est élevée et que la dispersivité est faible. Cette problématique s'accentue lorsqu'on atteint un cas extrême où le coefficient de diffusion moléculaire D^* ainsi que les coefficients de dispersivité longitudinale α_L et transversale α_T tendent vers zéro. Dans ces conditions limites, la formulation classique par éléments finis de CTRAN/W se révèle inadéquate pour résoudre l'équation d'advection-dispersion, nécessitant alors le recours à des techniques numériques alternatives pour obtenir des résultats fiables.

Cela dit, CTRAN/W comprend une fonctionnalité de suivi des particules pour analyser les problèmes de transport purement advectif. Les particules sont initialement positionnées aux limites d'entrée ou de source. On suppose que les particules sont attachées à l'eau et se déplacent dans la direction de l'écoulement de l'eau à la même vitesse que l'écoulement de l'eau. À chaque

itération temporelle, CTRAN/W actualise la position des particules en s'appuyant sur les vitesses d'écoulement linéaires moyennes fournies par SEEP/W. L'incrément de pas de temps est déterminé sur la base du critère du nombre de Courant. Ce processus implique l'utilisation de fonctions d'interpolation, évaluées spécifiquement aux coordonnées de chaque particule. Cette approche couplée entre CTRAN/W et SEEP/W assure une représentation dynamique et continue du transport des particules, en tenant compte des variations spatiales et temporelles des conditions d'écoulement dans le domaine étudié.

Cette approche de suivi des particules permet d'estimer la destination finale d'une particule ainsi que le temps approximatif nécessaire pour qu'elle atteigne un emplacement choisi. Un lieu des positions des particules à tous les pas de temps décrit le chemin de migration de particules. C'est également un moyen de visualisation des trajectoires d'écoulement potentielles et de la propagation du panache de contaminant depuis son origine dans un système d'écoulement purement advectif, sans dispersion, sans adsorption et sans décroissance.

La principale limitation de cette méthode réside dans son hypothèse simplificatrice d'une vitesse d'écoulement homogène dans un élément fini du milieu poreux. Cette approximation ne reflète pas la réalité. En effet, la distribution hétérogène des tailles de pores au sein de la matrice du sol engendre des conditions d'écoulement hétérogènes, rendant le flux plus complexe et diversifié que ce que cette hypothèse uniforme suggère.

2.4.4.3 Solution d’écoulement

CTRAN/W s'intègre avec SEEP/W pour obtenir les solutions nécessaires à l'analyse du transport de solutés. Pour effectuer une telle analyse, il est essentiel d'avoir accès à SEEP/W. Bien que CTRAN/W et SEEP/W puissent utiliser des incréments de temps indépendants pour des raisons pratiques, CTRAN/W sélectionne la solution d’écoulement appropriée en fonction du type d'analyse et des incréments de temps spécifiés. Dans les analyses où l'écoulement dépend de la densité, CTRAN/W utilise une procédure itérative avec SEEP/W, nécessitant des incréments de temps identiques dans les deux programmes. Pour éviter les redondances, CTRAN/W suit les séquences de temps définies par l'utilisateur. Pour les problèmes non dépendants de la densité, tels que le transport par advection-dispersion, les solutions d'écoulement doivent être calculées au préalable avec SEEP/W. En cas d'écoulement en régime permanent, CTRAN/W utilise ces solutions pour tous les pas de temps. Dans un scénario transitoire avec des incréments de temps

identiques, la solution d'écoulement au même pas de temps est utilisée. Si les incréments sont différents, CTRAN/W considère que la solution d'écoulement est constante pour chaque intervalle de temps. Par exemple, si les temps écoulés sont 50, 100 et 200 pour les étapes 1, 2 et 3 respectivement, CTRAN/W utilise la solution de l'étape 1 pour un intervalle de 0 à 50, celle de l'étape 2 pour un intervalle de temps de 50 à 100 et celle de l'étape 3 pour un intervalle de 100 à 200. Enfin, CTRAN/W utilise le fichier de sortie d'écoulement correspondant au temps le plus élevé pour tous les pas de temps au-delà du point d'équilibre afin de prolonger l'analyse au-delà de cet équilibre (GEO-SLOPE International Ltd., 2012).

2.4.4.4 Convergence numérique

La résolution des équations d'advection-dispersion par la méthode des éléments finis peut engendrer des erreurs numériques, telles que la dispersion et les oscillations, qui ne sont pas toujours identifiables à travers les critères de convergence. Pour détecter ces problèmes, il est nécessaire de recourir à d'autres approches, comme l'analyse à l'aide de nombres adimensionnels tel que le nombre de Péclet (P_e) et le nombre de Courant (C).

Le nombre de Péclet représente le rapport entre la vitesse d'advection et la vitesse de diffusion, offrant une mesure de la dominance de l'advection dans le transport des solutés. Cependant, le nombre de courant indique la fraction d'un élément traversée par un soluté au cours d'un pas de temps. En formulation unidimensionnelle, ces nombres s'expriment comme suit :

$$P_e = \frac{v\Delta x}{D} \tag{2.78}$$

$$C = \frac{v\Delta t}{\Delta x} \tag{2.79}$$

Δx représente l'espacement nodal, D le coefficient de dispersion hydrodynamique, et Δt l'incrément de temps. Pour minimiser les oscillations, améliorer la précision et réduire la dispersion numérique lorsque l'advection prédomine sur la dispersion, il est essentiel de maintenir le nombre de Péclet inférieur à 2 et le nombre de Courant inférieur à 1. Cela signifie que la discrétisation spatiale du régime d'écoulement ne doit pas dépasser deux fois le potentiel de dispersion du milieu poreux ni la distance parcourue par l'advection au cours d'un pas de temps.

CHAPITRE 3 ARTICLE 1: USING THE MODAL DECOMPOSITION METHOD TO ANALYZE IN DETAIL THE SOLID MIGRATION AT THE INTERFACE BETWEEN A TILL AND A FILTER SAND

Submitted for publication to Geotechnical and Geological Engineering on April 24, 2025

by

Sirine Ben Slima[1] and Robert P. Chapuis[1,2]

[1] Department of Civil, Geological and Mining Engineering, Polytechnique Montréal, P.O. Box 6079, Sta. CV, Montreal (Quebec), Canada, H3C 3A7

[2] Corresponding author – e-mail: robert.chapuis@polymtl.ca

Abstract

Internal stability describes the capacity of the coarse fraction of a soil to retain its fine fraction during seepage flow, in order to maintain its hydraulic and mechanical properties. This article examines whether a till is internally unstable when placed against a filter sand and describes in detail the physics at the till-sand interface. The migration of fine solids is quantified with the Modal Decomposition Method (MDM), which decomposes precisely a grain size distribution (GSD) into its modes or subpopulations. Previously, the MDM has shown that the common assumption that a soil contains a coarse fraction, and a fine fraction is inaccurate. It was shown a soil can have three subpopulations of solids, or modes, the finer one being able to migrate through the void spaces of the medium and large modes. This article studies a limited but important problem, which is how to quantify small changes in GSDs at the till-sand interface and have an accurate solid mass balance. After achieving saturation in the Rigid-Wall Permeameter (RWP), a constant-head permeability test was carried out under a constant mean gradient. The first step at a first mean gradient of 0.1 lasted two hours. It yielded variable readings in lateral piezometers, before reaching stable readings. The piezometric changes indicated an internal stability problem. Then, the test was stopped and the RWP was dismantled. Five distinct sublayers were analyzed for their GSDs: two in the till, two in the filter sand, and a 1-cm thin sublayer at the interface. The MDM quantified the migration of fine particles and found the percentages of initial materials in each sublayer while providing an accurate mass balance for all

solids. The new results have quantified a slight but measurable transfer of fine solid particles from the till into the sand layer.

Key words: Internal erosion · Filter · Laboratory test · Mass balance · Modal decomposition method

3.1 Introduction

Internal erosion poses a significant geotechnical risk to earth-filled structures such as dams, dikes, and levees. This phenomenon occurs when water seeping through the pores dislodges and transports fine solid particles within the pore space of the soil matrix or along material interfaces. The progressive removal of these particles can enlarge the voids or create channels within the soil structure, potentially leading to catastrophic failures if left unaddressed.

To mitigate this risk, filter soils are carefully selected to trap fine particles leaving the base soil. The base-filter compatibility is determined by filter criteria, which are primarily based on grain size distributions (GSDs) of both soils, but also consider other factors such as (Lubochkov, 1965; Lubochkov, 1969; Kenney et al., 1985; Kenney & Lau, 1985; Chapuis et al., 1989a; Chapuis, 1992; Foster et al., 2000; Chang & Zhang, 2013a; To et al., 2018; Ahlinhan & Adjovi, 2019).

Effective filter design incorporates several key principles. Particle retention is essential, ensuring the filter's voids are sufficiently small to prevent base soil particle migration. The filter must also maintain adequate permeability to allow water flow without excessive pore water pressure buildup. Additionally, the filter material itself must resist internal erosion, preserving its structural integrity over time.

Beyond assessing filter compatibility between two soils, designers analyze the GSD of a single soil to evaluate its susceptibility to internal erosion. This involves determining whether the soil's fine particles can migrate through the pore spaces within the soil matrix. Internal erosion can be triggered by various factors, including vibration, seepage, or a combination of both. Vibrations can dislodge fine particles, while seepage forces can transport them through the soil structure. The combined effect of these factors can significantly increase the risk of internal erosion, potentially leading to structural instability or altered soil properties over time, which can result in substantial damage to engineered structures (Sherard, 1979; Chapuis et al., 1996; Foster et al., 2000; Chapuis & Tournier, 2006).

Previous researches have explored the risk of internal erosion in granular soils (Wan & Fell, 2008; Moffat et al., 2011) and cohesive soils (Chapuis, 2002; Bendahmane et al., 2006; Richards & Reddy, 2007). Recently, new numerical methods have been developed to study this issue (Chapuis, 2010a; Tao & Tao, 2017; Cheng et al., 2018; Chapuis & Saucier, 2020; Yang et al., 2020).

This study focuses on the narrow but crucial aspect of quantifying small changes in GSDs at the base-filter interface. The main concern is to help researchers avoid spending too much time with poorly designed experiments, which could result in misleading outcomes from special tests of internal erosion. The article's scope tackles a significant issue to better quantify the phenomena at the base-filter interface.

The objective of this article is to determine whether internal erosion will occur in the till and to quantify the migration of fine till particles into a filter sand. To achieve this, a special test is performed in a RWP. The MDM is chosen to quantify particle migration, masses and extent of displacement. The main goal is to characterize the mass transfer dynamics at the interface.

The paper begins by outlining the common criteria used to evaluate the risk of internal erosion. It presents new results for internal erosion in glacial till protected by filter sand. Then, the special erosion test is presented with its details and procedures. This test involves a layer of aquifer filter material overlaid by a layer of glacial till, which is likely to suffer from internal erosion based on usual criteria. Next, the MDM and its applications are introduced. The following sections illustrate how the MDM can effectively quantify the internal erosion process in the tested specimen.

3.2 Filter criteria

The common filter criteria were established through laboratory experiments using two uniform soils types: a finer soil that requires protection and a coarser soil intended to serve as the protective layer (Terzaghi, 1939; Bertram, 1940; USACE, 1953; Kezdi, 1969; USBR, 1974; Sherard, 1979; Sherard et al., 1984a, 1984b; Kenney et al., 1985). These criteria incorporate specific particle sizes, specifically d_{15}, d_{50}, and d_{85} and are formulated as follows, with extra indexes F and B for filter and base, respectively:

$$\frac{d_{15F}}{d_{15B}} \geq 4 \tag{3.1}$$

$$\frac{d_{15F}}{d_{85B}} \leq 4 \tag{3.2}$$

$$\text{or if the soil is very uniform } \frac{d_{15F}}{d_{85B}} \leq 5 \tag{3.3}$$

For soils with non-uniform GSDs, various researchers (Kenney et al., 1985; Indraratna et al., 2007; Raut & Indraratna, 2008; Reboul et al., 2010; Indraratna et al., 2015) have proposed alternative approaches, which relate the finer soil GSD to the filter's CSD (Constriction Size Distribution).

The mathematical formulations are complex for irregular shapes of GSDs. However, for regular or lognormal GSDs of mean μ and standard deviation σ, the diameters d_{15}, d_{50}, and d_{85} are expressed as follows (Chapuis, 2021b) :

$$d_{15} = \exp(\mu - 1.0364\sigma) \tag{3.4}$$

$$d_{85} = \exp(\mu + 1.0364\sigma) \tag{3.5}$$

$$\frac{d_{15}}{d_{50}} = exp(-1.0364\sigma) \tag{3.6}$$

$$\frac{d_{85}}{d_{50}} = exp(1.0364\sigma) \tag{3.7}$$

If the filter and the soil to be protected have lognormal GSDs, Eqs 3.1 – 3.2 become:

$$\exp(\mu_F - 1.0364\sigma_F) \geq 4\exp(\mu_B - 1.0364\sigma_B) \tag{3.8}$$

$$\exp(\mu_F - 1.0364\sigma_F) \leq 4\exp(\mu_B + 1.0364\sigma_B) \tag{3.9}$$

After applying natural logarithms to both sides of Eqs (3.8 – 3.9) and then reorganizing the terms, we obtain:

$$\mu_F - \mu_B \geq 1.3863 + 1.0364(\sigma_F - \sigma_B) \tag{3.10}$$

$$\mu_F - \mu_B \leq 1.3863 + 1.0364(\sigma_F + \sigma_B) \tag{3.11}$$

Thus, Eqs 3.1 – 3.2 are reformulated into the two inequalities of Eqs (3.10 – 3.11). These new expressions incorporate the mean grain sizes of both soils (filter and base), as well as the sum

and difference of their standard deviations. The new expressions were shown to be verified by naturally layered soils (Chapuis, 2021c). However, the MDM revealed also that, for internal stability conditions, two new but still unknown criteria need to be added to current criteria (Chapuis, 2021b).

In recent years, several advanced geometric criteria were introduced for well-graded and gap-graded GSDs (Perzlmaier et al., 2007; Li & Fannin, 2008; Wan & Fell, 2008; Li & Fannin, 2012; Chang & Zhang, 2013a, 2013b; Ni et al., 2018; To et al., 2018; Ahlinhan & Adjovi, 2019; Benamar et al., 2019). These updated criteria aim to provide more complete assessments of internal stability for a wider range of soil types and gradations (Israr & Indraratna, 2017). They take into account various factors including particle shape, density index, and the overall structure of the soil matrix to improve prediction of internal erosion (Chang & Zhang, 2013a, 2013b; Ni et al., 2018).

Several factors influence the internal stability of soil. Geometric factors play a major role, including the distribution of grain sizes, grain shapes, pore sizes, and constriction sizes (Youd, 1973; Kenney et al., 1985; Indraratna et al., 2007; Raut & Indraratna, 2008; Garner & Fannin, 2010; Reboul et al., 2010; Chapuis, 2012b; Fell & Fry, 2013; Indraratna et al., 2015; Chang et al., 2018). Additionally, hydraulic conditions such as the hydraulic gradient, flow velocity, and flow direction are critical in determining how water interacts with the solids (Luo et al., 2013; Rochim et al., 2017). Mechanical factors, including compaction efforts and cohesion, also contribute to a soil's internal stability (Kenney et al., 1985; Schuler, 1995; Wan & Fell, 2008; Fonseca et al., 2012). Salajegheh et al. (2025) investigated how geometric factors, mechanical factors, hydraulic factors influence the occurrence and progression of internal erosion. Using a combination of theoretical analysis and numerical modeling, they systematically examined how these factors interact to create conditions stimulating internal erosion. Their research provided insights into which design features and material properties are most critical for dam safety. Understanding these interconnected factors is essential for assessing the stability and performance of soils in various engineering applications.

Other filter criteria in civil engineering have evolved to consider various factors including the coefficients of uniformity C_U and curvature C_C, the GSD shape and the density index. These factors, influenced by particle shape and porosity, affect pore geometry, which is crucial for

filtration (Youd, 1973; Istomina, 1975; Garner & Fannin, 2010; Chapuis, 2012b; Fell & Fry, 2013; Chang et al., 2018). Due to the complexity of soil filtering mechanisms, developing new criteria based on individual modes of filter and base requires extensive research.

3.3 Usual criteria for internal erosion

The initial methods (Kezdi, 1969; Sherard, 1979; Kenney & Lau, 1985) divided the soil GSD into two parts, the fine one with index f and the coarse one with index c. These methods then applied filter criteria to the fine and coarse parts to evaluate whether particles from the fine part can migrate through the pores of the coarse part (Li & Fannin, 2008; Rönnqvist & Viklander, 2014).

These criteria for assessing the internal stability of granular soils were shown to involve the slope of the GSD curve when assessing the internal stability of granular soils (Chapuis, 1992; Chapuis & Tournier, 2006). Kezdi's method, based on Eqs 3.1 – 3.2, means that if the GSD slope is steeper than 24.9% per log cycle at a given particle size d_x, the soil voids cannot retain its solid particles that are smaller than d_x (Chapuis, 1992). Sherard's approach is similar but corresponds to a 21.5% slope threshold. The Kenney and Lau criterion, based on (Lubochkov, 1965; Lubochkov, 1969), states that particles smaller than (d_0) will move through the soil pores if the GSD slope at that point falls below the slope of Eq 3.12 at the point of coordinates (d_0, p_0) (Chapuis & Tournier, 2006).

$$\frac{y}{y_x} = \left(\frac{d}{d_x}\right)^{0.7213} \tag{3.12}$$

All the usual criteria mean that the GSD curve should not have a flat portion at any point to avoid the risk of internal erosion.

3.4 Experimental procedure

3.4.1 Materials' description

A reduced scaled model has been designed with an aquitard separating two aquifer sand strata. The research evaluates the suitability of glacial till from the Fermont mine as the aquitard in this physical model. The glacial till has a hydraulic conductivity k_{sat} of 5 x 10^{-6} m/s at full saturation (S_r = 100%), while the filter sand has a hydraulic conductivity (k_{sat}) of 4 x 10^{-4} m/s at full saturation (S_r = 100%). Figure 3.1 shows the GSDs for the sand and till materials. The graph

demonstrates that the commercial ‘sand 00’ displays a flat section between 80 microns and 160 microns. To prevent potential displacement of these particles in the reduced scale aquifer, the particles within this size range were removed by sieving. The till particles larger than 4.75 mm were also removed by sieving. Since fine particles were solely present in the till, the study used solely sieve analyses.

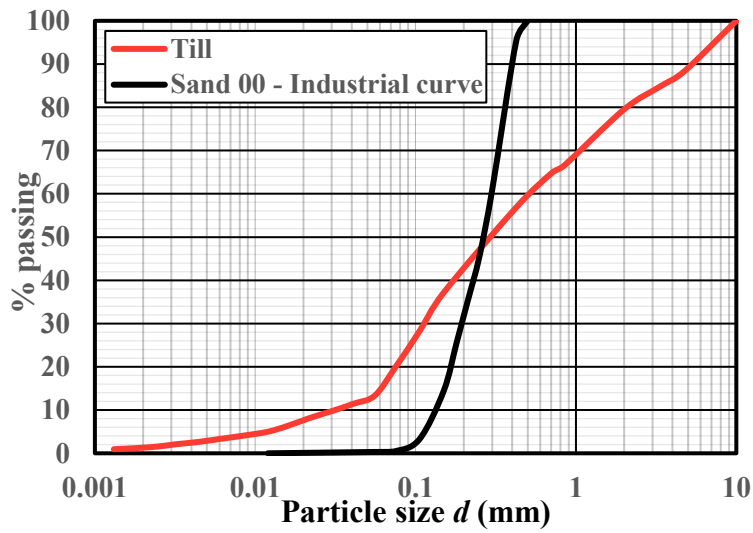

Figure 3.1 Grain Size Distribution Curves of ‘sand 00’ and Till.

‘sand 00’ is produced industrially and as a result, its GSD curve is controlled. Figure 3.2 displays it for two specimens. Glacial till is a natural material and not produced artificially. Its variability can be observed in Fig 3.3, which includes data from four specimens tested by sieving and sedimentation.

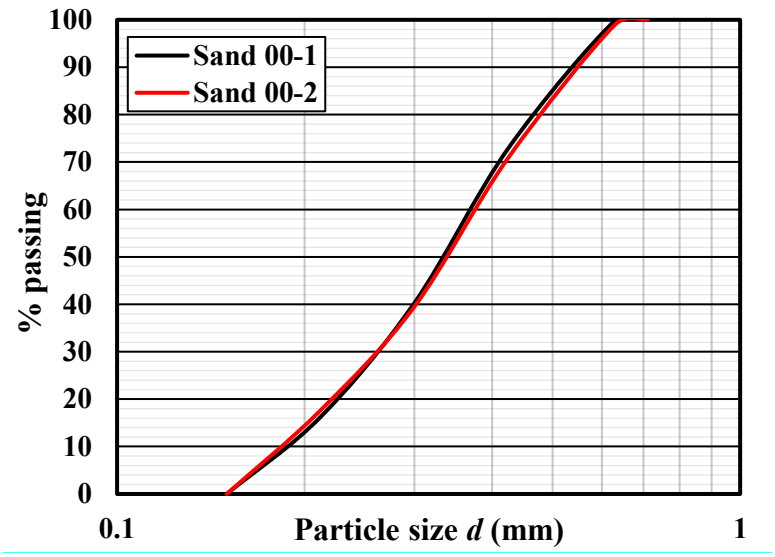

Figure 3.2 Grain size range of 'sand 00'.

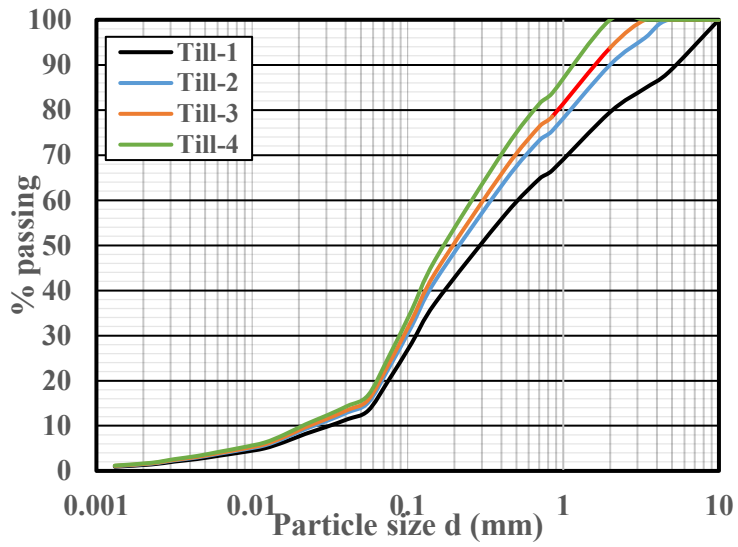

Figure 3.3 Grain Size Range of Till.

Figures 3.1 and 3.3 show that the till GSD has flat portions in the silt-size range, a condition known to trigger internal erosion. In addition, the filter criteria between the filter sand and the till must be verified. The sand has rounded grains, whereas the till has sub-rounded to sub-angular grains. In our test, we did not consider grain shape, pore shape, or constriction size distribution; instead, this study focuses solely on the GSDs of both soils and their modifications at the interface.

3.4.2 Filter criteria's verification

According to usual filter conditions (Eqs. 3.1 – 3.3), where the subscripts S and T denote sand and till:

$$\frac{d_{15S}}{d_{15T}} = \frac{0.2}{0.06} = 3.3 \tag{3.13}$$

$$\frac{d_{15S}}{d_{85T}} = \frac{0.2}{3.5} = 0.057 \tag{3.14}$$

Therefore, the sand and till satisfy Eqs 3.2 – 3.3 but do not satisfy Eq 3.1. Furthermore, when plotting Eq 3.12 in Fig 3.4, the GSD of the till reveals a potential risk of internal erosion. In fact, since the GSD slope is flatter than 21.5% and 24.9% per log cycle and steeper than the theoretical curve of Eq 3.12 when $d < 0.05$ mm, current criteria predict that this soil cannot retain its particles smaller than 0.05 mm (Kezdi, 1969; Sherard, 1979; Kenney & Lau, 1985; Chapuis, 1992).

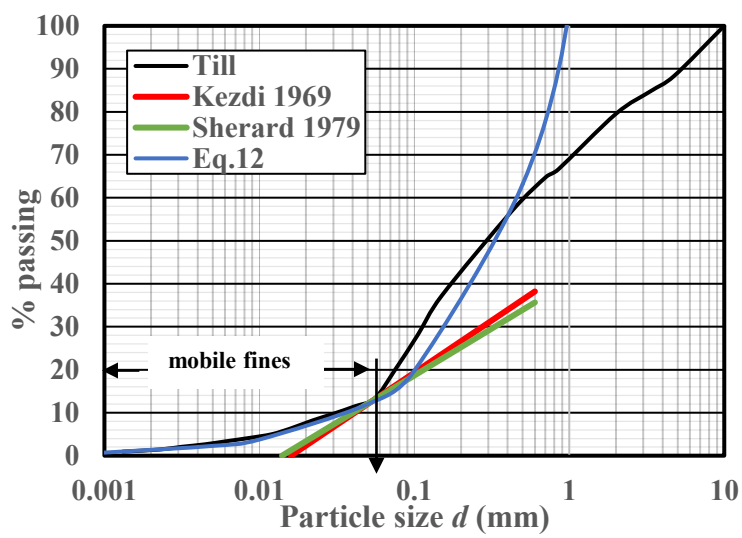

Figure 3.4 GSDC of till with the three old criteria to assess the potential for internal erosion.

After theoretically demonstrating that the till is prone to internal erosion according to old criteria (Kezdi, 1969; Sherard, 1979; Kenney & Lau, 1985), laboratory tests were conducted to investigate this issue further. This study aims to experimentally evaluate the compatibility between the till and filter sand and determine if meeting only 2 of the 3 usual three filter criteria

leads to internal erosion problems under real-world conditions. Our study focuses on a scenario where till, known to be prone to internal erosion, may lose fine particles through migration into the adjacent sand layer.

3.4.3 Laboratory tests

The experimental configuration consists of two layers in a RWP. The lower layer of filter 'sand 00' was about 7 cm thick, representing the aquifer. The upper layer of glacial till was approximately 5 cm thick. For the experiment, 475.8 g of air-dried 'sand 00' and 493.7 g of air-dried till were used. The specific gravity G_s of sand is 2.63, while that of till is 2.73. The glacial till used in this test was naturally moist, and it had no tendency to disintegrate upon contact with water. The specimen preparation involved placing materials with precision. The sand was deposited in thin layers of about 1 cm, with a water content of 5%. Similarly, the till was placed in thin layers but with a higher water content of 7%. In accordance with ASTM D2434 (*Standard Test Methods for Measurement of Hydraulic Conductivity of Coarse-Grained Soils, 2022*) standard, each layer was gently compacted using light sliding tampers, avoiding heavy masses. Figure 3.5 illustrates the experimental setup, which features a RWP equipped with two lateral piezometers, a reading panel for piezometers and a Mariotte bottle. The Mariotte bottle, filled with deaired water, facilitates a slow, controlled seepage process for specimen saturation firstly, which was verified using the equations of Chapuis (2004a). Equations describing the physical mechanisms under laboratory conditions were developed by Chapuis (2004a). This research indicated that the slow seepage of deaired water in an initially moist soil must last several days or weeks to achieve full saturation (S_r = 100%). Typically, the volume of deaired water required to fully saturate the specimen is approximately 50 to 100 times the pore volume. The two lateral piezometers serve a crucial role in monitoring local hydraulic head (h) values with millimeter precision. This allows for accurate derivation of local hydraulic gradients and determination of localized hydraulic conductivity values between two lateral piezometers.

To enhance the degree of saturation (S_r), a technique of slow upward percolation with deaired water was employed, following ASTM D2434 (*Standard Test Methods for Measurement of Hydraulic Conductivity of Coarse-Grained Soils, 2022)* protocols. This careful method typically achieves high S_r values. The S_r value was assessed using the mass-and-volume technique (Chapuis et al., 1989a; Chapuis, 2004a; Chapuis et al., 2020). Through this method, a high S_r

value of 97% was achieved in the specimen after 23 days and 8 hours at a constant mean low gradient of 0.01. The void ratio remained unchanged before and after saturation because the till contained no clay particles and did not exhibit swelling behavior.

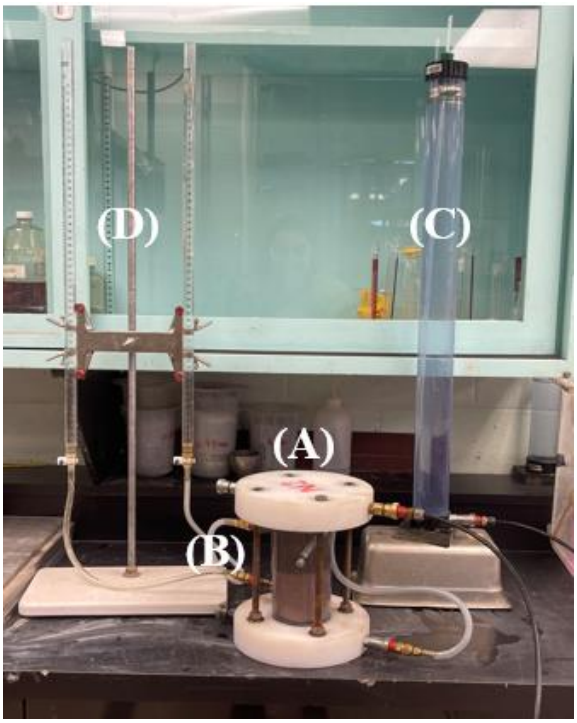

Figure 3.5 Photograph of the experimental setup. (A) RWP; (B) lateral piezometers; (C) Mariotte bottle; (D) reading panel for piezometers.

The constant-head experiment started with a gradient of 0.1, most (99%) hydraulic head losses occurring in the till. This gradient in the till layer for the RWP test was lower than that anticipated during the hydraulic tests to be done in the reduced-scale model. Considering the vertical flow, the only applicable criterion was that of Skempton & Brogan (1994). According to their results, internal erosion was expected to start at a gradient of 0.2. However, at the initial gradient of 0.1, the piezometric levels and the flow rate changed with time, which indicated internal instability, even if the discharged water was clear. The first gradient was maintained until the piezometric level and the flow rate stabilized, which happened after about 1h40. The test was stopped in steady-state conditions after two hours.

The mold was disassembled after, and the GSDs were obtained for five sublayers: (1) the upper half of the till, (2) the lower half of the till, (3) a 5-mm interface between till and sand, easily

identified by colors, and (4) the upper and (5) lower halves of ‘sand 00’ (Fig 3.6).

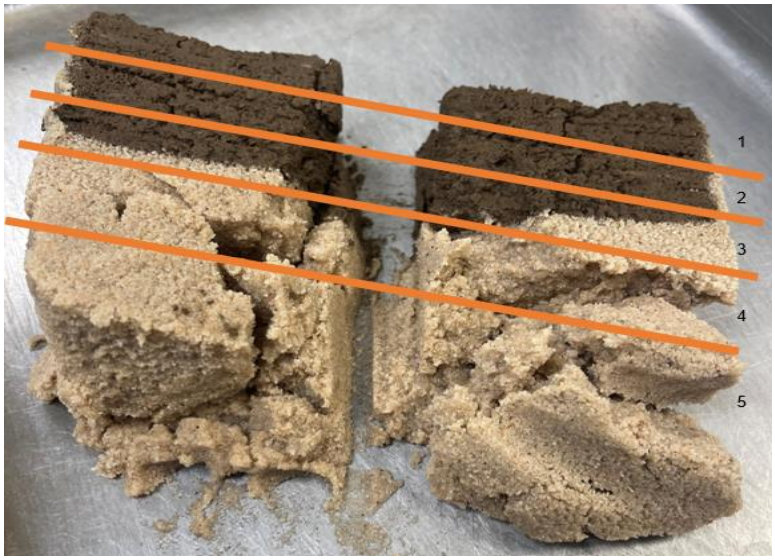

Figure 3.6 Position of the analyzed parts: 1 Upper half of the till (TT); 2 Lower half of the till (TB); 3 Interface (I); 4 Upper half of the sand (ST); 5 Lower half of the sand (SB).

3.5 Modal Decomposition Method

3.5.1 Background

The Modal Decomposition Method (MDM) is a powerful tool designed to analyze GSDs. This method has the unique ability to identify distinct subpopulations or modes of solids within any GSD. Beyond mere detection, the MDM can determine the individual GSD of each mode and quantify its proportion within the total specimen, providing a complete quantification of the soil's composition.

One of the MDM's key strengths lies in its equation generation capabilities. It produces an equation that closely fits any GSD, accommodating between one and four modes. Depending on the number of modes, the method utilizes 2, 5, 8, or 11 parameters, which include means, standard deviations, and percentages. The MDM can characterize precisely various soil types and can be extended beyond four modes if necessary. The MDM's superior accuracy sets it apart from earlier approaches, typically achieving an R^2 value exceeding 0.999 (Chapuis et al., 2014; Chapuis, 2023c).

The analysis by the MDM follows a methodical approach (Chapuis et al., 2014). The process

begins with plotting the cumulative GSD curve, followed by generating its Probability Density Distribution (PDD) to visualize distinct modes. Initial mean and standard deviation values are then estimated based on peak positions and spreads. The final steps involve optimizing all parameters using Excel Solver to achieve the best fit between theoretical and test data, with the goodness of fit (*GOF*) evaluated by 1- R^2, R^2 being the coefficient of determination. For readers seeking comprehensive insights into the MDM, detailed mathematical formulations and illustrative case studies are available in a few publications (Chapuis et al., 2014; Chapuis, 2020, 2021c, 2023c).

3.5.2 Results

To monitor the movement and mass of particles that have migrated from the glacial till, the MDM is used to produce a detailed solid mass balance. The results of the MDM are presented in several figures below (Figs 3.7 – 3.14)

The commercial 'sand 00' is unimodal. However, removing its finest particles has created a second mode. The first mode, denoted as M1 0.756 (or 75.6%), and the second mode, labeled M2 0.244, are both illustrated in Figs. 3.7 – 3.8, which show perfect fits for both the MDM function and its derivative, before the permeability test. The values of modes M3 and M4 are zero. The R^2 values are indicated for the MDM function (Fig 3.7) and its derivative (Fig 3.8).

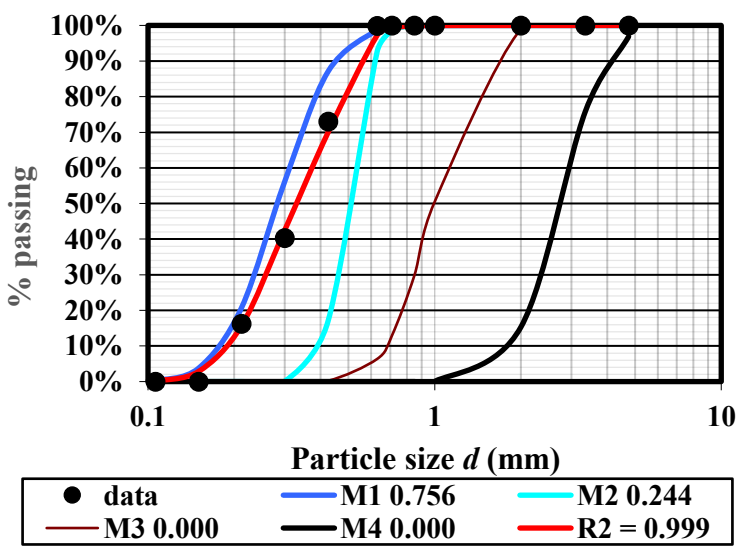

Figure 3.7 Adjustment of function for the GSD of the 'sand 00' before the test.

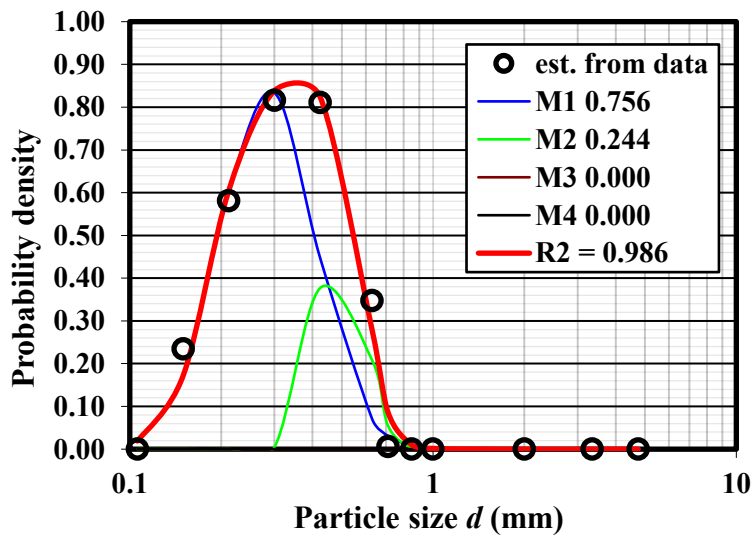

Figure 3.8 Adjustment of the derivative for the 'sand 00' GSD before the test.

Given the constant GSD of the 'sand 00' as shown in Fig. 3.7, the MDM provides accurate values for the means and standard deviations. These parameters will be used as fixed inputs before applying the MDM to the top sand (ST), the bottom sand (SB), and the interface (I). This approach enables us to identify the solid masses of sand and till that have moved from each layer, determine their respective GSDs, and reconstruct each material's composition after the test. The MDM analyses of the sand layers and the interface are presented in Figs 3.9 – 3.14.

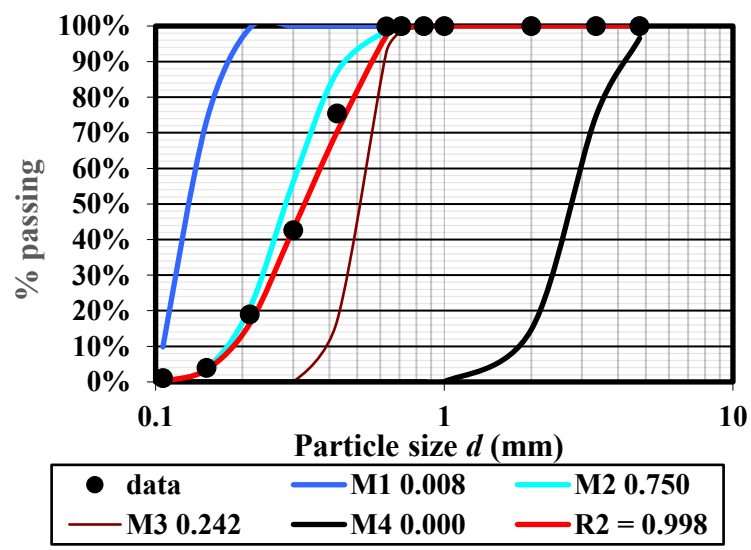

Figure 3.9 Adjustment of function for the upper half of 'sand 00' after the test.

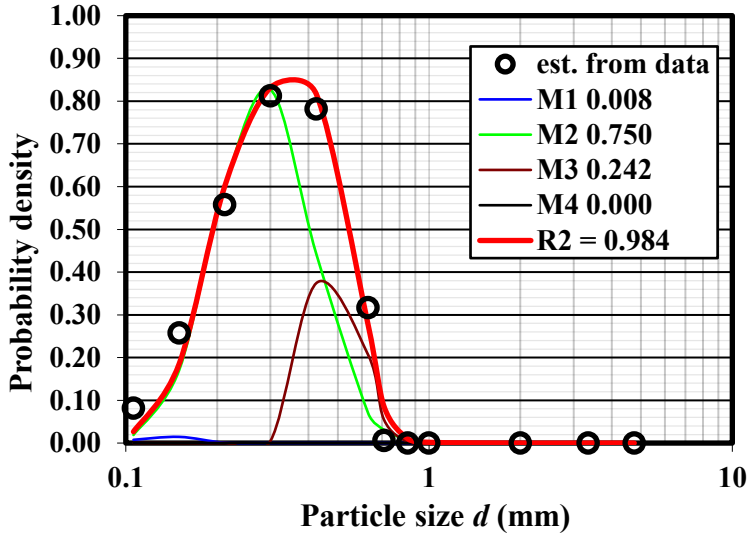

Figure 3.10 Adjustment of the derivative for the upper half of 'sand 00' after the test.

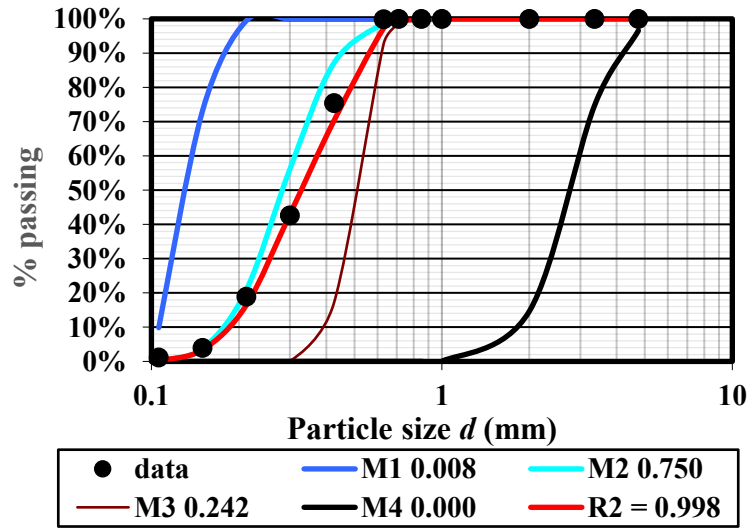

Figure 3.11 Adjustment of the function for the lower half of 'sand 00' after the test.

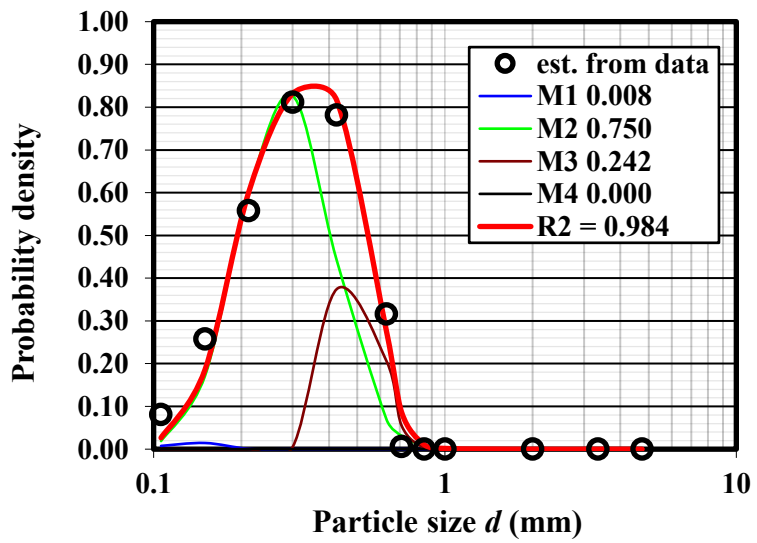

Figure 3.12 Adjustment of the derivative for the lower half of 'sand 00' after the test.

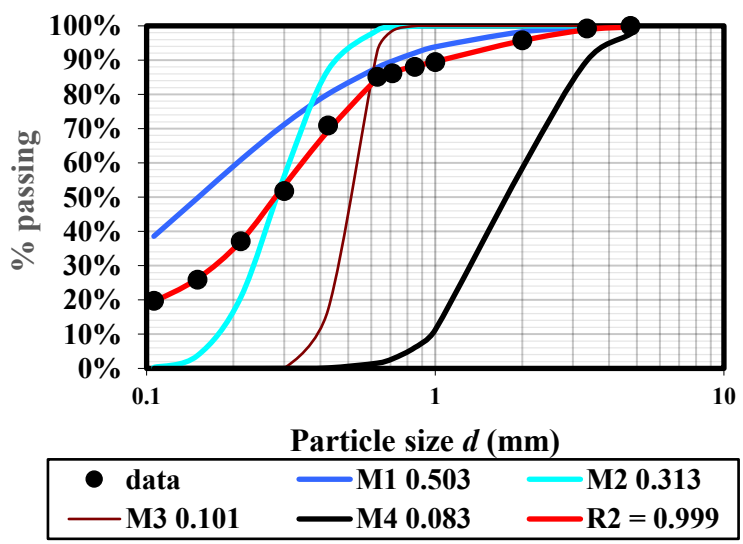

Figure 3.13 Adjustment of function for the interface after the test.

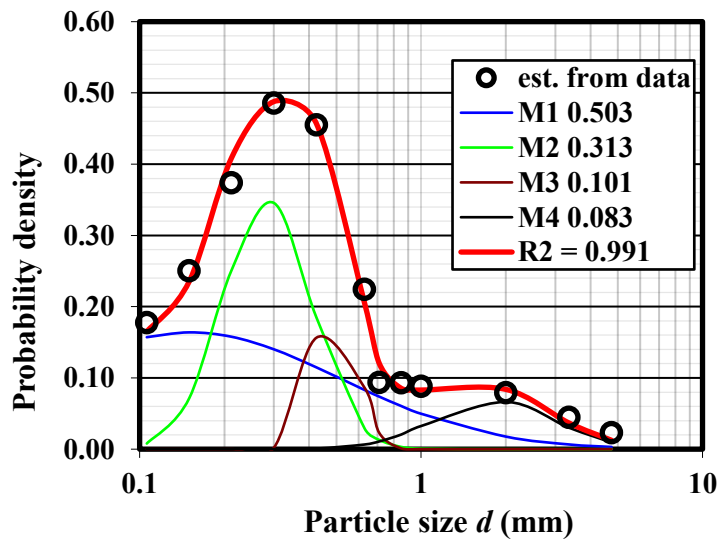

Figure 3.14 Adjustment of the derivative for the interface after the test.

3.6 Mass balance

Figures 3.9 – 3.14 demonstrate excellent fits for both the functions and their derivatives for the upper and lower sand halves and the interface after the test, for which the MDM yields $R^2 > 0.998$ for functions and $R^2 > 0.984$ for derivatives. Each initial layer is bimodal, while the interface (Figs 3.13 – 3.14) contains four distinct modes or fractions as determined by the MDM.

Following the GSD analysis of each sublayer, a solid mass balance is conducted to calculate the masses of solids that belonged to the 'sand 00' (S) and till (T) and were found in all sublayers after the test.

Table 3.1 provides a summary of the solid mass balance, while Table 3.2 presents the solid mass losses observed in each material along with their discrepancies based on the mass balance results.

Table 3.1 Solid Mass Balance of Samples before and after the Test.

d (mm)	*A*	*B*	*C*	*D*	*E*	*F*	*G*	*H*	*I*
4.75	0	0	0	0	0	0	0	0	0.3
3.35	0	0	0	0	0	0	0.7	0	0.7
2	0	0	0	0	0	0	3	0	2.8
1	0	0.04	0	0	0.04	0	5.6	0	5.3
0.85	0	0.17	0	0	0.17	0	1.2	0	1.2
0.71	0	1.41	0	0	1.4	0	1.6	0.15	1.3
0.63	0.4	4.35	0	0.3	4.32	0	0.9	0.7	0.8
0.425	53	58.7	0	52.8	58.4	0	13	10	3.6
0.3	72	59.2	0	70.9	58.9	0	17	10	3.9
0.212	50.5	57.8	0.01	51.1	57.5	0.01	13	9.9	5.1
0.15	32.6	27.8	0.46	32.4	27.6	0.45	9.8	4.8	4.9
0.106	6	5.61	1.1	6.1	5.57	1.1	5.4	0.9	4.9

A: Mass of ST (g), *B*: Mass of S belonging to ST (g), *C*: Mass of T belonging to ST (g), *D*: Mass of SB (g), *E*: Mass of S belonging to SB (g), *F*: Mass of T belonging to SB (g), *G*: Mass of I (g), *H*: Mass of S belonging to I (g), *I*: Mass of T belonging to I (g)

Table 3.2 Losses and Discrepancies.

Loss on S (g)	Loss on T (g)	Loss on the total (g)	Discrepancy on S (%)	Discrepancy on T (%)	Discrepancy on the total (%)
5.45	1.9	7.35	1.15	0.38	0.76

The mass losses listed in Table 3.2 do not account for the difference in moisture content between the initial and final measurements. Specifically, the initial masses represent air-dried specimens of sand (S) and till (T), while the final masses are of oven-dried S and T. This discrepancy in

drying methods affects the reported mass losses. Following the completion of the MDM analyses, the strategy to reconstruct the two initial materials involves:

M_S (After test) = M_S from S_T + M_S from S_B + M_S from I

M_T (After test) = M_T from S_T + M_T from S_B + M_T from I + M_T from T_T + M_T from T_B

This balance shows, for the top sand layer (S_T):

- 0.01 g of till particles between 150 and 212 microns were added.

- 0.46 g of till particles between 150 and 106 microns were added.

- 1.1 g of till particles smaller than 106 microns were added.

- A total of 1.57 g of till particles were moved into S_T. Thus, 1.57 / 214.5 = 0.73% of the solid mass of S_T comes from the glacial till.

For the bottom layer of sand (S_B):

- 0.01 g of fine till particles between 150 and 212 microns were added.

- 0.45 g of till particles between 106 and 150 microns were added.

- 1.1 g of till particles smaller than 106 microns were added.

- A total of 1.56 g of till particles were moved into S_B. Thus, 1.56 / 213.6 = 0.73% of the solid mass of S_B comes from the glacial till.

A mixing zone, referred to as the interface, appeared during the test. The MDM analysis precisely indicates that this newly created zone is composed of 41.4% of 'sand 00' (modes M2 and M3) and 58.6% of till solids (modes M1 and M4), as shown in Figs 3.13 – 3.14.

Total mass balance between start and end:

- It is noted that some fine particles have migrated from the till into the 'sand 00', but their mass is not of significant importance.

- After reconstructing the masses of both soils and the interface using the MDM and accounting for all particle additions and losses, we observed a total mass reduction of 7.35 g, comprising 5.45 g from the sand and 1.9 g from the till. This mass discrepancy can be attributed to several factors: the principal factor is the residual moisture content in the air-dried soils used in the RWP setup, minor factors are (1) the loss of solid particles that may have been trapped within the RWP

and were unrecoverable during disassembly, and (2) the potential transport of unnoticeable solid particles in the effluent water during the permeability test. These combined factors account for the observed mass differences between the initial and final measurements of the soil materials.

- Human uncertainties may also contribute to errors, such as inconsistencies in measurement techniques or data recording mistakes. These issues can affect the accuracy and reproducibility of results, highlighting the importance of careful experimental design, thorough documentation, and, when possible, the use of automated or standardized procedures to minimize their impact.

3.7 Discussion

While standard filter criteria suggest that the till cannot retain its own particles smaller than 0.05 mm at a gradient higher than 0.2, the MDM analysis revealed two unexpected phenomena. Particles ranging from 0.106 to 0.212 mm, larger than predicted ($d < 0.05$ mm), were displaced at a gradient of 0.1. A total mass of 0.93 g of these till particles was detected within the sand layer. This displaced mass represents only 1% of the till particles within this size range ($0.93/88.8$), as the initial till contained 88.8 g (18% of total till mass) of particles between 0.106 and 0.212 mm. The presence of these mobile till particles in the sand layers indicates that they came from a thin till layer above the till-sand interface. This observation underscores the intricate nature of particle retention in the till and their capture in the filter sand, while underlining the importance of interface dynamics in geotechnical analyses.

The analysis of the sand layers revealed 2.2 g of mobile till particles smaller than 0.106 mm. This mobile fraction represents 27% of the till mass within this specific size. In the full till mass, these particles account for 133.3 g. As a result, the percentage of particles smaller than 0.106 mm that were displaced, relative to their total mass in the till, is calculated to be 1.6% ($2.2/133.3$).

Even at a hydraulic gradient of 0.1, solid particles from the till moved into the filter sand. This migration indicated that the till would function poorly as an aquitard. Consequently, it would compromise the hydraulic properties of the sand intended for testing in the sandbox. Given these results for the till-sand interactions, further testing was deemed unnecessary, and the till was viewed as inappropriate for the planned hydraulic experiments in the sand.

The accuracy of the MDM is reduced if the number of GSD data is limited. For example, a minor

error of percentage at a single point of the cumulative can significantly affect adjacent points in the PDD, the error growing for derivatives, thus reducing the PDD correctness.

Occasionally, imperfect adjustments in the analysis could also lead to artificial minor creation or loss of solid masses. All fitting adjustments of experimental data inevitably result in residuals and discrepancies between the model and the physical reality.

Another potential source of error could be due to damaged sieves with some meshes slightly larger than others, but imperceptible to the naked eye. All these factors collectively contribute to the complexities and potential inaccuracies in grain size analysis.

3.8 Recommendations

To ensure full specimen recovery during RWP disassembly, a filter paper must be placed on the bottom porous stone to capture any displaced small particles before oven drying. Additionally, collecting effluent water during the test is advisable to capture all discharged fine particles, which could be invisible for a naked eye, with subsequent oven drying to confirm their presence.

Sieve analysis provides a limited number of data pairs but laser particle size analysis can provide 40 to 50 data pairs, potentially yielding better fits and higher R^2 values. Generally, increasing the number of data pairs for the GSD brings the analysis closer to physical reality.

3.9 Conclusion

This study presented an experimental methodology followed by mathematical treatment using MDM to quantify the internal erosion problem at the till-sand interface in a RWP. The results showed that a small proportion of fine particles moved from the till into the sand under a hydraulic gradient of 0.1, much lower than what was planned to be used in the reduced-scale model, and also lower than predicted by usual methods. In addition, while current methods predicted that particles smaller than 0.05 mm would moved, the filtration test found that particles up to 0.212 mm moved into the filter sand. These findings showed that the till was unable to act as a stable aquitard during special tests in a sandbox. Further investigation using different materials is recommended to prevent this problem in any experimental model.

The displacement of fine till particles was detected and quantified by extracting additional information from the particle size analyses of the studied layers using MDM. It is noteworthy

that MDM achieved a good solid mass balance to recover the in situ solids with a discrepancy of less than 1%, although the fit was not perfect due to the limited number of data pairs in the GSDs obtained by sieving. This novel approach demonstrates its power in quantifying internal erosion and revealing complex soil-filter interactions at the interface. The MDM's ability to achieve a solid mass balance with less than 1% discrepancy highlights its accuracy in analyzing GSDs. This innovative method provides a more comprehensive understanding of internal erosion processes, especially at the interface, extending beyond existing slope criteria.

This research demonstrates that while existing slope criteria are important, they are incomplete. The MDM revealed the need for additional criteria to better assess and predict slope criteria addressing the extent of the grain size range where the GSD slope criterion is not met. Building on this, Chapuis (2021b) emphasized that the application of the MDM divulges the critical need to develop two additional criteria to guide future research on internal erosion.

Examples have shown that the quality of MDM results depends primarily on the quality of the data set for the GSD, their number and the sieved mass. Therefore, to ensure the accuracy of a GSD, the specimen mass of the analyzed soil must exceed the minimum mass as required in relevant standards (ASTM C136/C136M, *Test methods for sieve analysis of fine and coarse aggregates*). Furthermore, to enhance the precision of sieving analysis for sand and gravel, it is useful to supplement the standard sieve set with additional intermediate sieves. In addition, laser diffraction of specimens with small solid masses for particles smaller than 0.630 mm or 0.315 mm is highly recommended after sieving mainly sand and silt (Chapuis, 2021b) for better quantification of existing modes. Subsequently, this enhanced approach enables the MDM to more precisely identify and quantify the various sub-populations within a soil by generating precise mathematical expressions for both GSD and its derivative, which closely fit the experimental data.

These findings are valuable for researchers and engineers designing laboratory models, offering crucial insights and recommendations for selecting appropriate base-filter pairs. By performing such preliminary tests and implementing these recommendations, professionals can improve their experimental designs, save time, reduce wasted effort, and achieve more reliable and meaningful results in their studies on internal erosion and soil-filter interactions.

CHAPITRE 4 ÉTUDE DE COMPATIBILITÉ ENTRE LE MÉLANGE SABLE-BENTONITE ET LE SABLE FILTRE

Le till glacial a été écarté comme aquitard potentiel pour le modèle réduit en raison de sa vulnérabilité démontrée à l'érosion interne, même sous un faible gradient hydraulique, comme discuté dans le chapitre précédent. Cette étude évalue donc l'aptitude d'un mélange sable-bentonite (S-B) à remplir cette fonction. Pour examiner spécifiquement le risque d'érosion interne dans le modèle réduit, une approche méthodologique rigoureuse a été mise en œuvre combinant des essais de laboratoire dans un perméamètre à paroi flexible et l'application de la méthode de décomposition modale (MDM). Cette dernière permet une analyse fine des distributions granulométriques en identifiant leurs sous-populations caractéristiques. Après saturation du spécimen dans le perméamètre, un essai de perméabilité en charge variable descendant a été réalisé sous un gradient hydraulique moyen élevé de 12. L'analyse post-expérimentale a porté sur le sable filtre initial, la bentonite et les deux sous-couches distinctes dans le sable filtre.

4.1 Protocole expérimental

L'essai consiste à préparer un échantillon stratifié dans un perméamètre à paroi flexible, composé de deux couches distinctes. La couche inférieure, représentant l'aquifère, est constituée de sable 00 sans fines (les particules dont $d \leq 160$ µm ont été éliminés par tamisage) d'une épaisseur de 6,2 cm. La couche supérieure, d'une épaisseur de 5,9 cm, est un mélange sable-bentonite (S-B) préparé à sec avec 8 % de bentonite (100 g de sable séché à l'air + 8 g de bentonite en poudre brute). Ce pourcentage de 8% se situe dans la plage standard pour ce type de sable (Chapuis, 2002). L'utilisation d'une cellule triaxiale a été privilégiée pour réduire le temps d'essai vu que la conductivité hydraulique du mélange à saturation est faible ($k_{sat} = 1{,}2 \times 10^{-7}$ m/s) rendant les mesures dans un perméamètre à parois rigides trop longues. La figure 4.1 révèle les distributions granulométriques des deux matériaux.

Les matériaux ont été préparés avec précision : 414,1 g de sable 00 (densité $G_s = 2{,}63$) humidifié à 15 % d'eau et 394,3 g de mélange S-B ($G_s = 2{,}64$) humidifié à 12 %. Chaque couche a été déposée par strates de 1 cm d'épaisseur, puis compactée délicatement à l'aide de dameurs coulissants légers, conformément à la norme ASTM D5084 (*Standard test methods for*

measurement of hydraulic conductivity of saturated porous materials using a flexible wall permeameter, 2024). Pour protéger le dispositif expérimental du laboratoire et éviter la propagation de l'érosion interne en aval, un papier filtre de type Whatman a été placé sur la pierre poreuse à la sortie d'écoulement, évitant le colmatage de cette dernière par migration de bentonite, dans le cas échéant.

La figure 4.2 illustre de manière détaillée la méthodologie de préparation du spécimen en montrant particulièrement la disposition des deux couches de matériaux.

La saturation du spécimen a été réalisée selon un protocole de contre-pression graduelle. La pression a été augmentée par paliers successifs jusqu'à atteindre 600 kPa, permettant une élimination progressive de l'air interstitiel tout en préservant l'intégrité structurale du spécimen. Un gradient hydraulique élevé a été choisi pour l'essai car, à faible gradient, la vitesse d'écoulement devient trop faible pour être mesurée avec précision en laboratoire. Ce processus contrôlé a nécessité une période totale de 12 jours pour obtenir une saturation complète, conformément aux protocoles de la norme ASTM D5084 (*Standard test methods for measurement of hydraulic conductivity of saturated porous materials using a flexible wall permeameter, 2024*).

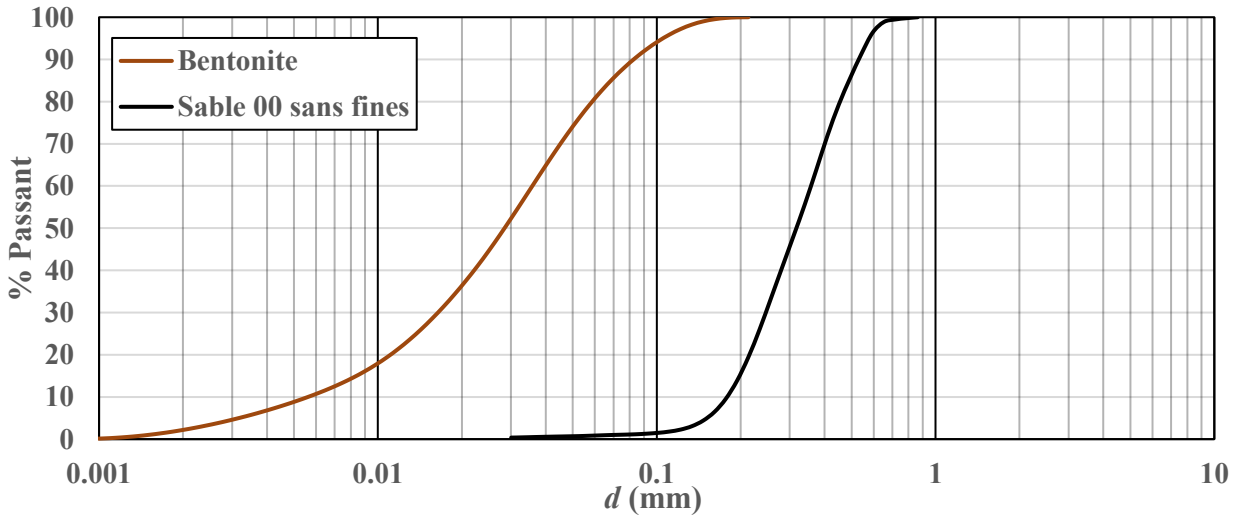

Figure 4.1 Distributions laser du sable 00 sans fines et de la bentonite.

La figure 4.1 montre que, bien qu'un protocole rigoureux de tamisage ait été appliqué pour éliminer toutes les particules inférieures à 160 µm, l'analyse granulométrique par diffraction laser révèle la persistance d'une fraction résiduelle de particules fines. Cette observation met en

lumière d'une part les contraintes inhérentes aux techniques traditionnelles de tamisage, dont la résolution pratique ne permet pas d'éliminer totalement les particules ultrafines, même lors de procédures menées soigneusement. ce résultat peut également s'expliquer par l'influence des forces électrostatiques vu que le tamisage a été réalisé à sec. D'autre part, elle démontre l'apport décisif des méthodes d'analyse avancées comme la diffraction laser, dont la sensibilité accrue autorise la détection de fractions granulométriques résiduelles que les approches classiques ne peuvent révéler.

Figure 4.2 Étapes de préparation expérimentale du spécimen dans un perméamètre à parois flexibles.

Une fois le spécimen saturé dans le perméamètre à paroi flexible, un essai de perméabilité à niveau variable descendant a été réalisé sous un gradient hydraulique moyen élevé de 12.

4.2 Critères d'érosion interne

Les critères d'évaluation de l'érosion interne et de filtration doivent être adaptés à la nature plastique ou non plastique des sols (Sherard et al., 1984a, 1984b). En effet, les méthodes applicables aux sols non plastiques (citées dans le chapitre précédent) ne conviennent pas aux sols plastiques (tels que le mélange S-B), car leurs mécanismes de résistance à l'érosion et leurs comportements sous un écoulement diffèrent fondamentalement.

Les mélanges sol-bentonite sont couramment employés comme matériaux de barrière hydraulique dans les ouvrages de confinement des déchets, couvertures et revêtements (Chapuis, 2002). Leur courbe granulométrique discontinue les rend cependant vulnérables aux forces d'infiltration. Cette hétérogénéité granulométrique peut provoquer un lavage des particules de bentonite sous l'effet des écoulements, compromettant leur étanchéité.

En pratique, la conception du sable filtre pour les mélanges sol-bentonite exige un diamètre caractéristique $d_{15} < 0.2$ mm pour le sol filtre. Cette règle s'applique spécifiquement aux matériaux argileux extrêmement fins, incluant les argiles sensibles du Québec et les mélanges à base de bentonite, afin de prévenir les risques d'érosion interne (Sherard et al., 1984b; Chapuis, 2002).

Le sable filtre utilisé dans cette étude présente un diamètre caractéristique d_{15} de 0,2 mm après élimination des particules fines. C'est pourquoi le recours à la MDM s'est révélé indispensable pour évaluer précisément les risques éventuels d'érosion interne.

4.3 Étude post essai

L'étude post-essai a ciblé deux couches distinctes du sable filtre : la couche supérieure (ST), en contact direct avec le mélange sable-bentonite, et la couche inférieure (SB), située à la base du sable. Ces deux couches ont été analysées par la MDM afin de détecter d'éventuelles migrations de particules fines issues du mélange S-B vers le sable (Fig 4.3).

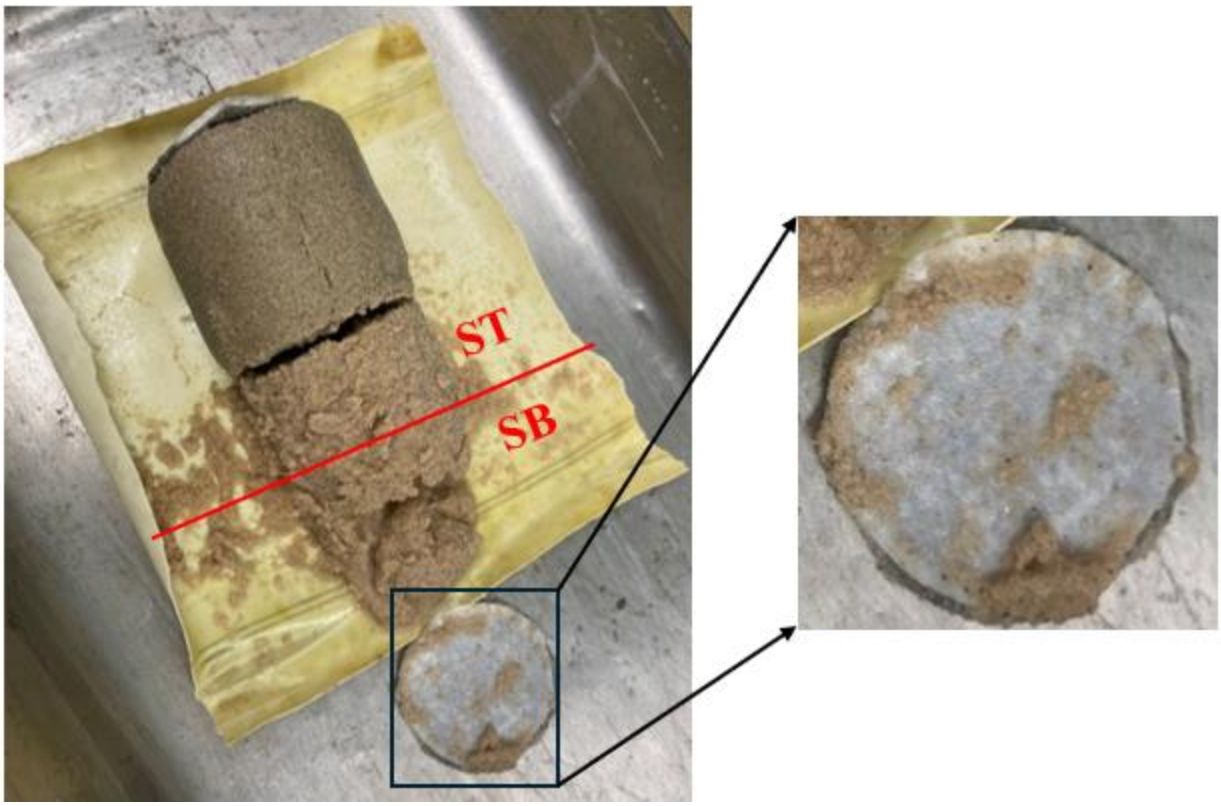

Figure 4.3 Couches analysées avec un zoom sur le papier filtre post essai.

La Figure 4.3 présente des observations déterminantes concernant le comportement des matériaux durant l'essai. L'examen visuel révèle de manière nette l'absence de migration de la bentonite durant l'essai de perméabilité, comme en témoignent des dépôts exclusivement sableux observés sur le papier filtre. La distinction entre le sable (teinte claire) et la bentonite (plus sombre) est clairement identifiable visuellement, renforçant cette conclusion. Cependant, pour une validation rigoureuse, une analyse approfondie par la MDM reste nécessaire. Cette approche analytique avancée permettrait de détecter d'éventuelles migrations infinitésimales non perceptibles à l'œil nu et qui échappent aux méthodes conventionnelles.

La Figure 4.4 présente les distributions granulométriques obtenues par diffraction laser pour les deux couches du sable filtre analysées après l'essai de perméabilité.

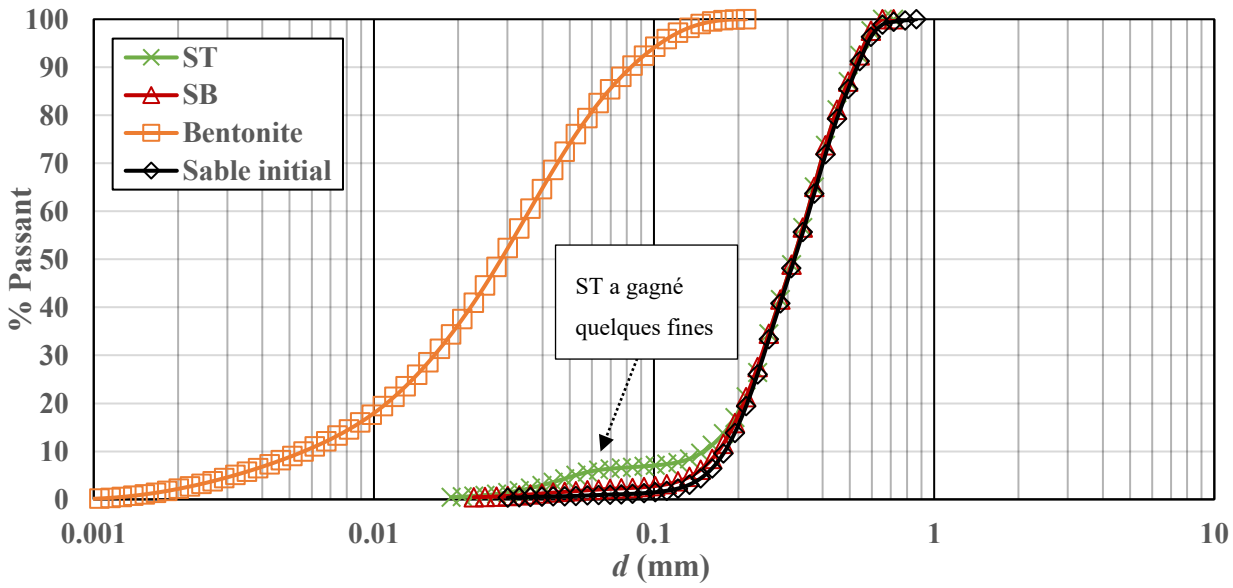

Figure 4.4 Courbes de distributions granulométriques par diffraction laser: distribution initiale du sable filtre, la bentonite et les deux distributions des deux couches testées.

La figure 4.4 a démontré que quelques particules fines avaient quitté le mélange S-B et se sont piégées dans la partie supérieure du sable filtre ST pendant l'essai de perméabilité. Cependant, la partie inférieure du sable filtre reste inchangée ce qui prouve que le déplacement des fines a été arrêté dans la couche supérieure du sable filtre. La MDM a été utilisé pour les distributions granulométriques de l'échantillon initial et pour celui des deux couches à la fin de l'essai. L'analyse granulométrique de la figure 4.4 met en évidence un transfert limité de particules fines depuis le mélange S-B vers la couche supérieure du sable filtre (ST) durant l'essai de perméabilité. Cette migration s'est strictement cantonnée dans cette couche, sans affecter la couche inférieure du sable (SB) qui conserve ses caractéristiques initiales. Ces résultats démontrent que le phénomène d'érosion interne, bien que présent, reste localisé spatialement et n'altère pas les propriétés globales de l'échantillon. La stabilité de la couche SB confirme l'efficacité du matériau filtre à préserver ses fonctions malgré les sollicitations hydrauliques.

4.4 Résultats de la MDM

La MDM a été utilisée pour caractériser les distributions granulométriques du sable filtre initial, de la bentonite et des couches ST et SB à la fin de l'essai de perméabilité. Les résultats de la MDM sont présentés dans les figures 4.5 et 4.6.

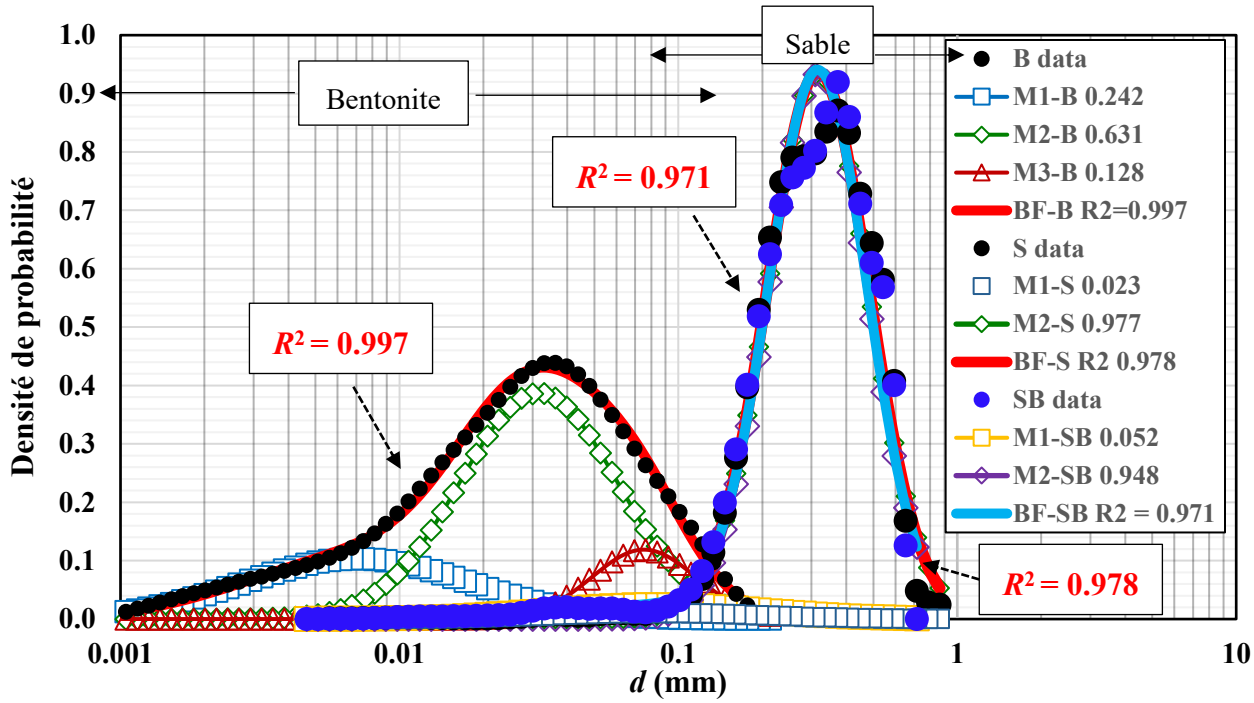

Figure 4.5 Densité de probabilité des couches analysées (B : bentonite, S : sable filtre initial, SB : couche inférieure du sable).

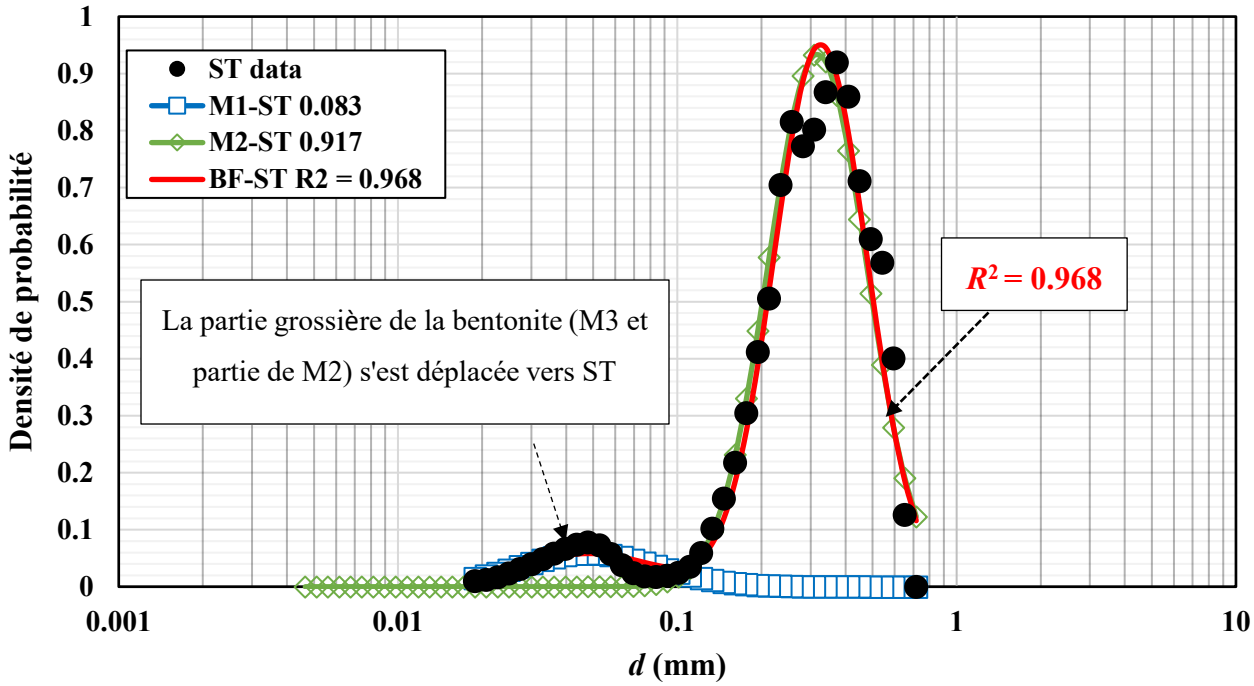

Figure 4.6 Densité de probabilité de ST (ST : couche supérieure du sable).

Les figures 4.5 et 4.6 montrent que le ‘best fit (BF)’ des PDD des courbes granulométriques est optimal, avec des coefficients de détermination élevés (R^2-B = 0,997 pour la bentonite, R^2-S = 0,978 pour le sable, R^2-SB = 0,971 pour la couche inférieure du sable et R^2-ST = 0,968 pour la couche supérieure du sable), confirmant la pertinence du modèle utilisé. La bentonite est composée de trois modes distincts : le mode M1 représente la fraction fine, le mode M2 la fraction moyenne et M3 la fraction grossière.
La figure 4.6 indique que la couche ST contenait 91,7 % de sable (mode M1) et avait acquis 8,3 % de particules grossières (0.03 mm < d < 0.06 mm) provenant de la bentonite (mode M2), illustrant ainsi un transfert sélectif de particules durant l'essai de perméabilité.

Ceci indique que la bentonite utilisée dans l'essai présente des impuretés résiduelles, notamment des particules de sable et de silt, indiquant qu'elle n'est pas très raffinée et purifiée. Contrairement aux particules fines de bentonite, qui possèdent des forces capillaires et colloïdales assurant leur cohésion et leur immobilité, ces impuretés ne bénéficient pas de telles propriétés, ce qui explique leur déplacement pendant l'essai. Pour éliminer ces particules indésirables, des traitements supplémentaires seraient nécessaires, mais ils impliquent des coûts élevés, rendant leur mise en œuvre moins accessible dans certains contextes.

La migration des particules grossières de la bentonite est restée strictement confinée à la couche supérieure du sable filtre (ST), sans altérer la couche inférieure (SB), qui conserve ses caractéristiques initiales, comme montre clairement les figures 4.4 et 4.5.

CHAPITRE 5 ARTICLE 2: NUMERICAL DETAILED ANALYSIS OF SANDBOX PERMEABILITY TESTS UNDER MULTIPLE NATURAL HYDRAULIC GRADIENTS

Submitted for publication to Engineering Geology on April 25, 2025

by

Sirine Ben Slima[1] and Robert P. Chapuis[1,2]

[1] Department of Civil, Geological and Mining Engineering, Polytechnique Montréal, P.O. Box 6079, Sta. CV, Montreal (Quebec), Canada, H3C 3A7

[2] Corresponding author – e-mail: robert.chapuis@polymtl.ca

Abstract

Monitoring wells (MWs) must be correctly installed for accurate assessment of piezometric level (*PL*) and hydraulic conductivity (*k*) using properly executed and interpreted variable-head (slug) permeability tests. To rigorously evaluate such tests, a laboratory model was numerically designed, simulating two aquifers separated by an aquitard. This numerical study presents novel insights from numerous constant head and variable head permeability tests conducted in a confined aquifer under diverse controlled conditions. Numerical simulations using the finite element method were performed for hydraulic gradients ranging from natural field-scale conditions to steeper laboratory-scale gradients. Data interpretation employed two approaches: the velocity graph method and Hvorslev's method. Unlike the smooth curves predicted by theory, the velocity graphs derived from slug test data consistently exhibited linear relationships for all tested gradients and configurations. Outcomes remained noticeably uniform regardless of the natural hydraulic gradient, revealing remarkable consistency between field and laboratory conditions. These findings challenge theories assuming nonlinear hydraulic responses, demonstrating that the velocity graph method reliably captures aquifer behavior under diverse test conditions. The study underscores the method's robustness in eliminating errors linked to piezometric level estimation and interpretation biases, offering a validated tool for permeability analysis in both experimental and real-world settings.

Key words: monitoring well, slug test, aquifer, hydraulic conductivity, numerical simulation.

5.1 Introduction

In the field of engineering geology, a wide array of challenges, both environmental and non-environmental, require the strategic placement of MWs within specific aquifer or aquitard layers. Each MW is characterized by a unique set of parameters that critically affect its functionality. These parameters include the specifications of the riser pipe, the screen design, the filter material surrounding the screen, and the composition of sealants within the annular space between the borehole wall and the riser pipe. These factors have a significant influence on the well's performance, which in turn affects the reliability of the data collected.

For more than a century, hydrogeological engineers have been conducting field VH permeability (slug) tests in MWs to determine the hydraulic conductivity k of a soil. The principal idea behind these tests is simple as it consists of rapidly changing the water level within the MW's pipe either by adding or by removing water and systematically recording the changes in water elevation over time. When the test is correctly conducted in a properly installed MW, this technique proves its effectiveness for evaluating the hydraulic characteristics of subsurface formations. To accurately interpret slug test results, it is crucial to consider the head losses occurring within the well screen and the surrounding filter material. Unfortunately, this important factor is often neglected by many researchers, potentially leading to an underestimation in hydraulic conductivity value.

In this study, a reduced-scale laboratory model is numerically modelled to simulate a confined aquifer and study the efficiency of the velocity graph method in accurately determining local PL and k under conditions analogous to field settings. The numerical modeling includes both CH and VH tests, either rising or falling head tests.

To establish a robust foundation for analysis, CH tests were initially conducted across a spectrum of hydraulic gradients, ranging from those typical in real-world scenarios to steeper laboratory gradients. This approach enabled the determination of the value of the shape factor, a critical parameter for subsequent analyses.

Following the CH tests, slug tests were performed using a finite element method, maintaining the same range of hydraulic gradients but exploring various test configurations within the simulated aquifer. The resulting data were then interpreted using two distinct methodologies: the velocity graph method and its integral form, the Hvorslev method.

The objective of this comprehensive approach was to assess the adequacy of the velocity graph method in providing reliable estimates of both *k* and *PL* within the tested aquifer. By comparing these laboratory-derived results with the real-world outcomes, the study aimed to verify the velocity graph method's applicability across diverse hydrogeological settings, from controlled laboratory environments to complex field conditions.

5.2 Interpretation of a VH permeability test

Various methods are available for interpreting VH permeability tests. Some of them focus on determining the hydraulic conductivity *k* of the tested material, whether it is an aquifer or an aquitard. These approaches simplify the analysis by neglecting the impact of matrix deformation on the mass conservation equation (Lefranc, 1936, 1937; Mandel, 1939; Taylor, 1948; Luthin & Kirkham, 1949; Hvorslev, 1951; Boersma, 1965; Navfac, 1974; Bouwer & Jackson, 1974; Bouwer & Rice, 1976; Widdowson et al., 1990; Hyder & Butler, 1995).

Other researchers (Cooper et al., 1967; Papadopulos et al., 1973; Van der Kamp, 1976; Krauss, 1977; Faust & Mercer, 1984; Nguyen & Pinder, 1984; Kabala et al., 1985; Moench et al., 1985; Kipp, 1985; Hyder et al., 1994) have developed methods to derive both transmissivity *T* and storativity *S* values of an aquifer from slug test data. These approaches consider the effect of matrix deformation on the mass conservation equation. In their analysis, the deformation is assumed to be both instantaneous and elastic.

Another group of researchers, including Gibson (1966, 1970), Wilkinson (1968), Mieussens and Ducasse (1977), developed alternative approaches to characterize aquitards. Their methods aim to determine both the local compressibility, and the local hydraulic conductivity *k* value of an aquitard based on the assumption that the matrix deformation has an elastic and delayed behavior.

To analyze the data obtained from a VH permeability test, the velocity graph is developed later, neglecting the volumetric deformation of the solid matrix (Chapuis et al., 1981; Chapuis, 1998a, 2001). The standards for field permeability tests in Canada (CAN/BNQ, *Soils - determination of permeability at the end of a casing, 2008a*) and (*CAN/BNQ, Soils-Determination of permeability by the Lefranc method, 2008b*) and France (AFNOR, *Essai d'eau Lefranc, 1992*) and Europe (EN-ISO 22282-2, 2012) have incorporated this method.

In practical applications, choosing the appropriate interpretation method for permeability test data presents a significant challenge. This can be explained by the fact that when different methods are applied to the same set of test data, the resulting *k* values can vary by two orders of magnitude (Herzog, 1994).

Chapuis and Chenaf (2002) revealed that traditional methods (e.g., Hvorslev) underestimated hydraulic conductivity due to neglected aquifer strain, emphasizing strain-inclusive numerical models for accuracy. Their study on variable-head permeability tests in driven casings revealed similar limitations in traditional approaches, stressing the importance of addressing wellbore dynamics and employing diagnostic tools like velocity graphs alongside numerical simulations to enhance field-test reliability (Chapuis & Chenaf, 2003). Both studies highlighted the critical advantage of numerical models incorporating strain and storage considerations compared to analytical approaches.

The study involves designing a reduced-scale model to evaluate its ability to replicate meaningful results aligned with large-scale models and field tests (Chapuis & Chenaf, 2002, 2003; Chapuis, 2024a), while evaluating its sensitivity to testing parameters. Both CH and VH permeability tests were performed to measure the *k* value in the confined aquifer of the reduced-scale setup.

CH tests were conducted by injecting or pumping water at a steady rate, and the flow rate was recorded against the hydraulic head difference. The data were analyzed using the Lefranc method. VH tests were initiated with a rapid water level change in the well, and the subsequent water level response was monitored over time. These results were analyzed using both the Hvorslev method and the velocity graph method (Chapuis, 1998a).

The *k* values derived from falling and raising head tests were compared and discussed across a spectrum of hydraulic gradients, ranging from natural field conditions to those typically encountered in laboratory settings.

5.3 Mathematical solution of the velocity method

The velocity graph displays the velocity of the water level in the pipe against the average of the assumed hydraulic head difference. This graph illustrates the mass conservation at the interface between the tested material and the injection zone, yielding both the *k* value and the local *PL* value for the test. After determining the *PL*, the Hvorslev method can be applied to verify the

previously obtained k value. According to Chapuis (1998a), when the soil volumetric deformation is negligible, VH tests are described by the Laplace equation. One of its solutions, the harmonic functions, connects the soil flux Q_{soil} to the pipe inflow Q_{inj} through a mass conservation equation as follows.

$$Q_{inj} = Q_{soil} = ckH \tag{5.1}$$

where c is the shape factor, k is the hydraulic conductivity of the aquifer, H is the applied hydraulic head difference. This equation is the basis for both the Hvorslev and Chapuis methods. In a falling-head test, Q_{inj} is represented by Eq. (5.2) below.

$$Q_{inj} = -S_{inj}\frac{dH}{dt} \tag{5.2}$$

Where S_{inj} is the internal cross section of the injection pipe and dH/dt is the water velocity in the pipe.

The combination of Eq. (5.1) and Eq. (5.2) results in:

$$\frac{dH}{dt} = -\frac{ckH}{S_{inj}} \tag{5.3}$$

Which can be rearranged as:

$$\frac{dH}{H} = -\frac{ck}{S_{inj}}dt \tag{5.4}$$

The integration of Eq. (5.4) leads to the solution of Hvorslev (1951) :

$$\ln\left(\frac{H_1}{H_2}\right) = -\frac{ck}{S_{inj}}(t_1 - t_2) = -\frac{k}{C}(t_1 - t_2) \tag{5.5}$$

Where H_1 and H_2 are the total head at times t_1 and t_2 respectively and

$$C = \frac{S_{inj}}{c} \tag{5.6}$$

Hvorslev's method therefore consists of plotting *ln(H)* on the *y*-axis versus *t* on the *x*-axis. If the test is good, the results should give a linear line with a slope $P_1 = -k/C$ which means that $k = P_1 C$.

The velocity graph method visually represents Eq. (5.3). It involves plotting the water level velocity dH/dt versus the mean value of the water column H_m during dt. It should yield a straight line with a slope $P_2 = dy/dx = S_{inj}/kc = C/k$ where $y = H$ and $x =$ dH/dt. The true H value is often not precisely known, and the real value H_r represents the difference between the H value assumed by the user and the error in the piezometric level H_0 as expressed in Eq. (5.7). This error can arise from various sources (Chapuis, 2009b).

$$H_r = H - H_0 \tag{5.7}$$

The combination of Eq. (5.3) and Eq. (5.7) results in:

$$H = -\frac{S_{inj}}{ck}\frac{dH}{dt} + H_0 = -\frac{C}{k}\frac{dH}{dt} + H_0 \tag{5.8}$$

As a result, according to Eq. (5.8), the slope of the straight line can be represented as $P_2 = C/k$ which means that $k = C/P_2$.

Once the corrected H values are obtained using the velocity graph, the semi-logarithmic plot from Hvorslev (1951) can be corrected. It then forms a straight line, providing an accurate k value. Initially, the first k value is calculated using the slope P_2. After adjusting the H values, the semi-logarithmic plot can be further corrected to a straight line, allowing for the determination of a second k value (derived from the slope P_1), which should closely match the first one (derived from the slope P_2).

The velocity graph method proved its accuracy and reliability in determining both the true piezometric level (PL) and the hydraulic conductivity (k) for field tests and laboratory tests (Chapuis et al., 1981; Chapuis, 1989, 1998a, 2001, 2015).

5.4 Shape factor

The shape factor is influenced by the geometry of the injection zone and all boundary conditions of the problem due to the characteristics of harmonic functions.

Numerous mathematical and physical textbooks demonstrated various methods for calculating the shape factor. Most of these methods were validated either by electrical analogs (Mandel, 1939; Taylor, 1948; Schneebeli, 1966) or by numerical analyses (Chapuis, 1989).

For the Lefranc test, in an infinite medium, when the injection zone is a cylinder with a diameter D and a length L, the 'sphere' formula is recommended for calculating the shape factor when $1 \leq L/D \leq 8$ while the 'ellipsoid' formula is applied when $L/D \geq 4$:

$$c = 2\pi D \left[\left(\frac{L}{D} + 0.25\right)\right]^{0.5} \quad when\ 1 \leq \frac{L}{D} \leq 8 \tag{5.9}$$

$$c = \frac{2\pi L}{\ln\left(\frac{2L}{D}\right)} \quad when\ \frac{L}{D} \geq 4 \tag{5.10}$$

For tests performed in a bounded aquifer where one boundary or several boundaries are close to the injection zone (case of tests in a sandbox), the shape factor c requires adjustment.

In the scenario of a fully penetrating well in a confined aquifer of thickness b, the modified shape factor can be calculated using the equation of Bouwer and Rice (1976) :

$$c = \frac{2\pi L}{\ln\left(\frac{R_0}{r_w}\right)} \tag{5.11}$$

where R_0 is the radius of influence of the well, and r_w is the radius of the injection zone. When the well fully penetrates the aquifer, the mathematical expression of $ln\ (R_0/r_w)$ can be formulated as follows:

$$ln\left(\frac{R_0}{r_w}\right) = \left[\frac{1.1}{ln\left(\frac{d}{r_w}\right)} + \frac{C}{\left(\frac{L}{r_w}\right)}\right]^{-1} \tag{5.12}$$

where d represents the distance from the water table to the bottom of the water injection zone, while b denotes the saturated thickness of the unconfined aquifer. The dimensionless parameter C of Eq. (5.12) is a coefficient that is determined as function of the ratio L/r_w (Bouwer & Rice, 1976).

For the VH test in a MW, to calculate an accurate value of a shape factor to a relative error of 10%, it is recommended to use Eq. (5.9) and Eq. (5.10) (Chapuis, 1999). Various modified equations for different geometries and hypotheses and others that consider the upper and the lower boundaries of the barrier are available (Cassan, 1980; Chapuis, 1989; Chapuis & Chenaf, 2008). However, it is crucial to emphasize

that these equations are only valid and applicable in scenarios where the system boundaries are located far from the injection zone.

5.5 CH permeability test

CH tests were conducted by either pumping water out or injecting it into the pipe at a steady flow rate until a stable water level was achieved. Once the pump was turned off, the water level in the pipe gradually returned to its original static level.

For the CH test, the hydraulic conductivity is calculated using Eq. (5.13) :

$$k = \frac{Q}{cH_C} \tag{5.13}$$

Where Q is the constant flow rate maintained during the CH test, whether it is water injection or extraction, which is equal to the water flow rate through the injection zone Q_s, c is the shape factor and H_c corresponds to the constant hydraulic head difference, measured between the initial and stabilized piezometric levels in the well.

5.6 Materials and methods

5.6.1 Design of the reduced-scale model

This study of slug tests through a half MW, is conducted in a reduced scale model containing a confined aquifer. The objective of this study is to determine, through numerical methods, whether this small-scale model can generate meaningful results comparable to those from full-scale models and field studies.

The designed reduced-scale model (100 cm × 40 cm × 62.5 cm) looks like an aquarium with five walls, three of them are covered with blackout film, while the others (the front and the base walls) are made of 10 mm thick transparent glass; the front one allows cross-sectional visualization, and the base enables observations in a horizontal plane around the half-MW. A support structure was designed to allow easy access underneath the model for capturing images during tests. Rigorous quality control measures were conducted to ensure the aquarium's impermeability, durability, and overall structural stability. The model contains a 20 cm thick confined aquifer, a 20 cm thick aquitard, and a 20 cm thick unconfined aquifer. The half-MW with an inner diameter of 5 cm and an outer diameter of 6 cm is installed in the confined aquifer.

It has a 20 cm long screen starting from the bottom. The screen is represented with a thickness of 5 mm and an open area of 10%. Its hydraulic conductivity is 5 x 10^{-2} m/s, as determined by Baptiste and Chapuis (2015). A filter pack with an external diameter of 11 cm surrounds the screen. Four rigid U-shaped pipes, enveloped with coarse sand, were installed at both ends of each aquifer. They either take water from or release water to distinct reservoirs at constant hydraulic from different reservoirs. These pipes, with an internal diameter of 2.2 cm and an external diameter of 2.8 cm, are horizontally slotted in their lower section positioned within each aquifer. Their slots are 0.08 mm wide, and their open area is about 10%. This configuration allows accurate water level control and monitoring of the water levels in both aquifers. Peristaltic pumps were used to facilitate water circulation through the U-shaped pipes. By adjusting the water levels in the reservoirs, each aquifer can be subjected to either a zero gradient or a constant horizontal gradient for testing purposes. Figure 5.1 depicts the preliminary design of the reduced-scale model.

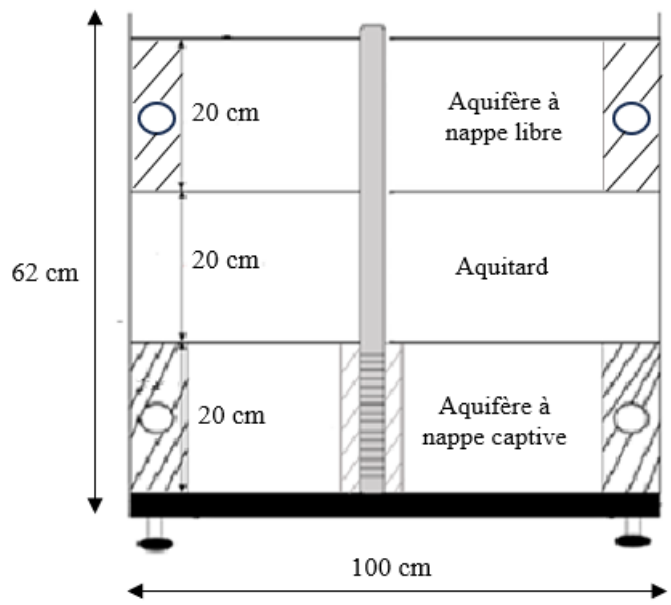

Figure 5.1 Front view of the reduced-scale model.

5.6.2 Basics for installing MWs

Proper installation of a MW requires following fundamental rules for optimal selection of filter material and screen slot size. The procedure consists of three essential steps: (1) accurately establish the grain size distribution (GSD) of the aquifer material, (2) based on that, select an

appropriate filter material, and (3) determine the suitable screen slot size. Once these steps are completed, the MW can properly be installed.

5.6.2.1 Establish the GSD of the aquifer material

The grain size distribution curves (GSDC) of filter sands have changed recently. The latest GSDCs for commercial filter sands from Atlantic Company are represented in Figure 5.2 (Equipement Environnemental Terra). Currently, the finest sand available is 'sand 00', which looks like the old 'sand 000' that was previously offered.

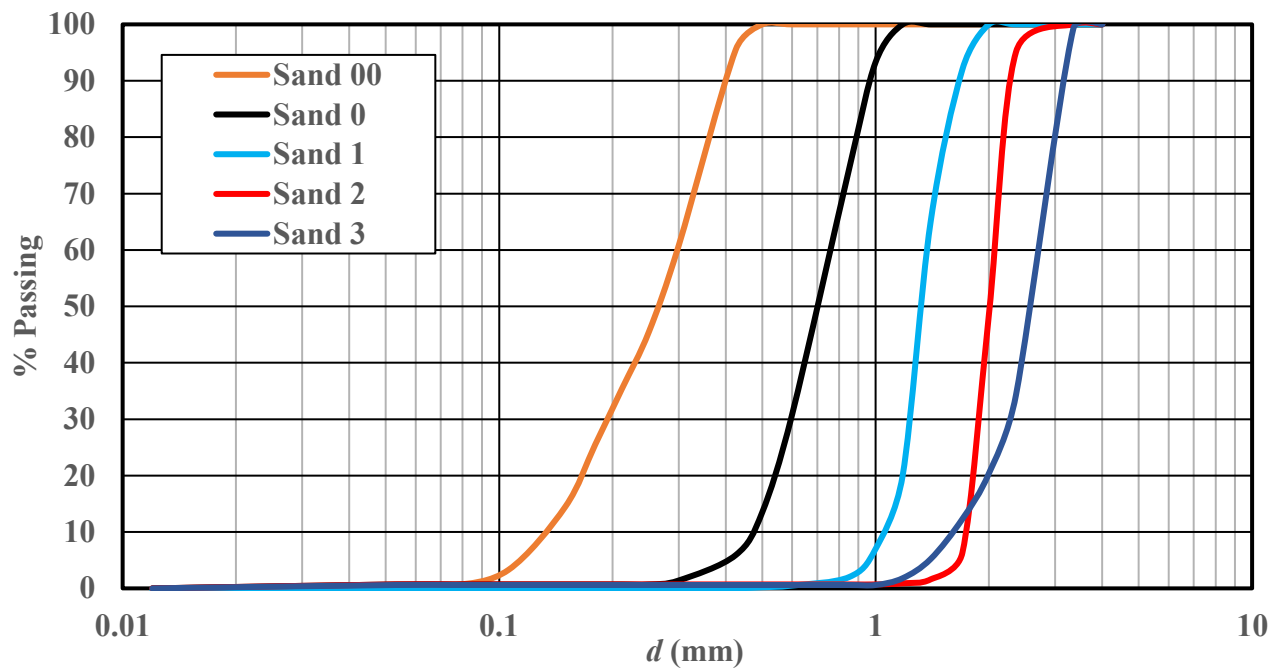

Figure 5.2. Illustrative grain size distribution curves for commercially available filter sands.

For both aquifers, the filter 'sand 00' with a fine grain size (produced through industrial sieving) was selected. A filter sand was chosen due to its small grain size variation and lower void ratio variability. It is more homogeneous than other types of sand. It is composed of uniform, fine-grained particles, with a d_{15} value (the size at which 15% of particles are finer) below 0.2 mm. This uniformity is crucial for preventing the segregation of the filter pack during installation (Chapuis, 1992, 2008). The combination between the uniform particle size distribution and the adequate hydraulic conductivity of the filter sand is essential to minimize hydraulic head losses within the filter pack and ensure its optimal performance.

Since its Proctor compaction curve is quite flat, compacting it in either dry or wet conditions does not significantly affect its void ratio. In the reduced-scale model, the sand was statically compacted with light loads in a dry condition, without vibration to avoid potential segregation.

As shown in Figure 5.2, the GSDC of 'sand 00' is notably flat in the finer range, which can lead to internal erosion (the movement of small dust particles within the pores between larger grains). Therefore, to achieve a more stable sand in the tested aquifer, it is necessary to remove all particles smaller than approximately 0.16 mm; otherwise, during testing, these particles will move. They may be absent in some areas while accumulating in others, which will lead to a poor estimation of the hydraulic conductivity *k* value. Additionally, they may accumulate at the bottom of the aquifer. Such accumulation could interfere with the flow visualization, potentially obstructing or distorting the experimental results. For the unconfined aquifer, 'sand 00' was kept in its original state. The revised grain size distribution curve for the 'sand 00', with fines removed, is presented in Figure 5.3.

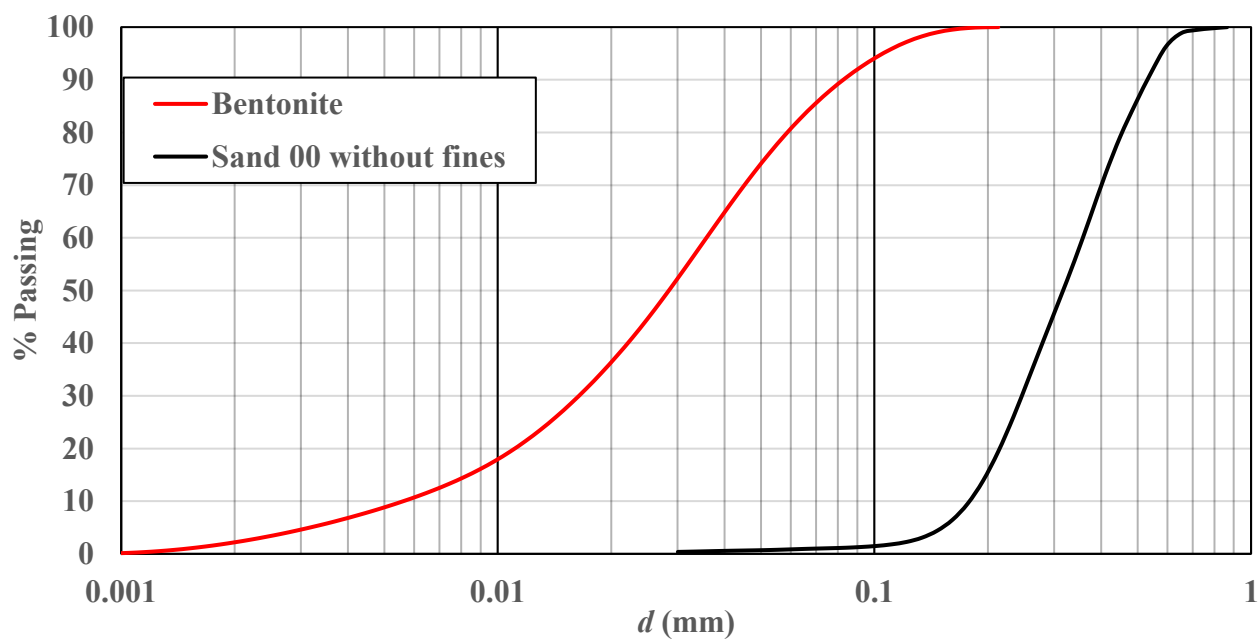

Figure 5.3. Laser GSDC of 'sand 00' without fines and bentonite.

Figure 5.3 reveals that despite thorough laboratory sieving to eliminate particles below 0.16 mm, laser analysis detects a small fraction of fine particles persisting in the sample. This observation highlights the limitations of mechanical sieving techniques.

The industrial production of filter sands involves large-scale vibrating equipment, which is subject to occasional deviations from optimal calibration. As a result, the actual grain size distribution of the sand may not precisely match the manufacturer's intended specifications. Such discrepancies are typical in industrial-scale processes, where minor fluctuations in machinery performance can produce subtle variations in the final product's grain size distribution.

These factors collectively contribute to the presence of a small but detectable quantity of fine particles in the sand sample, even after rigorous sieving procedures.

5.6.2.2 Select the filter material

The goal of the filter material is to obtain groundwater samples that are properly filtered and free of turbidity. The aquifer material used is the filter sand 'sand 00'. Its diameters d_{10} et d_{60} are 0.18 mm and 0.36 mm respectively, resulting in a coefficient of uniformity $C_U = d_{60} / d_{10} = 2$.

The filter sand is chosen from a range of commercially available, washed and sieved natural siliceous sands. These sands feature rounded to facilitate placement, abrasion-resistant grains and suitable grain size distribution curves. Figure 5.2 illustrates the recent GSDCs for commercial filter sands (Equipement Environnemental Terra). The purpose of the chosen filter sand is to efficiently retain the smallest solid particles from the natural soil to ensure clear and sediment free groundwater samples. The selected filter material must meet specific criteria outlined in Table 5.1.

Guidelines for MWs placed in aquifers follow the standards set by the Bureau of Reclamation (1977). For MWs installed in silt and clay formations, geotechnical engineering criteria used for ensuring the safety of dam cores, liners, and covers are applied. Additionally, there must be a hydraulic conductivity contrast (k(fm) / k(am) > 10) between the aquifer material *am* and the filter material *fm*.

Table 5.1 Guidelines for choosing the appropriate material for the filter pack of a MW.

Aquifer material (am)	Filter material (fm)
$C_u(am) \leq 2.5$	Preferable solution: $C_u(fm) \leq 2.5$ with $d_{50}(fm) \leq 6d_{50}(am)$ Acceptable solution: $2.5 \leq C_u(fm) \leq 5$ with $d_{50}(fm) \leq 9d_{50}(am)$
$2.5 \leq C_u(am) \leq 5$	Preferable solution: $C_u(fm) \leq 2.5$ with $d_{50}(fm) \leq 9d_{50}(am)$ Acceptable solution: $2.5 \leq C_u(fm) \leq 5$ with $d_{50}(fm) \leq 12d_{50}(am)$
$C_u(am) > 5$	In the grain size distribution graph, at y = 30% locate the points of abscissa $6d_{30}$(am) and $9d_{30}$(am). Through these points draw two parallel lines representing filter materials with $C_u(fm) \leq 2.5$. Select a filter material with a GSDC that falls between the two lines.
Aquitard	Select a fine uniform natural sand with $d_{15}(fm) \leq 0.3\ mm$ for silty materials and $d_{15}(fm) \leq 0.2\ mm$ for clayey materials.

Based on these criteria, 'sand 1' was selected as a suitable filter sand for use against screen and the U-shaped pipes since $d_{50}(Sand\ 1) = 1.3 \leq 6d_{50}(am) = 1.92$ and $C_u(Sand\ 1) = 1.4/1.1 = 1.27 \leq 2.5$.

5.6.2.3 Determine the screen slot size

To ensure accurate results, the screen slot size should not exceed $D_{10}(Sand\ 1) = 1.1\ mm$. This condition must be maintained to facilitate water flow while allowing a maximum of 10%. Based on these requirements, a screen slot size of approximately 0.8 mm was chosen.

A coarse “sand 1” is placed over the entire width at both ends and over a length of 7 cm, to make sure that hydraulic heads are constant on each side. Both sands are homogeneous and horizontally isotropic.

The aquitard is a sand-bentonite mix (8% of bentonite) with an elevated bentonite content near the walls (15% of bentonite), which enhances swelling capacity (Chapuis, 1990) and ensures an effective seal against the boundaries. These percentages were selected based on observed behavior of the bentonite-sand mixture (Chapuis, 2016). When the bentonite-sand ratio (B/S) ranges from 5% to 15%, the bentonite particles remain securely integrated within the matrix. However, if the bentonite content drops below about 5% relative to the sand, seepage forces become strong enough to induce internal erosion, effectively washing out the bentonite particles (Chapuis, 2016).

The hydraulic conductivity k of the sand-bentonite mix (8% of bentonite) was measured using flexible-wall permeameter tests, following *ASTM D5084* (*Standard test method for measurement of hydraulic conductivity of saturated porous materials using a flexible wall permeameter, 2024*) and was determined to be 1.2×10^{-7} m/s. Within the aquitard, the sand-bentonite mix was gently compacted using light loads in a static manner in a wet condition (w = 7%).

Table 5.2 presents the characteristics of the soils along with their saturated hydraulic conductivities, as determined using predictive methods and laboratory permeability tests.

Table 5.2 Fundamental soil properties.

Parameter	'sand 00' without fine particles	Sand 1	Sand-bentonite mix
d_{10} (mm)	0.18	1.1	0.17
d_{60} (mm)	0.36	1.5	0.38
C_u	2	1.36	2.24
n	0.35	0.35	0.39
e	0.54	0.54	0.64
G_s	2.63	2.63	2.64
Hazen criteria	3/3*	3/3*	NA
k_Hazen (m/s)	4.86×10^{-4}	1.82×10^{-2}	NA
k_Taylor (m/s)	2.74×10^{-4}	9.13×10^{-3}	NA
Navfac criteria	4/4*	3/4*	NA
k_Navfac (m/s)	1.88×10^{-4}	1.42×10^{-2}	NA
Chapuis criteria	3/3*	3/3*	NA
k_Chapuis (m/s)	3.07×10^{-4}	4.77×10^{-3}	NA
k_Lab (m/s)	4×10^{-4}	1×10^{-2}	1.20×10^{-7}

*3/4 means that 3 out of 4 criteria are met
NA means not applicable

5.7 Numerical model and analysis

The numerical analysis in this study is based on a reduced-scale experimental model. This model represents a confined aquifer, which in the horizontal plane (x, y) measures 100 cm by 40 cm.

Thus, only the horizontal flow is relevant in this context. The hydraulic conductivity of the confined aquifer is $k = 4 \times 10^{-4}$ m/s and the effective porosity $n_e = 0.35$. The half MW has 20 cm long screen, which has a hydraulic conductivity of 5×10^{-2} m/s as determined by Baptiste and Chapuis (2015). It is represented with a thickness of 5 mm and an open area of 10%. A filter pack 'Sand 1' with an external diameter of 11 cm with a hydraulic conductivity of 10^{-2} m/s, is positioned against the screen. The k values were obtained using experimental permeability tests following *ASTM D2434 (Standard Test Methods for Measurement of Hydraulic Conductivity of Coarse-Grained Soils, 2022)* and *ASTM D5084 (Standard test method for measurement of hydraulic conductivity of saturated porous materials using a flexible wall permeameter, 2024)* protocols. Two values of the coefficient of compressibility ($M_v = 10^{-10}$ and 10^{-5}) were selected to represent contrasting scenarios: one simulating a material 'sand' with negligible volumetric deformation and another resembling the compressibility characteristics of the same material

‘sand’. This approach enabled comparative analysis to assess the influence of volumetric strain on permeability test outcomes. The $M_v = 10^{-10}$ value was chosen to align with stress-strain predictions of zero volumetric strain (Chapuis, 2017). All materials are supposed saturated.

To accurately model the scenario, the injection pipe’s interior was treated as highly permeable (Chapuis, 2009a). A sensitivity analysis showed that varying the hydraulic conductivity of the pipe’s water-filled region across a range of 10 to 1000 m/s yielded identical results, confirming that results were independent of this parameter.

The coordinate system is defined such that the origin is located at the center of the test well, with flow directed from right to left.The boundary conditions are established as:

$$H(x,y)_{B1} = H_1 \quad H(x,y)_{B2} = H_2$$

$$k\left(\frac{\partial H}{\partial n}\right)_{B3} = 0 \qquad k\left(\frac{\partial H}{\partial n}\right)_{B4} = 0$$

Where B_1, B_2, B_3 and B_4 represent the boundaries of the numerical model. B_1 and B_2 are characterized as constant-head boundaries, with prescribed total heads of H_1 and H_2 respectively. Conversely, B_3 and B_4 are classified as no-flux boundaries (impervious). The term $'n'$ denotes the boundary's normal vector, which is perpendicular to the boundary surface. Groundwater flow within the aquifer was induced by establishing a hydraulic gradient between two control points, H_1 and H_2. This gradient was systematically varied by adjusting the head difference, consistently maintaining $H_1 > H_2$. As a result, the groundwater movement was directed from right to left across the aquifer system. This controlled manipulation of hydraulic heads allowed for the simulation of various flow scenarios. The standard parameter values were displayed in Table 5.3.

A square grid with 5 mm elements was implemented in regions distal to the well. As the mesh approached the wellbore, it was adaptively refined and transitioned to a triangular configuration, achieving localized element sizes below 5.5/3 mm (Fig. 5.5). The progressive refinement near the well minimizes discretization errors, enabling reliable numerical solutions while maintaining stability across the domain (Chapuis et al., 2023; Chapuis et al., 2025). The 2D setup is depicted in Figure 5.4.

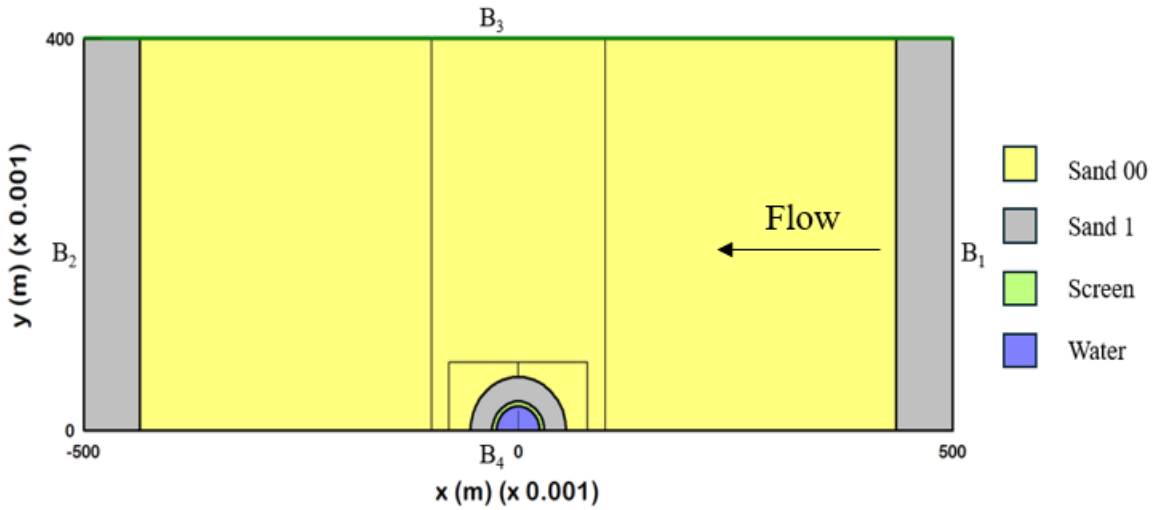

Figure 5.4. The schematic diagram of the numerical model. B_1, B_2, B_3 and B_4 are the boundaries of the model.

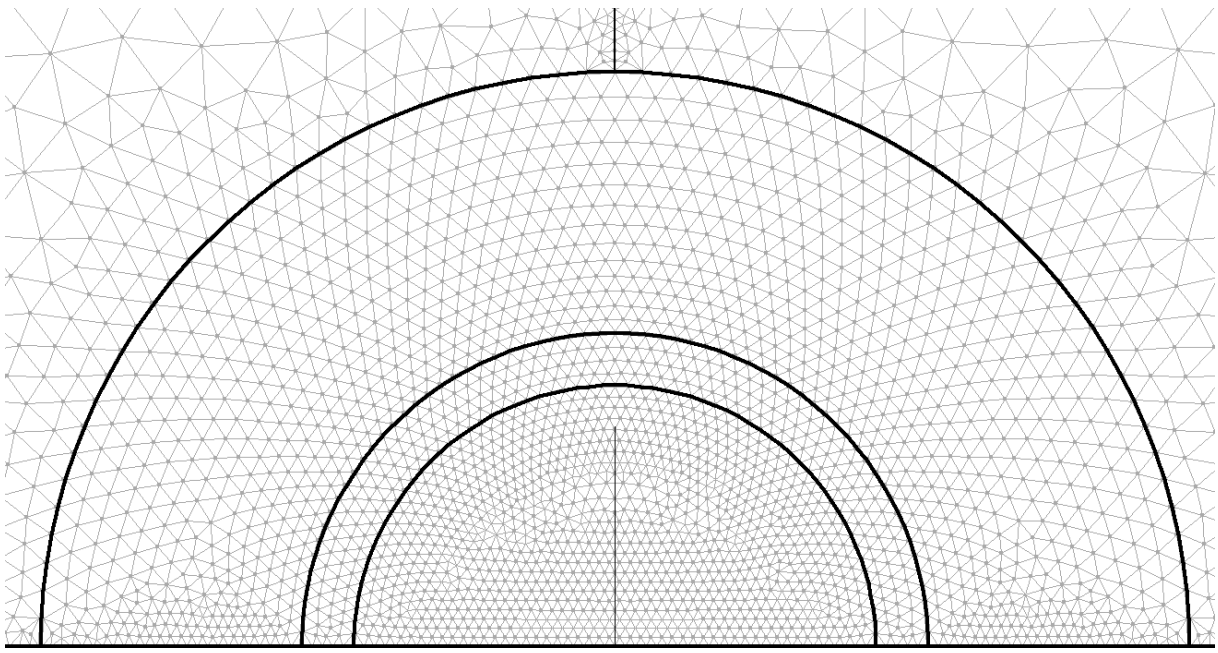

Figure 5.5. Details of the mesh around the MW and within the pipe.

Table 5.3 Parameters for numerical study.

Parameter	Values
aquifer thickness (cm)	20
screen thickness (cm)	0.5
effective porosity of aquifer	0.35
effective porosity of filter pack	0.35
effective porosity of screen	0.1
porosity of aquifer	0.35
porosity of filter pack	0.35
porosity of screen	0.1
inner radius of filter pack (cm)	3
outer radius of filter pack (cm)	5.5
inner radius of the MW pipe (cm)	2.5
outer radius of the MW pipe (cm)	3
hydraulic conductivity of aquifer (m/s)	4×10^{-4}
hydraulic conductivity of screen (m/s)	5×10^{-2}
hydraulic conductivity of filter pack (m/s)	1×10^{-2}
hydraulic conductivity of water (m/s)	10
hydraulic "natural" gradients	0.001, 0.002, 0.005, 0.01, 0.02
Coefficient of volume compressibility M_v (kPa)	1×10^{-5}, 1×10^{-10}

Numerous permeability tests were conducted on the MW within the simulated confined aquifer. These tests encompassed both CH and VH tests. The resulting data of CH tests were used to calculate the numerical shape factor (c) value, which was then compared with theoretical predictions derived from the equations gathered by Hvorslev (1951).

For VH tests (slug tests), the water level was quickly altered (raised or lowered in 1 second), and its subsequent temporal variation in the solid pipe was recorded. The hydraulic conductivity k of the tested aquifer was then calculated using the shape factor value previously determined from CH tests. The analysis of these VH data employed two complementary methods: the analytical solution of Hvorslev (1951) and the velocity graph method of Chapuis et al. (1981).

5.8 Results

All numerical simulations conducted in the virtual sand box utilized the finite element code SEEP/W (Geo-Slope International Ltd., 2007), which solves groundwater flow problems by

solving Darcy's Law and the mass conservation equation. For isotropic hydraulic conductivity k, the conservation equation is expressed as (Richards, 1931):

$$k\nabla^2 h = \frac{\partial \theta}{\partial t} \tag{14}$$

where h is the total head, θ is the volumetric water content, and t is the time.

5.8.1 CH permeability test

During both the falling and rising head tests, the water level was lowered or raised rapidly by 5 cm, 10 cm, and 15 cm relative to the initial equilibrium level. As these tests were performed at multiple hydraulic head levels, they allowed for the measurement of various constant flow rates. Ideally, the relationship between the flow rates and their corresponding head differences should be linear. This linearity is crucial for determining the shape factor value, which can be accurately obtained only under steady-state conditions during a CH test.

CH tests were performed across a spectrum of natural hydraulic gradients, ranging from a natural field-scale gradient (i = 0.001) to a more pronounced laboratory-scale gradient (i = 0.02). In total, five distinct gradient scenarios were examined. The results are shown in Figure 5.6.

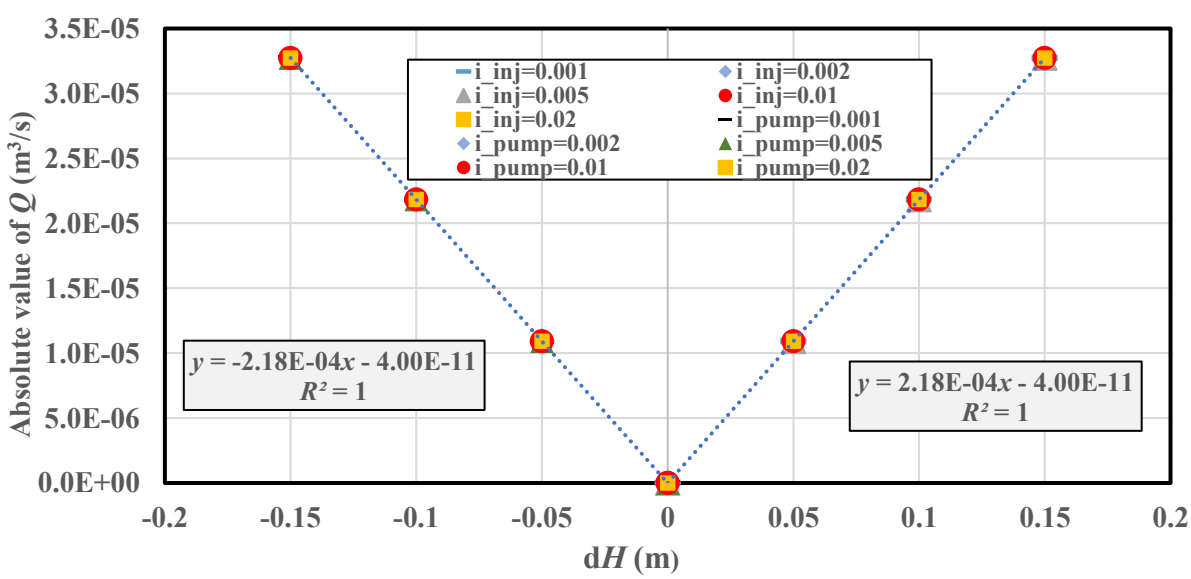

Figure 5.6. Numerical modeling of a CH test: flow rate versus hydraulic head difference (*i_inj* means the natural hydraulic gradient during the injection phase; *i_pump* means the natural hydraulic gradient during the pumping phase).

Figure 5.6 illustrates a critical finding in the CH tests analysis. It demonstrates that whether water is injected into or pumped from the MW under either a natural hydraulic gradient or a laboratory gradient, the results overlap and form a straight line. This demonstrates that the natural hydraulic gradient does not impact CH test results. Furthermore, a linear correlation is observed between the measured flow rates Q and their corresponding hydraulic head differences dH, which is crucial for determining the shape factor c of the test in this aquifer. This parameter can be calculated from the slope of this straight-line using Eq. (5.13). Specifically, the slope yields the value of the product ck of 2.18 x 10^{-4} m²/s, resulting in a numerical value of c = 54.5 cm.

The ratio of the lantern (filter pack) length to its diameter is $L/D = 20/11 = 1.82$, which falls within the range of $1 \leq L/D \leq 8$. Within this range, the shape factor can be determined using Eq 5.9, resulting in a value of 99.4 cm. The overestimation by Eq. (5.9) is expected, as it assumes an infinite medium, while the sandbox is limited in size. However, in a confined aquifer, the impermeable boundaries (sides of the sand box and proximity of the aquitard) reduces the overall flow rate and consequently decreases the calculated shape factor (Chapuis, 1989).

Conversely, the theoretical equation proposed by Bouwer and Rice (1976), Eq. (5.11) provides a shape factor of 90.3 cm, which is higher than the numerical result (in the test, L = 20 cm, b = 20 cm, from the charts of Bouwer and Rice, C = 0.8 and then $ln(R_0/r_w)$ = 1.39. This discrepancy arises because the author's electrical analog model mistakenly treated the water table as a constant-head boundary, resulting in an elevated flow rate and a higher value of shape factor compared to realistic conditions (Zhang, 2018).

Given these considerations, the shape factor value derived with the numerical method was selected as the most appropriate value for application in subsequent analyses and interpretations.

5.8.2 VH permeability test

The numerical simulation of a VH test (slug test) is conducted in three distinct steps: (1) The first step establishes the initial conditions representing the equilibrium state of the aquifer-well system prior to testing. (2) The second step involves a rapid change in water level within the MW, either by injection (raising the level) or withdrawal (lowering the level). This instantaneous perturbation is simulated to occur instantaneously within 1 second with water level displacements of 5, 10, and 15 cm from the initial static level. (3) The third step is the gradual return of the water level to its equilibrium state. During this period, the model tracks and records

the changing water levels over time, generating a dataset that captures the aquifer's response. The time-series data form the basis for subsequent analysis to determine the hydraulic conductivity of the tested aquifer.

VH tests were conducted under three of the five natural hydraulic gradient conditions previously used in CH tests: a natural field-scale gradient of 0.001, an intermediate gradient of 0.005, and a steeper laboratory-scale gradient of 0.02.

Given the extensive dataset encompassing both injection and withdrawal tests, conducted at two different configurations (rising-head and falling-head) and under three distinct gradients, two representative tests have been selected for detailed presentation in the following sections.

Tables 5.4 and 5.5 present data from VH tests under different conditions: Table 5.4 showcases results from a falling-head test with an initial displacement dH = 15 cm, conducted under a field gradient of 0.001 whereas Table 5.5 displays data from a rising-head test with an initial displacement dH = 10 cm, performed under a steeper laboratory gradient of 0.02. In the following section, a detailed analysis of these data is conducted to clarify the distinctions between two interpretation methods: the velocity graph approach and its integral, the Hvorslev method.

The outcomes of the numerically simulated tests are presented in this section. All graphs have been generated using the calculated water levels in the pipe. Velocity graphs are in Figures 5.7a and 5.9a, while the semi logarithmic plots of corrected head differences are in Figures 5.7b and 5.9b. Figures 5.8 and 5.10 offer detailed views of the final sections of the velocity graphs for the VH tests.

Table 5.4 Data for a falling-head test (dH (t = 0) = 15 cm, i = 0.001).

t (s)	dt (s)	H (cm)	dH for dt (cm)	mean H for dt (cm)	dH/dt (cm/s)	$H_r = (H-H_0)$ (cm)	ln (H_r)
0		15					
0.4	0.4	14.35	0.65	14.67	1.63	14.33	2.66
0.9	0.5	13.57	0.77	13.96	1.55	13.56	2.61
1.44	0.54	12.79	0.79	13.18	1.46	12.77	2.55
2.04	0.6	11.96	0.82	12.37	1.37	11.95	2.48
2.73	0.69	11.08	0.88	11.52	1.28	11.07	2.40
3.51	0.78	10.17	0.92	10.62	1.18	10.15	2.32
4.38	0.87	9.23	0.93	9.70	1.07	9.22	2.22
5.36	0.98	8.28	0.95	8.76	0.97	8.27	2.11
6.47	1.11	7.33	0.96	7.81	0.86	7.31	1.99
7.72	1.25	6.38	0.94	6.86	0.76	6.37	1.85
9.14	1.42	5.46	0.93	5.92	0.65	5.44	1.69
10.74	1.6	4.58	0.88	5.02	0.55	4.56	1.52
12.54	1.8	3.75	0.82	4.16	0.46	3.73	1.32
14.56	2.02	3.01	0.75	3.38	0.37	2.99	1.09
16.86	2.3	2.33	0.67	2.67	0.29	2.32	0.84
19.44	2.58	1.76	0.58	2.05	0.22	1.74	0.55
22.36	2.92	1.28	0.48	1.52	0.16	1.26	0.23
25.66	3.3	0.89	0.39	1.08	0.12	0.87	-0.14
29.37	3.71	0.60	0.30	0.74	0.08	0.58	-0.55
33.56	4.19	0.38	0.22	0.49	0.05	0.36	-1.02
38.29	4.73	0.23	0.15	0.30	0.03	0.21	-1.57
43.63	5.34	0.13	0.10	0.18	0.02	0.11	-2.22
49.65	6.02	0.07	0.06	0.10	0.01	0.05	-3.03
56.45	6.8	0.03	0.03	0.05	5.05E-03	0.01	-4.27
64.12	7.67	0.01	0.02	0.02	2.33E-03	-3.87E-03	-
72.77	8.65	5.64E-03	8.49E-03	0.01	9.82E-04	-1.24E-02	-
82.53	9.76	2.01E-03	3.63E-03	3.83E-03	3.72E-04	-1.60E-02	-
93.55	11.02	6.34E-04	1.38E-03	1.32E-03	1.25E-04	-1.74E-02	-
105.98	12.43	1.74E-04	4.60E-04	4.04E-04	3.70E-05	-1.78E-02	-
120	14.02	4.10E-05	1.33E-04	1.07E-04	9.49E-06	-1.80E-02	-

S_{inj} is the section of the injection pipe of internal diameter, d; $S_{inj} = \pi d^2/4 = 19.63$ cm^2; c = 54.5 cm.

Table 5.5 Data for a rising-head test (dH (t = 0) = 10 cm, i = 0.02).

t (s)	dt (s)	H (cm)	dH for dt (cm)	mean H for dt (cm)	dH/dt (cm/s)	$H_r = (H-H_0)$ (cm)	ln (H_r)
0		-10					
0.4	0.4	-9.57	-0.43	-9.78	-1.09	-9.55	2.26
0.9	0.5	-9.05	-0.52	-9.31	-1.03	-9.04	2.20
1.44	0.54	-8.52	-0.53	-8.79	-0.97	-8.51	2.14
2.04	0.6	-7.98	-0.55	-8.25	-0.91	-7.96	2.07
2.73	0.69	-7.39	-0.59	-7.68	-0.85	-7.38	2.00
3.51	0.78	-6.78	-0.61	-7.08	-0.78	-6.77	1.91
4.38	0.87	-6.16	-0.62	-6.47	-0.72	-6.14	1.82
5.36	0.98	-5.52	-0.63	-5.84	-0.65	-5.51	1.71
6.47	1.11	-4.89	-0.64	-5.20	-0.57	-4.87	1.58
7.72	1.25	-4.26	-0.63	-4.57	-0.50	-4.24	1.45
9.14	1.42	-3.64	-0.62	-3.95	-0.43	-3.63	1.29
10.74	1.6	-3.05	-0.59	-3.34	-0.37	-3.04	1.11
12.54	1.8	-2.50	-0.55	-2.78	-0.30	-2.49	0.91
14.56	2.02	-2.00	-0.50	-2.25	-0.25	-1.99	0.69
16.86	2.3	-1.56	-0.45	-1.78	-0.19	-1.54	0.43
19.44	2.58	-1.17	-0.38	-1.36	-0.15	-1.16	0.15
22.36	2.92	-0.85	-0.32	-1.01	-0.11	-0.84	-0.17
25.66	3.3	-0.59	-0.26	-0.72	-0.08	-0.58	-0.54
29.37	3.71	-0.40	-0.20	-0.50	-0.05	-0.38	-0.96
33.56	4.19	-0.25	-0.15	-0.32	-0.03	-0.24	-1.43
38.29	4.73	-0.15	-0.10	-0.20	-0.02	-0.14	-1.98
43.63	5.34	-0.08	-0.07	-0.12	-0.01	-0.07	-2.62
49.65	6.02	-0.04	-0.04	-0.06	-0.01	-0.03	-3.43
56.45	6.8	-0.02	-0.02	-0.03	-3.37E-03	-0.01	-4.67
64.12	7.67	-0.01	-0.01	-0.02	-1.56E-03	2.58E-03	-
72.77	8.65	-3.76E-03	-5.66E-03	-0.01	-6.54E-04	8.24E-03	-
82.53	9.76	-1.34E-03	-2.42E-03	-2.55E-03	-2.48E-04	1.07E-02	-
93.55	11.02	-4.23E-04	-9.19E-04	-8.83E-04	-8.34E-05	1.16E-02	-
105.98	12.43	-1.16E-04	-3.07E-04	-2.70E-04	-2.47E-05	1.19E-02	-
120	14.02	-2.70E-05	-8.90E-05	-7.15E-05	-6.35E-06	1.20E-02	-

S_{inj} is the section of the injection pipe of internal diameter, d; $S_{inj} = \pi\, d^2/4 = 19.63$ cm^2; c = 54.5 cm.

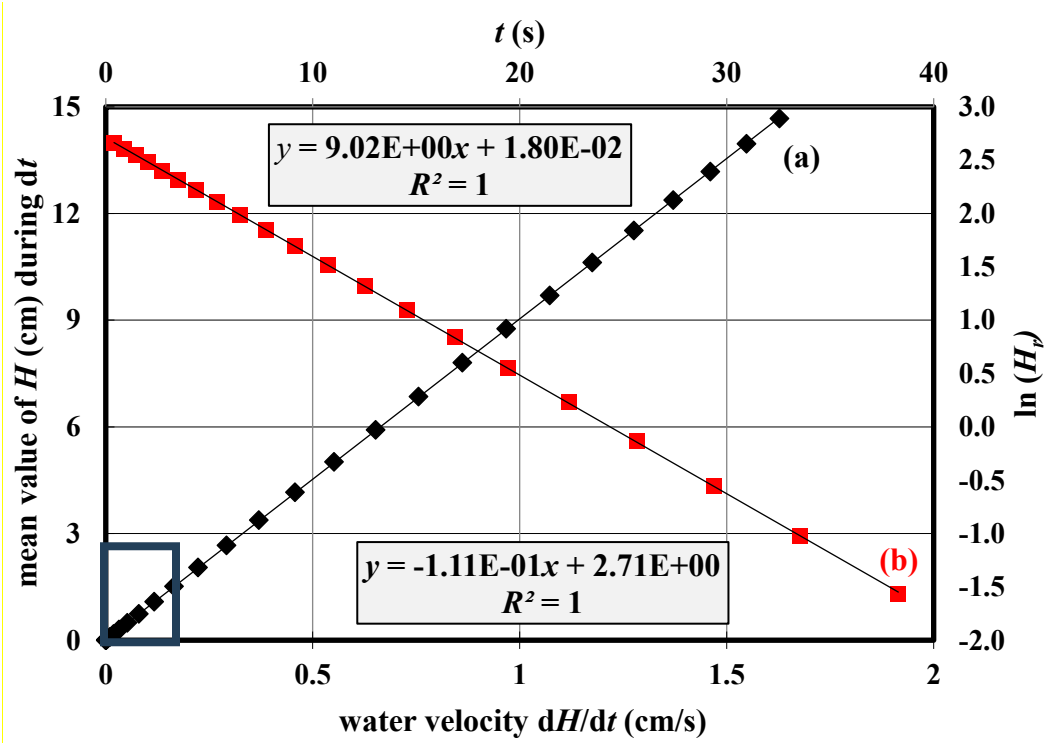

Figure 5.7. Numerical results of a falling-head test, data from Table 5.4: (a) velocity graph; (b) graph of ln H_r versus t.

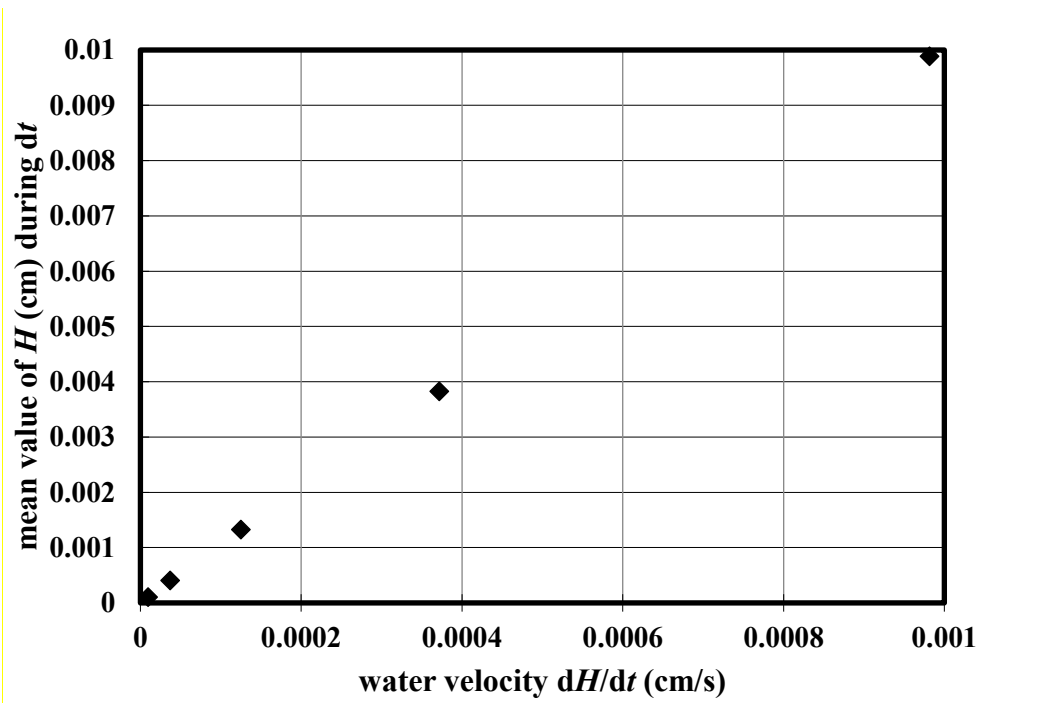

Figure 5.8. Close-up view of the velocity graph's final segment from Table 5.4.

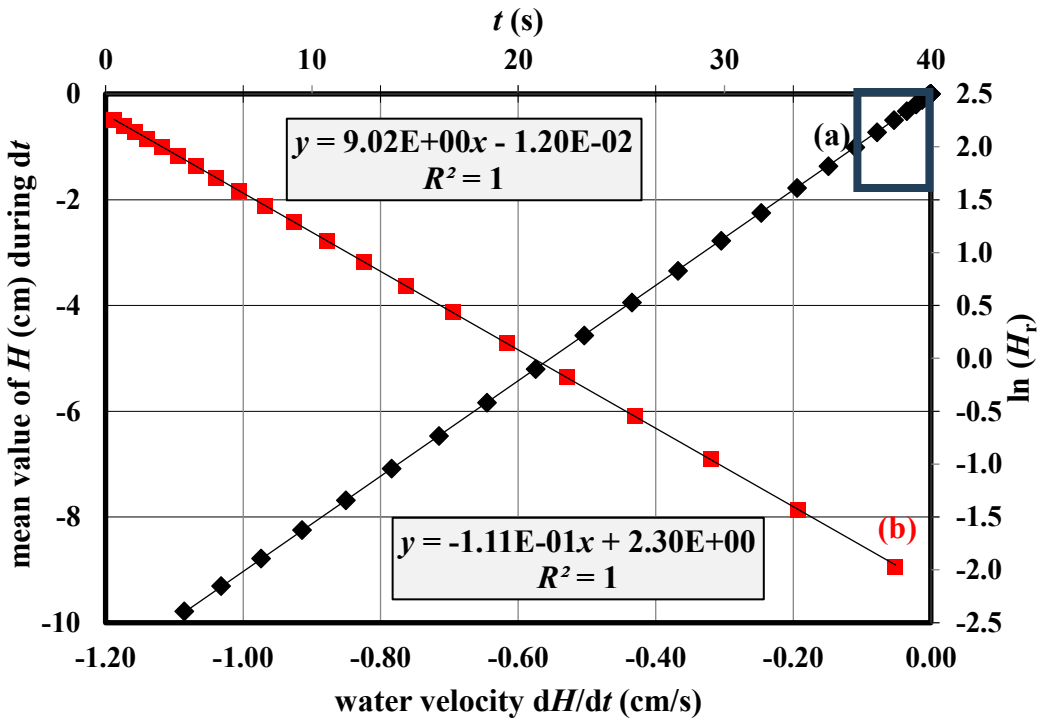

Figure 5.9. Numerical results of a rising-head test, data from Table 5.5: (a) velocity graph; (b) graph of ln H_r versus t.

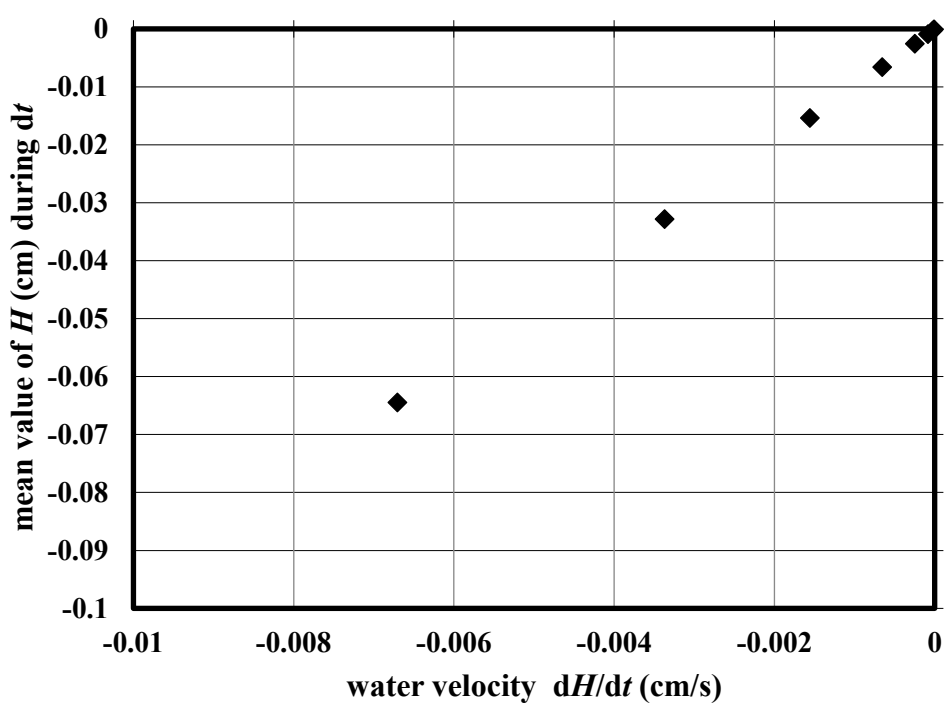

Figure 5.10. Close-up view of the velocity graph's final segment from Table 5.5.

5.9 Discussion

The graphs below the tables combine the velocity plot and the semi-logarithmic plot commonly referred to the Hvorslev's plot in many publications. Using these graphs, once slopes are established, the hydraulic conductivity k values of the tested aquifer can be calculated. It is important to note that the initial data points may be disregarded, as they can be unreliable due to factors water splashing, gas bubble release, and other dynamic phenomena not accounted for in theoretical models (Chapuis, 2009a, 2024b).

The velocity graphs (Figs. 5.7a – 5.9a) demonstrate a straight line ($R^2 = 1$) that indicates a good quality test, resulting in a k of 3.99 x 10^{-4} m/s (with the numerical value of c) which is very close to the value introduced in the numerical code (k = 4 x 10^{-4} m/s). Additionally, it accurately determines the piezometric error, H_0, as a fraction of millimeter. This very small piezometric error H_0 was applied to rectify the initially assumed water column or difference in head, H. While, the standard semi-logarithmic plot (Figs. 5.7b – 5.9b) also yields a linear relationship with an excellent fit ($R^2 = 1$), resulting in the same k value (k = 4 x 10^{-4} m/s), as expected when the piezometric level is accurately assessed (Chapuis, 1998b). The results of these numerical simulations confirm the reliability and precision of the velocity graph technique for determining the true values of piezometric level PL and hydraulic conductivity k for confined aquifer systems.

Figures 5.8 and 5.10 provide close-up views of the velocity graph's concluding portions for both VH tests, allowing for a clearer observation of how the water level returns to its initial equilibrium state. Figure 5.8 depicts the gradual descent of water in the piezometer pipe. The rate of fall decreases over time until it reaches zero, signifying that the water has reached its equilibrium position. In contrast, Figure 5.10 illustrates the progressive rise of water in the riser pipe. Similarly, the rate of ascent decreases as time passes, eventually reaching zero when the water reaches its equilibrium state. Both figures demonstrate the tendency of the water level to stabilize, whether rising or falling, with decreasing velocity until it reaches its equilibrium position. This state of equilibrium is reached when both the water velocity and the difference in hydraulic heads becomes very small.

The numerical simulations produced consistent results across various hydraulic gradients during both injection and withdrawal phases. Hydraulic conductivity values (k) and piezometric error values (H_0) derived from graphical analysis demonstrated strong agreement with those presented

in Figures 5.7 and 5.9. A notable exception was observed in H_0 value and sign, which exhibited slight variations depending on both the applied hydraulic gradient and the test configuration (rising-head vs. falling-head). These slight discrepancies in H_0 are quantitatively illustrated in Figure 5.11.

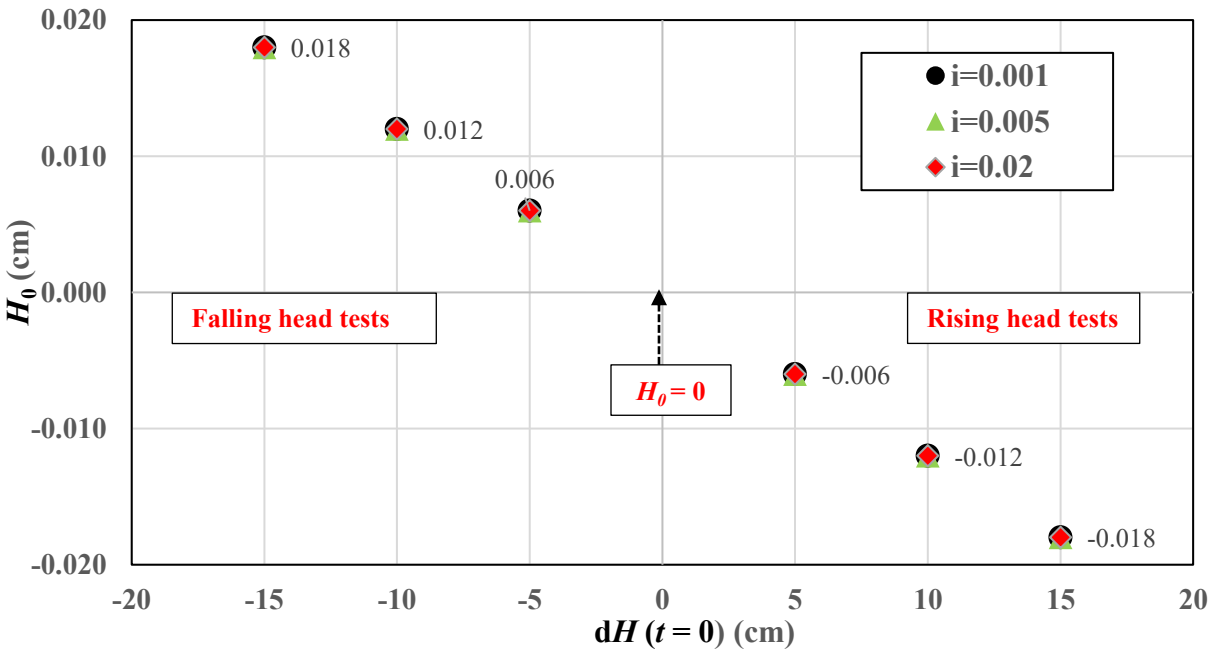

Figure 5.11. Piezometric error (H_0) variation in rising-head and falling-head tests across multiple natural hydraulic gradients.

The sign of the piezometric error *(H_0)* in VH tests, whether rising or falling, plays a crucial role in understanding these tests. As shown in Figure 5.11, in rising head tests, where water rises in the piezometer, H_0 is typically negative. This indicates that the acting *PL* during the test is slightly lower than the initially measured level, due to factors such as initial dewatering (slugging), and initial dynamic effects. The negative error is very small in the numerical model but may be much larger in field tests with poorly installed MWs and may lead to misevaluate the hydraulic conductivity if left uncorrected (Chapuis 1999, 2015, 2021, 2024a, 2024b; Chapuis et al. 2007).

Conversely, in falling head tests, where water falls in the riser pipe, H_0 is positive. In this case, the acting *PL* during the test is slightly higher than the initially measured level, potentially due to initial water injection (slugging) and initial dynamic effects. This positive error is very small

in the numerical model but may be much larger in field tests with poorly installed MWs and can result in misevaluation of hydraulic conductivity if not adjusted.

Furthermore, it is observed that, even under different natural gradients, the value of H_0 depends only on the initial water column at the beginning of the VH test. This value is notably small in the reduced-scale model, typically in the range of tenths of a millimeter, because the MW is perfectly installed but the analytical solutions do not include an equation for the slugging dynamic action.

Precise interpretation of permeability data highly depends on properly addressing these piezometric errors and their respective signs, as they can markedly alter the calculated values of soil hydraulic conductivity in field tests, especially with poorly installed MWs.

For both M_v scenarios, k values closely match the software input (k = 4 x 10^{-4} m/s), while H_0 shows slight differences (e.g., for a falling-head test with i = 0.001 and dH = 15 cm, H_0 shifts from 1.62×10^{-2} cm ($M_v = 10^{-5}$ kPa) to 1.8×10^{-2} cm ($M_v = 10^{-10}$ kPa), whereas k remains stable at ~ 3.98 – 3.99 × 10^{-4} m/s across M_v values. These trends are similar for rising-head tests and varying gradients, aligning with Chapuis and Chenaf (2002) observation of negligible storativity effects in VH tests and Chapuis (2024a) findings for real-world conditions.

5.10 Conclusion

This numerical study confirms the efficiency and versatility of the velocity graph method (Chapuis et al., 1981) for interpreting permeability tests across various scales and conditions. The numerical findings reveal a high degree of consistency between both field-scale and laboratory-scale hydraulic gradients. The method yields reliable results for CH and VH tests, including rising and falling head configurations. This robustness is crucial for ensuring that the derived k values and true PL are accurate, regardless of the natural hydraulic gradient.

A key strength of the velocity graph method lies in its ability to preserve the analytical relationships underlying both the velocity graph approach and Hvorslev's method, as described by Equations 5.3 and 5.8. These relationships remain valid across all test conditions, demonstrating that neither natural nor laboratory gradients affect the fundamental behavior or the calculated saturated hydraulic conductivity values. Additionally, the small piezometric error for a correctly installed MW remains constant in value during injection and pumping phases

when performing VH tests at the same level, with only its sign changing under different natural hydraulic gradients.

The numerical study also emphasizes the importance of reduced-scale models in replicating field conditions. Laboratory experiments conducted in a controlled environment show that physical phenomena observed in field tests are faithfully reproduced in laboratory models. This finding confirms that the radius of influence for these phenomena is limited, supporting the use of reduced-scale models as a valuable tool for understanding and predicting field-scale behavior.

In conclusion, this research underscores the reliability and versatility of the velocity graph method for interpreting permeability tests across diverse conditions. Its ability to produce consistent results, eliminate common errors due to either improper well installation or delayed water level response in aquitard formations, and bridge laboratory and field observations makes it an indispensable tool for hydrogeological investigations.

CHAPITRE 6 ARTICLE 3: THOROUGH NUMERICAL ANALYSIS OF HOW THE WELL SCREEN AND FILTER PACK INFLUENCE THE VELOCITY PROFILES IN THE MONITORING WELL FOR STEADY STATE

Submitted for publication to the International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics on April 24, 2025

by

Sirine Ben Slima[1] and Robert P. Chapuis[1,2]

[1] Department of Civil, Geological and Mining Engineering, Polytechnique Montréal, P.O. Box 6079, Sta. CV, Montreal (Quebec), Canada, H3C 3A7

[2] Corresponding author – e-mail: robert.chapuis@polymtl.ca

Abstract

The regional groundwater flow velocity shows how groundwater naturally moves when the aquifer has a steady, straight flow in a local scale. Analytical approaches provide methods to correlate the flow velocities measured within monitoring wells, MWs, with the Darcy velocity of the surrounding aquifer. These relationships help taking account for perturbations introduced by well construction and instrumentation. Regional flow dynamics in a confined aquifer were examined for a reduced-scale physical model. The experimental setup was designed to assess how flow velocity profiles near the MW are influenced by geometry and hydraulic properties of the screen and filter pack. By systematically varying these parameters, the effects on flow distortion, a critical factor in accurate field measurement, were captured by the model. To corroborate the numerical results, the measured flow distortion factors were compared with analytical predictions for simplified MWs, which ignore that the aquifer, filter pack and screen have different values of effective porosity. The findings strongly agree with the theoretical calculations, with minor differences. The numerical model also applies to real MWs that are not simplified, have diverse effective porosities, or are poorly designed or installed, and for which there is no formula. The results confirm that the numerical model simulate all flow perturbations

in real-world scenarios, reinforcing its utility in groundwater studies and well design optimization.

Keywords: Distortion, velocity ratio, numerical analysis, relative error, numerical model

6.1 Introduction

Regional flow velocity refers to the natural groundwater velocity value before human intervention, such as drilling or well installation. When a well is constructed, it typically includes a screen and a surrounding filter pack, possessing distinct hydraulic conductivity values. The perturbations due to the well installation, combined with the geometrical properties, alter the lateral groundwater flow in the vicinity of the monitoring well, MW, compared to the flow in the surrounding aquifer.

To understand these discrepancies, several studies have been conducted. To date, investigations of flow distortion have focused exclusively on open wells. The most relevant work includes the studies by Ogilvi (1958) and Drost et al. (1968) (similar to Halevy et al. (1967), which derived dimensionless flow convergence factors (α) for open wells). Ogilvi (1958) provided solutions for screened wells, while Drost et al. (1968) extended this to wells with filter packs. Although the solutions do not fully characterize the flow field (e.g., streamline distributions) and do not consider Passive Flow Meter (PFM) systems, their mathematical structure provides a foundation for deriving analytical expressions to quantify flow convergence factors in PFM-equipped wells. Bidaux and Tsang (1991) developed a 2D semi-analytical method to model flow around boreholes or impermeable cylinders in domains with radial conductivity variations. While primarily generating numerical solutions, their approach could also derive analytical expressions for flow convergence factors (α) in complex multi-layer systems (e.g., wells with screens, filter packs, and development zones). Although they initially considered deriving such generalized solutions, they focused instead on developing an explicit analytical expression for α specifically for exponentially varying conductivity fields after learning that broader solutions might already exist. Similarly to Bidaux and Tsang (1991); Palmer (1993) highlighted that uncertainties in conductivity functions and parameter estimation limited their solution's real-world utility.
Subsequent studies conducted by Palmer (1993) and Kearl (1997) neither adopted this semi-analytical approach nor confirmed the existence of the generalized solution of Bidaux and Tsang (1991). Critically, two gaps remain: (1) analytical methods for open-well flow

fields have seen no significant advancement beyond Drost et al. (1968) except for Bidaux and Tsang's specific exponential case; and (2) no fully analytical method currently exists to characterize flow fields or determine convergence factors for PFM-equipped wells.

Klammler et al. (2007b) introduced the PFM, a highly permeable measurement system installed in MWs. The PFM's hydraulic conductivity matches that of water in the well screen, ensuring minimal flow disturbance during measurements. Originally developed at the University of Florida, the PFM makes it possible to directly measure velocity, contaminant flux, and groundwater flow direction (Hatfield et al., 2004; Annable et al., 2005; Basu et al., 2006).

This innovative device provides accurate flux measurements in porous media, supporting applications like aquifer characterization and contaminant transport analysis (Feenstra et al., 1996; Schwarz et al., 1998; Einarson & Mackay, 2001; Rao et al., 2002; Brooks et al., 2008; Caterina et al., 2009; Brusseau et al., 2011; Swartjes, 2011; Verreydt et al., 2012). The PFM consists of a self-contained permeable unit inserted into a well, passively intercepting groundwater flow. However, MWs and PFMs inherently alter natural groundwater flow regimes. In homogeneous aquifers, this disruption reshapes the initially uniform flow field based on hydraulic conductivity contrasts between the PFM, well screen, filter pack, and aquifer, as well as the filter pack thickness relative to the PFM’s radius (Klammler et al., 2007a).

Wu et al. (2008) investigated how hydraulic variables and well construction influence horizontal flow measurements using a flow meter. Their findings revealed that correction factors (α) used to interpret flow measurements within wells were lower than analytically calculated values. This indicates that traditional analytical methods tend to overestimate the distortion of the natural flow caused by wells and flow meters. The study suggested that the grooved geometry of well screens complicates accurate analytical calculations, as these models assume uniform flow.

Klammler et al. (2014) focused on hydraulic conductivity measurements within wells and found significant underestimation compared to actual aquifer values. This discrepancy arises from the distortion of the flow field caused by narrow and numerous screen slots, which create some resistance to flow. They concluded that screen geometry and slot size must be considered when interpreting hydraulic conductivity tests performed in MWs. This highlights the importance of well design in accurately assessing groundwater flow characteristics. Hence, the potential influence of vertical flows and skin effects on groundwater flux through monitoring wells in field

conditions should not be disregarded (Kearl, 1997; Elci et al., 2001; Clemo, 2010; Vermeul et al., 2011).

Verreydt et al. (2015) used laboratory experiments with a flow pan to assess how screens, filter materials, and PFMs influence natural groundwater flow in monitoring wells. Their results showed that measured distortion factors for PFMs were generally consistent with calculated values but varied under certain conditions. This study underscored the need for experimental validation of theoretical models to ensure accurate predictions of groundwater flow dynamics.

Houben and Hauschild (2011) conducted numerical simulations to analyze how the initially uniform flow field near a well becomes distorted. They calculated the Reynolds number to determine the threshold below which turbulence effects within the well could be disregarded.

Li et al. (2019) demonstrated that the piezometer's filter pack significantly affects the breakthrough curves in push-pull tests. When the filter pack has a higher hydraulic conductivity than the aquifer, it accelerates tracer movement away from the well. Conversely, a lower conductivity filter pack retains the tracer closer to the well for a longer duration.

Similarly, conventional breakthrough curve analysis methods such as the Leap and Kaplan (1988) approach often produce unreliable or unusable results. This stems from their failure to account for flow field distortions induced by both the well itself and its filter pack. As a result, these methods break down when applied to breakthrough curves that do not conform to idealized theoretical shapes, limiting their practical applicability in real-world scenarios where well-related hydraulic perturbations significantly influence tracer transport behavior.

Delbar (2020) and Delbar and Chapuis (2021) developed numerical models for static particle tracing and tracer advection-dispersion calculations to evaluate well-induced distortions more accurately. Their results confirmed that analytical methods often overestimate these distortions. They proposed refined advection-dispersion equations to account for altered flow lines around MWs. These studies collectively highlight the importance of considering well geometry, screen design, and filter material properties when analyzing groundwater flow dynamics in MWs. Analytical methods need refinement to better capture these complexities and provide accurate interpretations of field measurements. Overall, the flow dynamics in the vicinity of well are significantly influenced by three key components: (1) the internal geometry of the well screen, (2) the structural design of the screen itself, and (3) the properties of the surrounding filter pack.

These elements modify groundwater flow patterns, causing localized perturbations that diverge from theoretical flow models.

This article presents a numerical investigation of regional flow within a confined aquifer assumed to be homogeneous and isotropic in a reduced-scale model. The model was developed to examine the impact of the well screen and the surrounding filter material, each with distinct hydraulic conductivities, on the velocity profile and flow network. By examining multiple screen types in different settings, the study bridges the gap between theoretical predictions and real-world performance, thus increasing the accuracy and efficiency of groundwater monitoring strategies. To achieve this, the ratio of the velocity within the well to the natural Darcy velocity in the aquifer was plotted against the hydraulic conductivity of the screen.
To assess the accuracy of the numerical results and compare them with analytical solutions, the velocity ratios were plotted on a semi-logarithmic graph against the screen's hydraulic conductivity, allowing for direct comparison between the numerical and analytical approaches.

6.2 Relationship between regional flow velocity and flow velocity in the well

6.2.1 Monitoring well with filter pack

Drost et al. (1968) and Klammler et al. (2007b) established analytical relationships between the aquifer Darcy velocity and wellbore flow velocity. The Drost model explicitly accounts for the variations in hydraulic conductivity among the aquifer, well screen, and filter pack, integrating these contrasts into its analytical framework for relating aquifer Darcy velocity to wellbore flow velocity. However, the formulation neglects effective porosity (n_e) variations of these materials. This omission becomes particularly significant at the well screen interface, where the screen may have a porosity lower than that of the filter pack, which creates a volumetric distortion.

The water flux (q) measured in the Passive Flux Meter (PFM) or MW, is directly proportional to the ambient water flux (q_0) in the surrounding aquifer. This relationship is formulated as (Basu et al., 2006; Börke, 2007) :

$$q_0 = \frac{q}{\alpha} \tag{6.1}$$

Where α is the convergence/divergence factor of the flow in the vicinity of the well in the presence or absence of the PFM. It is defined by the formula below according to the potential

theory (Ogilvi, 1958; Drost et al., 1968) under the assumption of laminar flow conditions in an open MW.

$$\alpha = \frac{8}{\left(1+\frac{k_A}{k_F}\right)\left[\left(1+\left(\frac{r_1}{r_2}\right)^2\right)+\frac{k_F}{k_S}\left(1-\left(\frac{r_1}{r_2}\right)^2\right)\right]+\left(1-\frac{k_A}{k_F}\right)\left[\left(\left(\frac{r_1}{r_3}\right)^2+\left(\frac{r_2}{r_3}\right)^2\right)+\frac{k_F}{k_S}\left(\left(\frac{r_1}{r_3}\right)^2-\left(\frac{r_2}{r_3}\right)^2\right)\right]} \quad (6.2)$$

Where k_S, k_F and k_A represent the hydraulic conductivities of the screen, the filter material and the aquifer respectively. As for r_1, r_2 and r_3, they represent the internal radius of the well casing, its external radius and the external radius of the filter material respectively.

For Eq 6.2 to be valid, a specific hydraulic conductivity relationship must be maintained:

$$k_S \geq k_F \geq 10 * k_A \quad (6.3)$$

For a MW equipped with a PFM, α can be determined by Eq 6.3 using the modified potential theory, as proposed by Klammler et al. (2007b). This theoretical approach assumes an initially uniform flow field within a homogeneous aquifer domain.

$$\alpha = \frac{8}{\left(1+\frac{k_A}{k_F}\right)\left(1+\frac{k_F}{K_S}\right)\left(1+\frac{k_S}{k_P}\right)+\left(1-\frac{k_A}{k_F}\right)\left(1-\frac{k_F}{k_S}\right)\left(1+\frac{k_S}{k_P}\right)\left(\frac{r_2}{r_3}\right)^2+\left(1+\frac{k_A}{k_F}\right)\left(1-\frac{k_F}{k_S}\right)\left(1-\frac{k_S}{k_P}\right)\left(\frac{r_1}{r_2}\right)^2+\left(1-\frac{k_A}{k_F}\right)\left(1+\frac{k_F}{k_S}\right)\left(1-\frac{k_S}{k_P}\right)\left(\frac{r_1}{r_3}\right)^2} \quad (6.4)$$

Where k_P represents the hydraulic conductivity of the PFM. Figure 6.1 illustrates the position of each element.

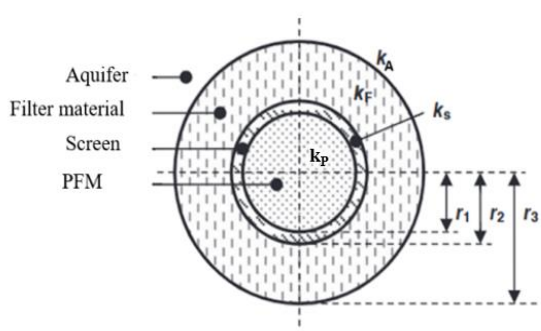

Figure 6.1 Illustration of the parameters of each element of the MW and the aquifer (Verreydt et al., 2015).

6.2.2 Monitoring well without filter pack

For a MW equipped with only a screen and no filter pack, $r_2 = r_3$ and $k_F = k_A$. Therefore, α can be reduced to (Ogilvi, 1958; Drost et al., 1968):

$$\alpha = \frac{4}{\left(1 + \left(\frac{r_1}{r_2}\right)^2\right) + \frac{k_A}{k_s}\left(1 - \left(\frac{r_1}{r_2}\right)^2\right)} \tag{6.5}$$

For a PFM installed in a MW without a surrounding filter pack, α can be determined using the following equation (Klammler et al., 2007b):

$$\alpha = \frac{4}{\left(1 + \frac{k_A}{k_S}\right)\left(1 + \frac{k_S}{k_P}\right) + \left(1 - \frac{k_A}{k_S}\right)\left(1 - \frac{k_S}{k_P}\right)\left(\frac{r_1}{r_2}\right)^2} \tag{6.6}$$

6.3 Numerical model and analysis

This section focuses on analyzing regional flow within a confined aquifer in a reduced-scale laboratory model. The simulation is conducted in the horizontal plane (*x, y*), with the model dimensions set at 100 cm in length and 40 cm in width, representing a simplified two-dimensional cross-section of an aquifer system. This analysis assumes purely horizontal flow, and steady state conditions, disregarding vertical flow dynamics within the MW.

The aquifer is composed of a single material, filter 'sand 00', which is assumed to be homogeneous and isotropic, with a hydraulic conductivity $k = 4 \times 10^{-4}$ m/s and an effective porosity $n_e = 0.35$.

It is characterized by a d_{10} (particle diameter at 10% passing) of 0.18 mm and a d_{60} (particle diameter at 60% passing) of 0.36 mm, resulting in a coefficient of uniformity C_u of 2. This level of uniformity is critical for maintaining the filter pack's structural integrity and preventing particle segregation during installation (Chapuis, 1992, 2008). The well-balanced particle size distribution, coupled with an appropriate hydraulic conductivity of the filter sand, is essential for minimizing hydraulic head losses within the filter pack and ensuring its optimal performance in groundwater flow and filtration processes.

Because the model has the *x*-axis as axis of symmetry, this study examines a half monitoring well (MW) with a 20 cm long screen, characterized by a hydraulic conductivity of 5×10^{-2} m/s (as determined by Baptiste and Chapuis (2015)). The screen is represented as a cylindrical ring with constant hydraulic conductivity. It has a thickness of 5 mm and an open area of 10%.

Both the diameter and the open area percentage are determined based on Chapuis Course (GLQ 2601). A filter pack, designated as filter 'sand 1', with an external diameter of 11 cm and a hydraulic conductivity of 10^{-2} m/s, surrounds the screen.

Hydraulic conductivity values were obtained through experimental permeability tests following *ASTM D2434 (Standard Test Methods for Measurement of Hydraulic Conductivity of Coarse-Grained Soils, 2022)* protocols. The analysis assumed a negligible coefficient of volume compressibility (M_v), as the system showed no significant volume change under applied stresses (Chapuis, 2017). All materials are considered saturated.

In the numerical model, the PFM was represented as a highly permeable medium. Its hydraulic conductivity was configured to be equivalent to that of the water within the well screen. To ensure the robustness of the model, a sensitivity analysis was conducted, which demonstrated that the results remained consistent across a wide range of hydraulic conductivity values for the PFM, spanning from 10 to 1000 m/s. This analysis confirmed that the model outcomes were not sensitive to variations in this parameter within the tested range.

The coordinate system origin is at the center of the test well, with the x-axis directed against regional groundwater flow. Boundary conditions are defined as follows:

- B_1 and B_2: Constant-head boundaries (h_1 and h_2 respectively),
- B_3 and B_4: No-flux boundaries (impervious)

Groundwater flow was induced by establishing a hydraulic gradient between h_1 and h_2, with $h_1 > h_2$, directing flow from right to left. This setup allowed for simulation of various flow scenarios by adjusting the head difference. Standard parameter values are presented in Table 6.1. A square grid with 5 mm spacing was implemented in regions distal to the well. As the mesh approached the wellbore, it was adaptively refined and transitioned to a triangular configuration, achieving localized element sizes below 5.5/3 mm (Figure 6.3). The progressive refinement near the well minimizes discretization errors, enabling reliable numerical solutions while maintaining stability across the domain (Chapuis et al., 2023; Chapuis et al., 2025).

The model was specifically designed to investigate the impact of the different hydraulic conductivities of the well screen, the filter pack on the velocity profile and flow network within the aquifer. Figures 6.2 and 6.3 provide graphical representations of the model and the mesh used in this study, respectively. All numerical simulations conducted in the sand box utilized the finite

element software SEEP/W (Geo-Slope International Ltd., 2007), which solves groundwater flow problems by implementing Darcy's Law and the mass conservation equation. For isotropic hydraulic conductivity k, the governing equation is expressed as (Richards, 1931):

$$k\nabla^2 h = \frac{\partial \theta}{\partial t} \tag{6.7}$$

where h is the total head, θ is the volumetric water content, and t is the time.

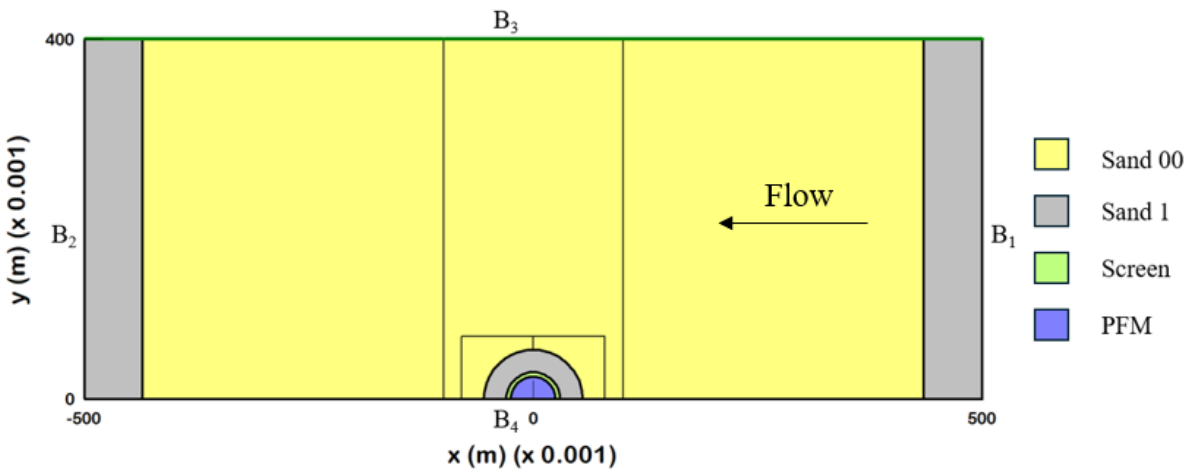

Figure 6.2. Representation of the numerical model. B_1, B_2, B_3 and B_4 are the boundaries of the model.

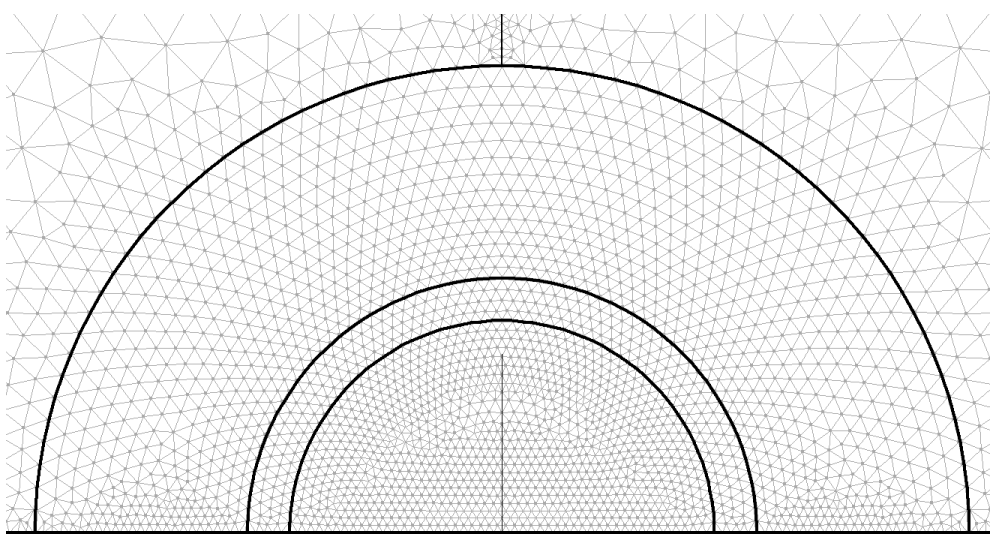

Figure 6.3 Details of the mesh around the MW and within the pipe

Table 6.1 Parameters for numerical study.

Parameter	Values
aquifer thickness (cm)	20
screen thickness (cm)	0.5
effective porosity of aquifer	0.35
effective porosity of filter pack	0.35
effective porosity of screen	0.1
effective porosity of the inside of the well	1
porosity of aquifer	0.35
porosity of filter pack	0.35
porosity of screen	0.1
porosity of the inside of the well	1
inner radius of filter pack (cm)	3
outer radius of filter pack (cm)	5.5
inner radius of the MW pipe (cm)	2.5
outer radius of the MW pipe (cm)	3
hydraulic conductivity of aquifer (m/s)	4×10^{-4}
hydraulic conductivity of screen (m/s)	5×10^{-3}, 10^{-2}, 3×10^{-2}, 5×10^{-2}, 8×10^{-2}, 1×10^{-1}
hydraulic conductivity of filter pack (m/s)	1×10^{-2}
hydraulic conductivity of PFM (m/s)	10
hydraulic gradients	0.001, 0.01
Coefficient of volume compressibility M_v (kPa)*	1×10^{-10}

*M_v is not involved in steady state condition

The presence of a MW in the aquifer system, with or without a PFM, leads to a distortion of both the flow network and velocity profile. This distortion is primarily attributed to the contrast in hydraulic conductivities of the well components (screen, filter material, PFM) and the surrounding aquifer matrix. Figures 6.4 and 6.5 offer graphical illustrations of the flow alterations occurring in the vicinity of the MW. These visualizations are based on an idealized scenario where the drilling process has not caused any disturbance or damage to the interface between the filter material and the surrounding soil matrix. Additionally, the hydraulic properties of the filter pack and the adjacent formation are assumed to remain intact and unaltered.

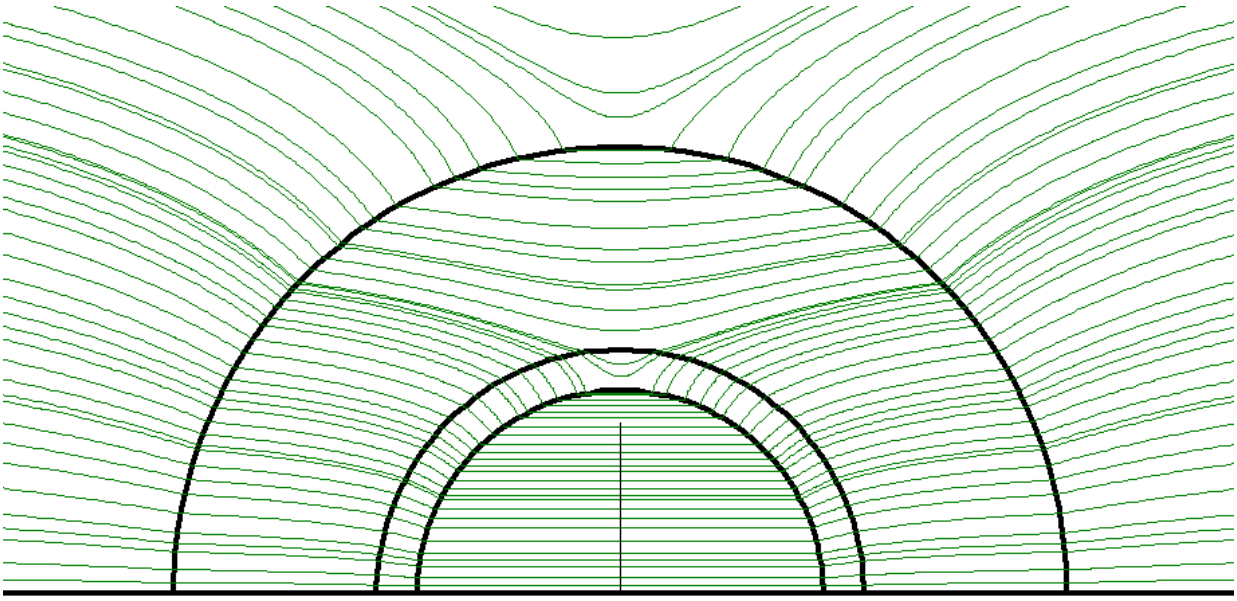

Figure 6.4 Distortion of the flow lines in half MW due to the presence of the screen, filter pack and PFM ($k_A = 4 \times 10^{-4}$ m/s; $k_F = 1 \times 10^{-2}$ m/s; $k_S = 5 \times 10^{-2}$ m/s; $k_P = 10$ m/s, $i = 0.01$).

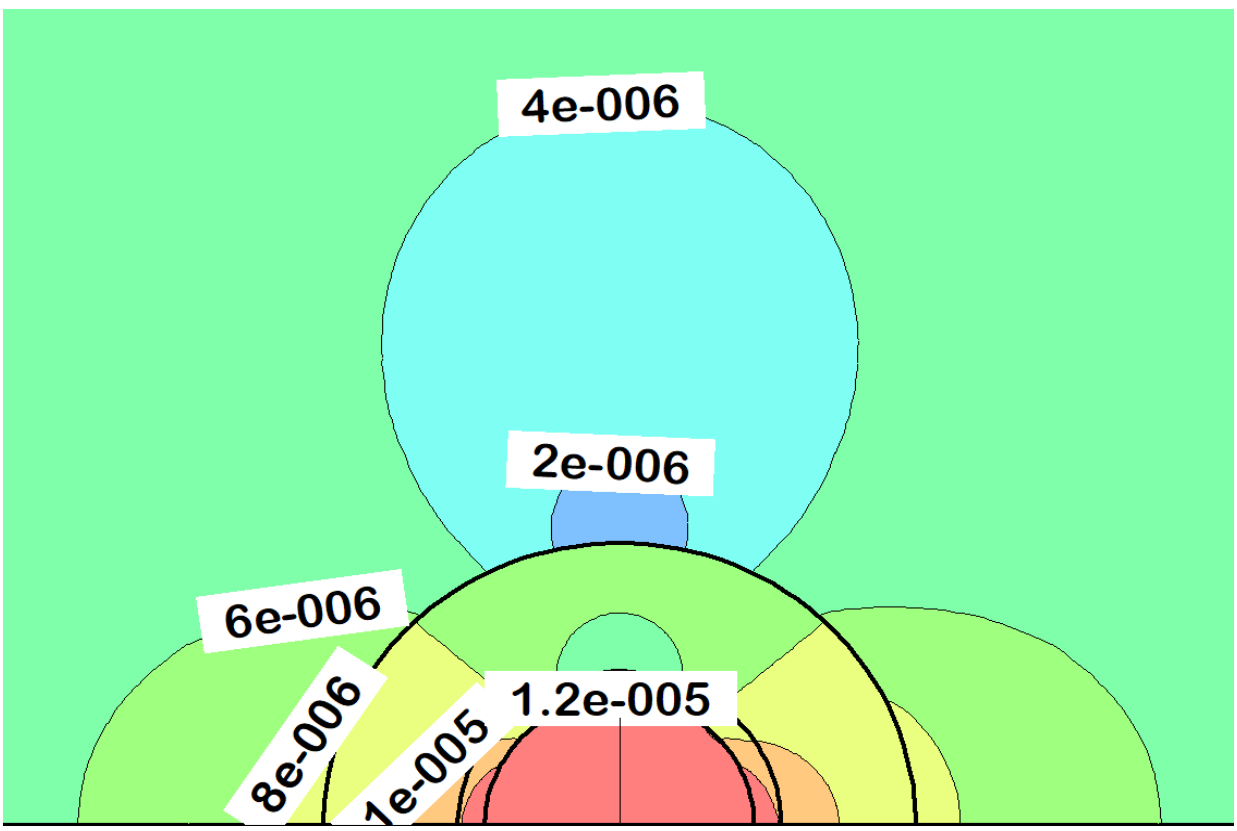

Figure 6.5 Distortion of the velocity module in half MW due to the presence of the screen, filter pack and PFM ($k_A = 4 \times 10^{-4}$ m/s; $k_F = 1 \times 10^{-2}$ m/s; $k_S = 5 \times 10^{-2}$ m/s; $k_P = 10$ m/s $i = 0.01$).

6.4 Velocity distortion in half MW with filter pack: laboratory scale

To illustrate the impact of well screen and filter pack properties on flow distortion, a comprehensive analysis was performed using the following approach:

A set of six well screens was selected, each with distinct hydraulic conductivities. These conductivities spanned a range from 5×10^{-4} m/s to 10^{-1} m/s, based on the research of Baptiste and Chapuis (2015). This diverse array of selected screens enables a thorough examination of their varied effects on groundwater flow patterns.

Figure 6.6 depicts the ratio of water velocity around the well (V_W) to the undisturbed groundwater velocity (V) that would exist in the absence of the well. This velocity ratio is plotted as a function of the dimensionless radial distance from the well center, expressed as the ratio of the radius around the well (r) to the radius of the well itself (r_w).

This comparison is conducted across a spectrum of well screens, each with distinct hydraulic conductivity, interacting with a filter material with a known hydraulic conductivity of 10^{-2} m/s. The study is performed under a natural hydraulic gradient of 0.01.

Figure 6.7 extends this analysis by comparing numerical simulation results with analytical predictions derived from equations 2 and 4 of Drost et al. (1968) and Klammler et al. (2007b).

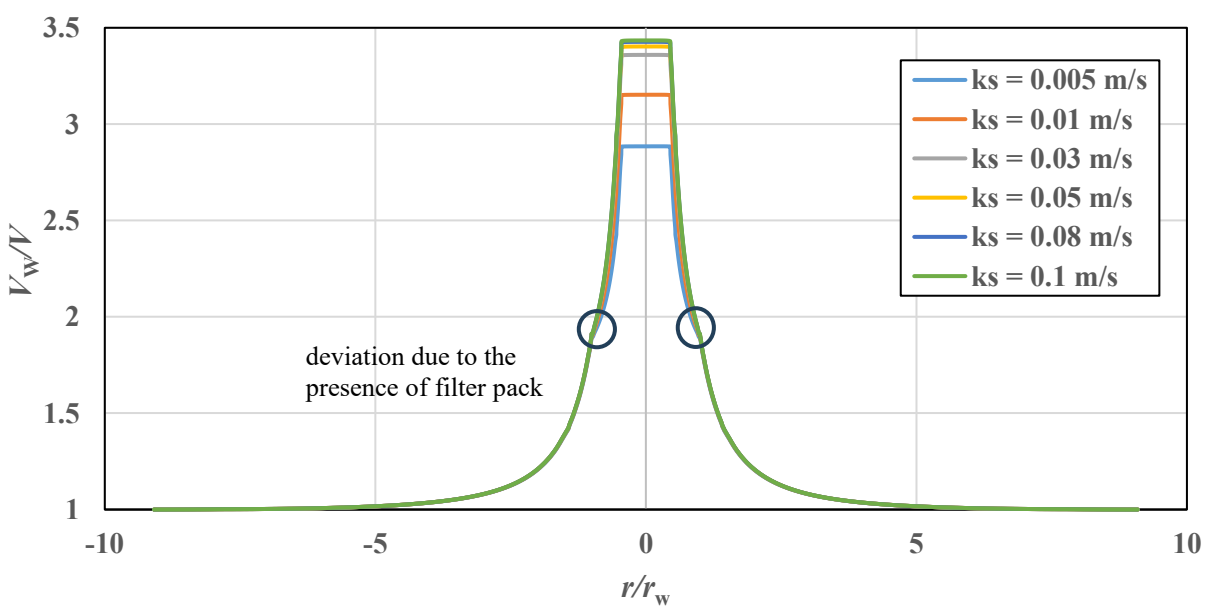

Figure 6.6 Velocity ratio (V_W/V) as a function of normalized radial distance (r/r_w) under a hydraulic gradient of 0.01 ($k_F = 1 \times 10^{-2}$ m/s).

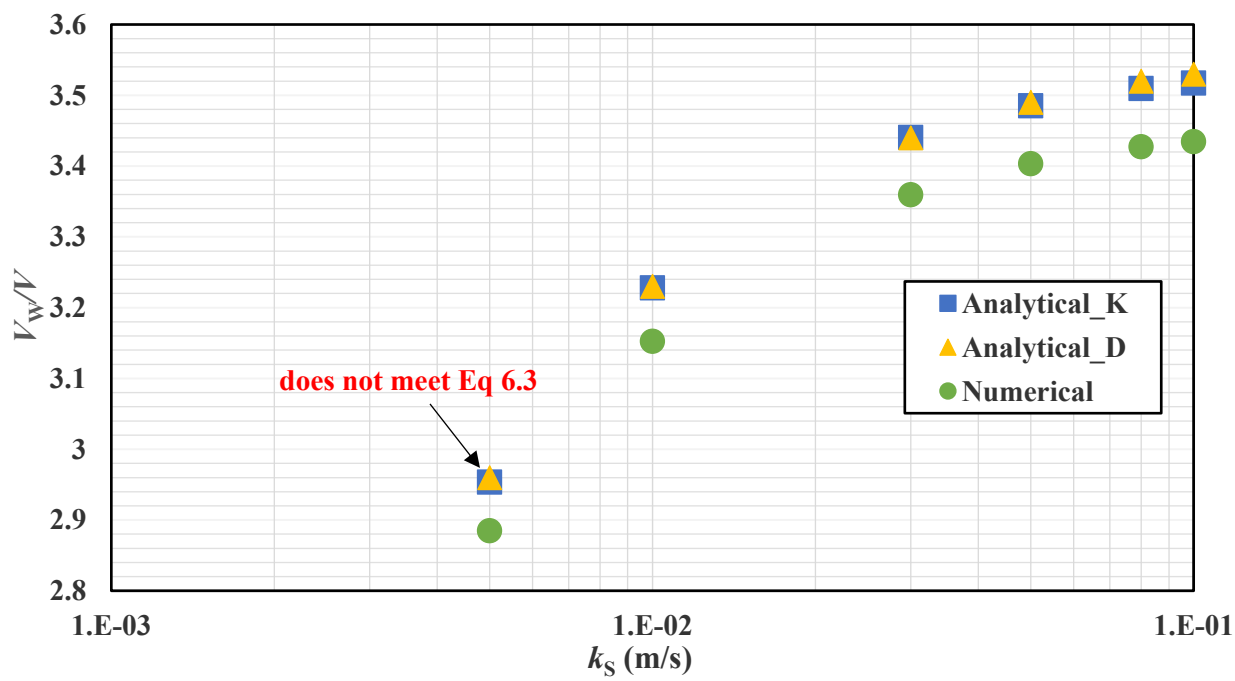

Figure 6.7 Numerical vs. analytical velocity ratios as a function of well screen hydraulic conductivity (k_F = 1 x 10^{-2} m/s) (Analytical_K: results using Eq 6.3; Analytical_D: results using Eq 6.2): laboratory scale results

The analysis of numerical results reveals a significant gap between the flow velocities in the well screen and the surrounding aquifer. It is evident that water moves at a considerably higher speed through the screen, with velocities exceeding three times those observed in the aquifer, as shown in Figures 6.6 and 6.7. This difference highlights the screen's role in facilitating water movement within the well system.

A clear correlation emerges between the hydraulic conductivity of the screen and the flow velocity within the well. As the screen's hydraulic conductivity increases, there is a corresponding rise in the well's velocity. This proportional relationship underscores the critical influence of screen properties on the overall well performance. The visualization effectively quantifies the flow distortion induced by the well screen and its interaction with the surrounding filter pack.

Figure 6.7 demonstrates how these results fluctuate as a function of the screen's hydraulic conductivity for a given filter material *(k_F* = 1 x 10^{-2} m/s*)*. It highlights the remarkable agreement between numerical and analytical results derived from two distinct methodologies. This graphical representation shows the remarkable consistency between the two methodologies, with

discrepancies so minor that they fall within the hundredths range. This slight discrepancy arises from the idealized assumption of a uniform flow field inherent to potential flow theory.

An interesting trend becomes apparent as the screen's hydraulic conductivity increases: the ratio of well velocity to Darcy velocity also rises but eventually approaches a horizontal asymptote for high k_S values ($k_S = 10^{-1}$ m/s). This asymptotic behavior can be attributed to the screen becoming so permeable that it essentially behaves like water itself. At this point, further increases in hydraulic conductivity cease to have a significant impact on the velocity ratio. This phenomenon illustrates the existence of a practical upper limit to the influence of screen permeability on well hydraulics.

To further elucidate these minimal differences, Figure 6.8 offers a detailed breakdown of the values, allowing for a precise comparison between the numerical and analytical approaches. This close alignment not only validates the accuracy of both methods but also reinforces confidence in their reliability for predicting and analyzing flow behavior in well systems.

The relative errors Err_{th/num_K} and Err_{th/num_D}, presented in Figure 6.8, measure the discrepancy between the theoretical velocity ratios (from Klammler's and Drost's models, respectively) and the corresponding numerical simulation results. They are computed using the following equations:

$$Err_{th/num_K} = \frac{\left(\frac{V_W}{V}\right)_K - \left(\frac{V_W}{V}\right)_{num}}{\left(\frac{V_W}{V}\right)_K} \tag{6.8}$$

$$Err_{th/num_D} = \frac{\left(\frac{V_W}{V}\right)_D - \left(\frac{V_W}{V}\right)_{num}}{\left(\frac{V_W}{V}\right)_D} \tag{6.9}$$

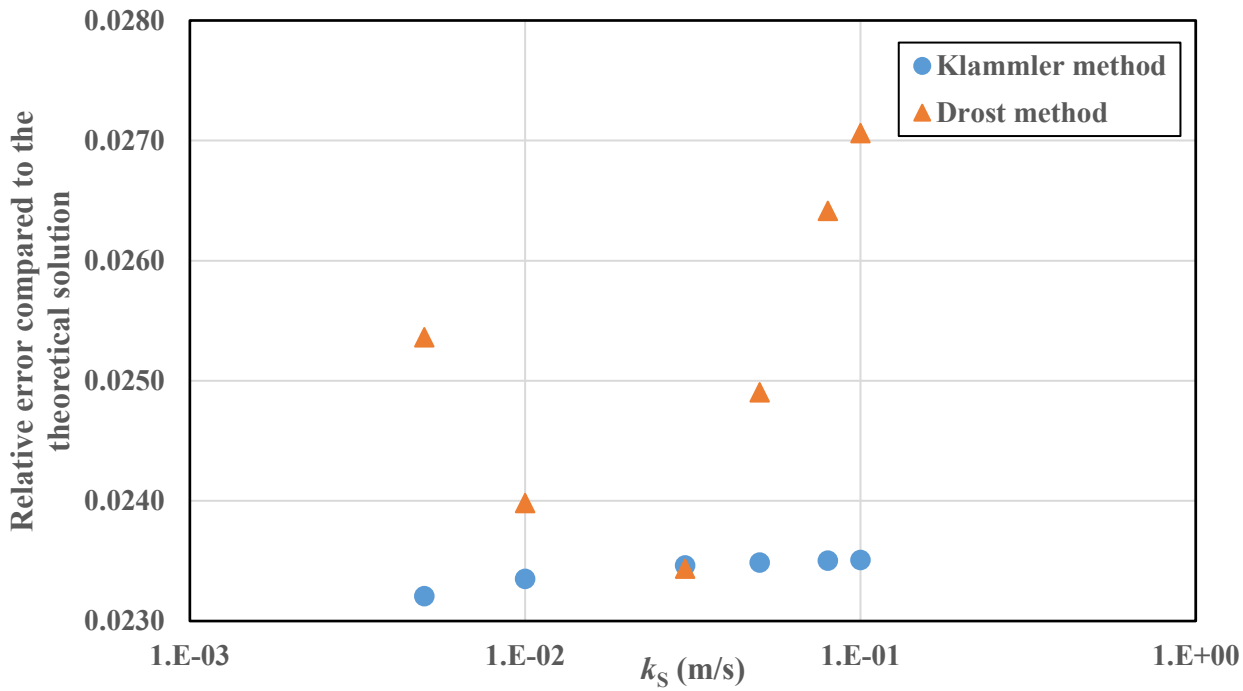

Figure 6.8. Relative errors on the velocity ratios, compared to the theoretical methods versus k_S: laboratory scale results. A relative error of 0.02 means a percent error of 2%

Figure 6.8 illustrates these relative errors versus k_S derived from the velocity ratio simulations shown in Figure 6.7. Circular markers denote discrepancies associated with Klammler's theoretical method, while triangular markers correspond to Drost's approach. The results demonstrate that numerical solutions generally achieve higher precision when compared to Klammler's method, particularly at elevated k_S values, where its accuracy advantage becomes more pronounced. Numerical simulations yield relative errors $\leq$ 2.35% when benchmarked against Klammler's solution, underscoring its reliability. A critical methodological distinction lies in Drost's assumption of a uniform flow field, a simplification inherent to classical potential flow theory that contributes to its reduced predictive accuracy under heterogeneous flow conditions.

Figure 6.9 illustrates the equal values of Darcy velocity in the (a) *X*-direction and the (b) *Y*-direction around the well for steady-state, effectively highlighting the discontinuities in the flow field. These visualizations demonstrate that the velocity magnitude is predominantly influenced by the *X*-component of velocity, reflecting the horizontal nature of the flow. The contour plots provide a clear representation of how the velocity field changes across the domain, emphasizing the dominance of horizontal flow and the presence of distinct velocity zones.

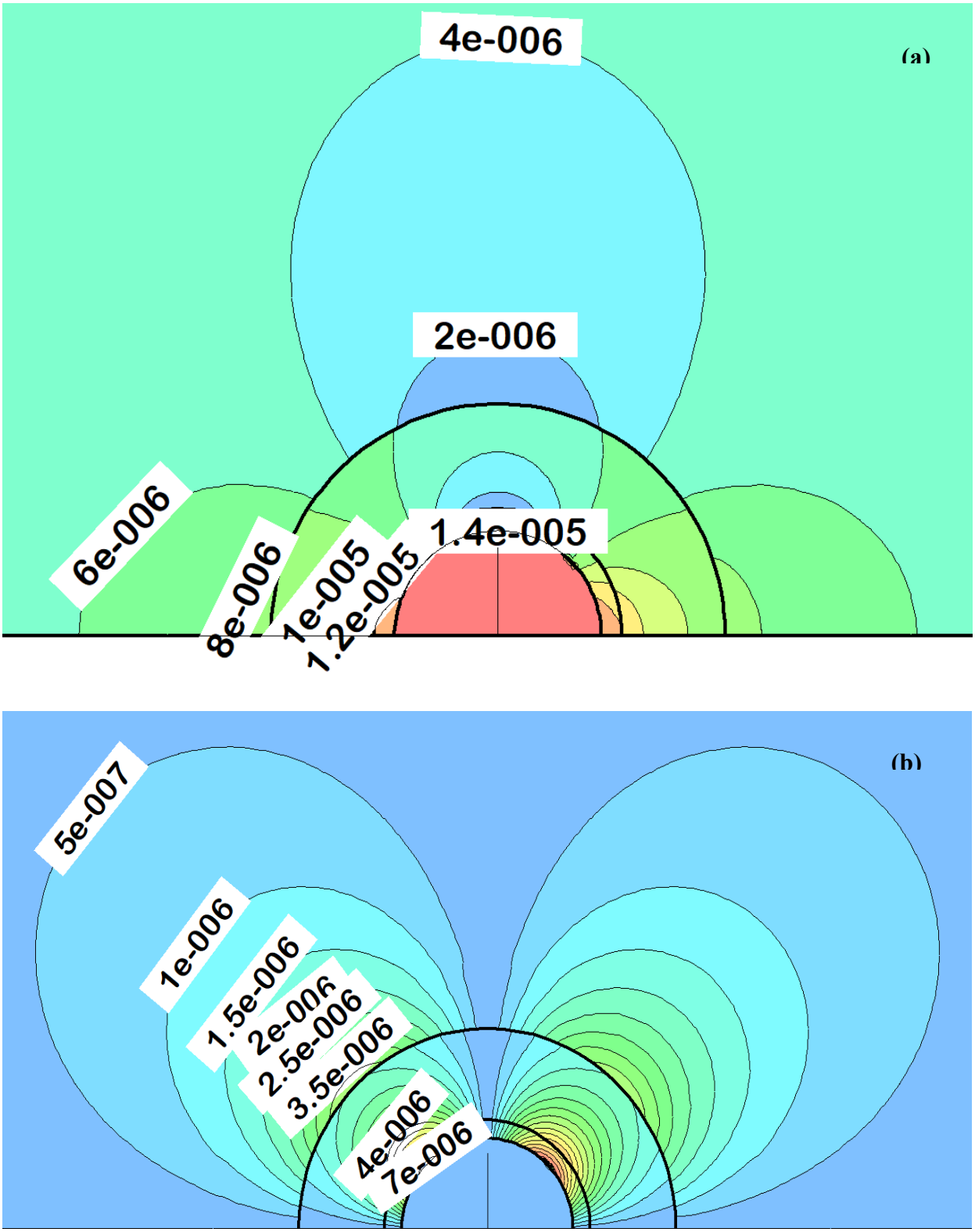

Figure 6.9 Equal values of the Darcy's velocity ($k_A = 4 \times 10^{-4}$ m/s; $k_F = 1 \times 10^{-2}$ m/s; $k_S = 5 \times 10^{-2}$ m/s; $k_P = 10$ m/s $i = 0.01$): (a): *X*-direction, (b): *Y*-direction

6.5 Velocity distortion in half MW with filter pack: field scale

To evaluate the efficiency of the reduced-scale model and investigate the potential influence of close boundary conditions on the results, the model was significantly expanded. The dimensions were increased to a length of 10 m and a width of 5 m, while maintaining the original well dimensions. This enlargement was designed to simulate field test conditions and more closely represent real-world scenarios. By doing so, the study aims to assess whether the findings from the laboratory scale model remain consistent when applied to a larger scale, more realistic setting. This approach allows for a more comprehensive understanding of how the model's behavior might translate to actual field applications. The numerical representation of this enlarged model is illustrated in Figure 6.10, providing a visual reference for the expanded simulation domain.

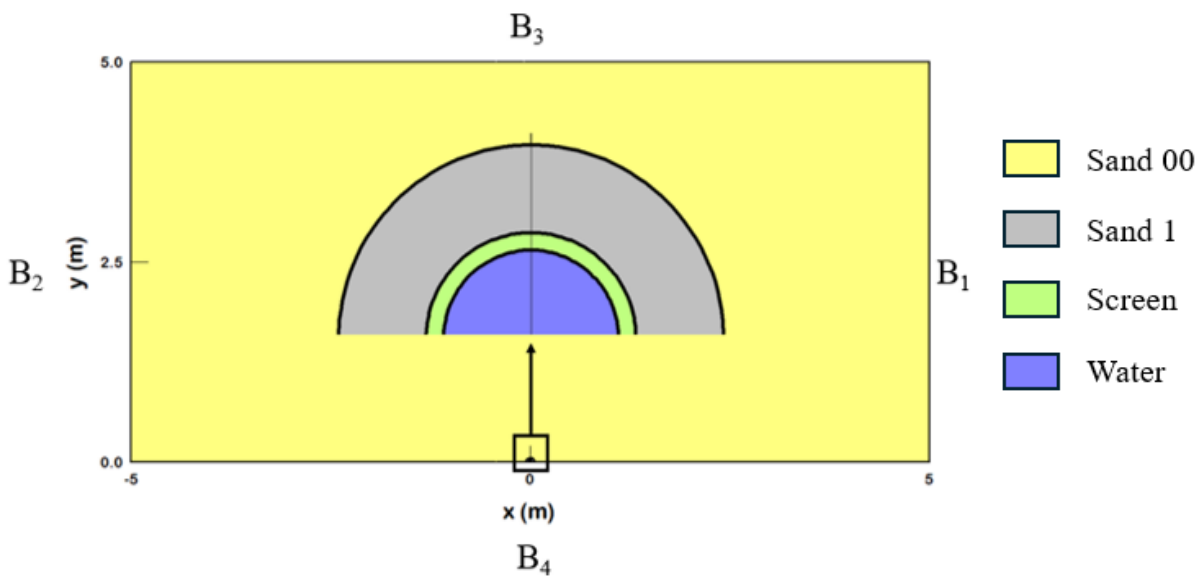

Figure 6.10 Enlarged numerical model with a zoom around the well. B_1, B_2, B_3 and B_4 are the boundaries of the model.

Using the previously described methodology, Figure 6.11 shows the ratio of V_W to V as a function of the dimensionless radial distance (r/r_w) from the well center. The analysis considers various well screens with different hydraulic conductivities interacting with a filter material of 10^{-2} m/s under a realistic field hydraulic gradient of 0.001. Figure 6.12 compares these numerical results with analytical predictions from Drost et al. (1968) and Klammler et al. (2007b) using equations 6.2 and 6.4.

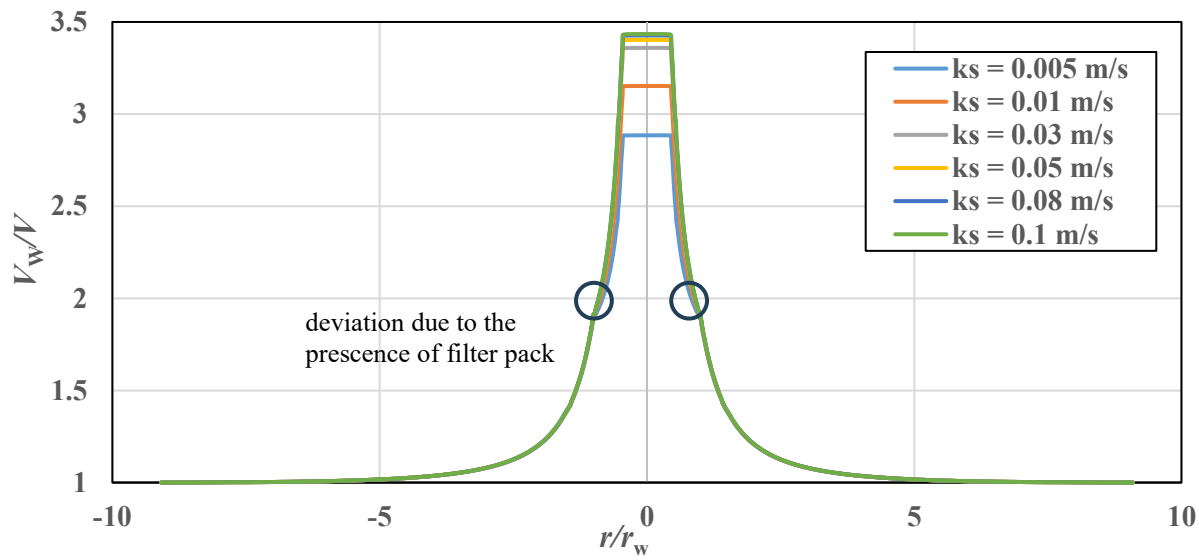

Figure 6.11. Velocity ratio (V_W/V) as a function of normalized radial distance (r/r_w) under a hydraulic gradient of 0.001 (k_F = 1 x 10^{-2} m/s).

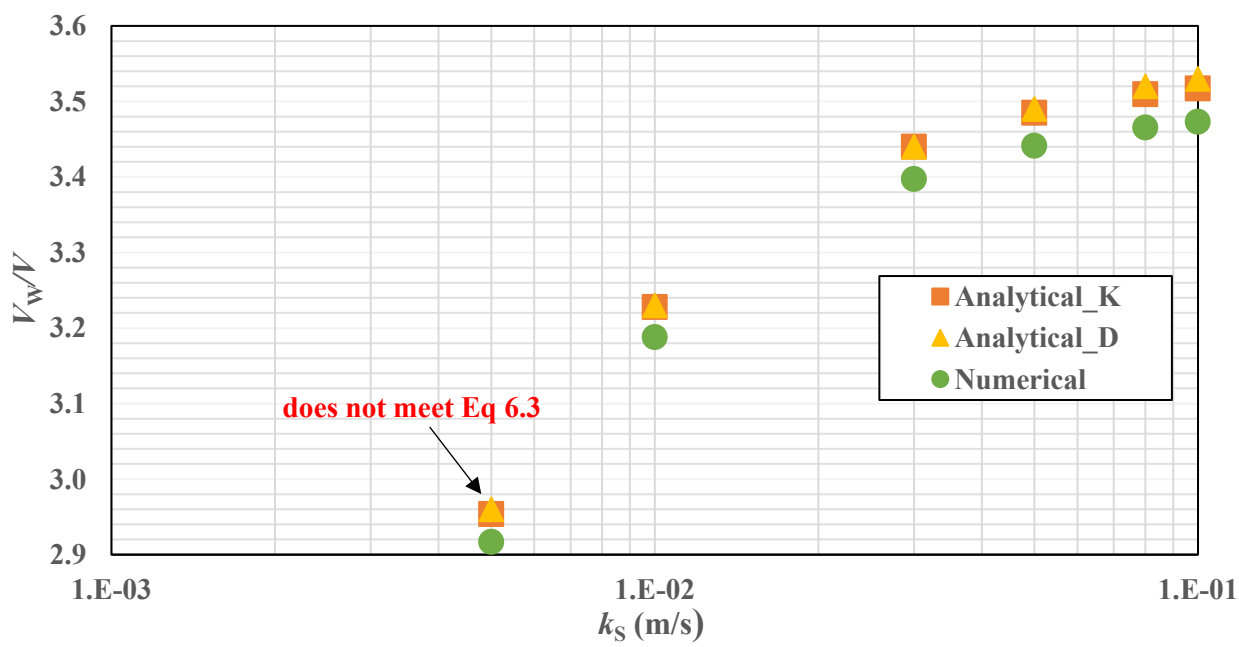

Figure 6.12 Numerical vs. analytical velocity ratios as a function of well screen hydraulic conductivity (k_F = 1 x 10^{-2} m/s) (Analytical_K: results using Eq 6.3; Analytical_D: results using Eq 6.2): field scale results

The analysis of results in Figures 6.11 and 6.12 corroborates findings from previous laboratory scale models, revealing significant insights into well system behavior. Water velocity through the screen is notably higher, reaching up to three times the initial or natural value in the aquifer, which underscores the screen's crucial role in facilitating flow. A direct correlation between

screen hydraulic conductivity and well velocity is evident. Figure 6.12 demonstrates excellent agreement between numerical and analytical results, with negligible discrepancies falling within the hundredths range (Figure 6.13). An interesting trend emerges as screen hydraulic conductivity increases: the well-to-Darcy velocity ratio rises but eventually reaches a limit at high k_S values (10^{-1} m/s), indicating a practical upper limit to the influence of screen permeability. These results not only corroborate both numerical and analytical methods for predicting flow behavior in well systems but also highlight the critical importance of screen and filter pack properties in overall well performance.

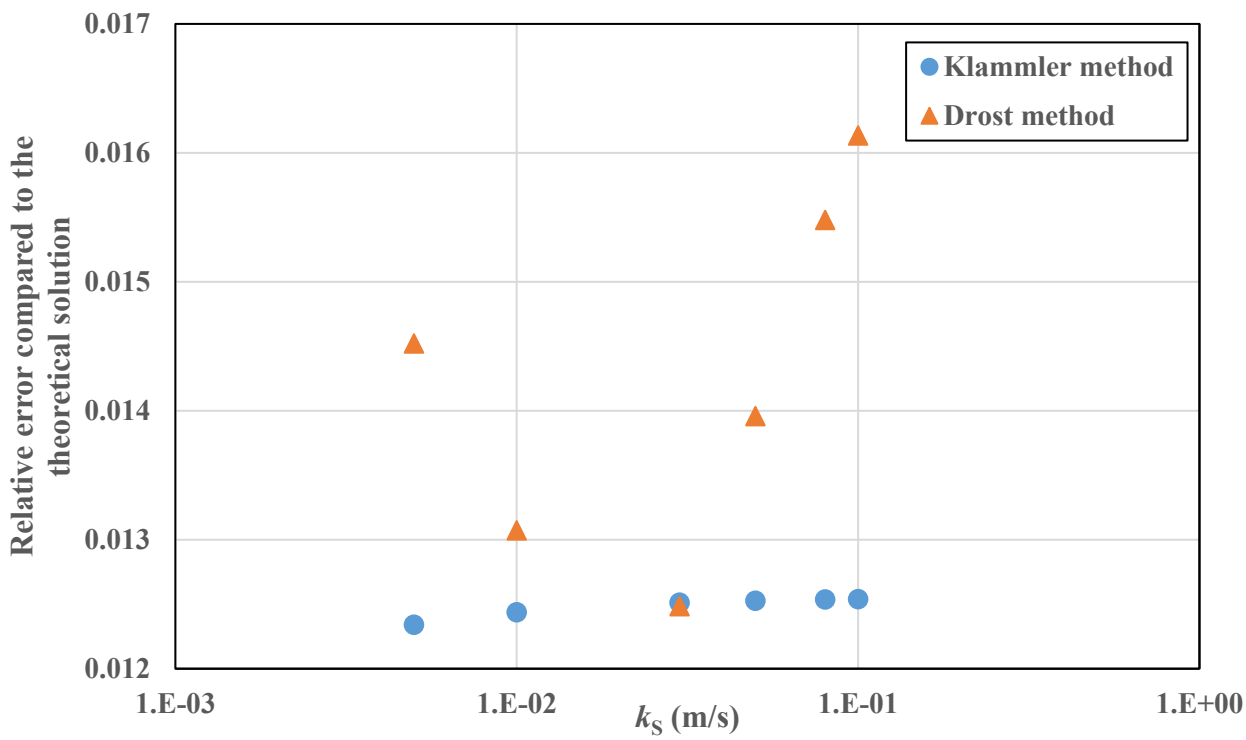

Figure 6.13. Relative errors on the velocity ratios, compared to the theoretical methods versus k_S: field scale results. A relative error of 0.01 means a percent error of 1%.

The field model demonstrates marginally lower discrepancies (Figure 6.13) compared to the laboratory model (Figure 6.8), resulting in slightly more precise outcomes. This subtle improvement can be attributed to the differing composition of the two models. The laboratory-scale model incorporates coarse sand 'filter sand 1' at both ends, introducing additional complexity. In contrast, the field model utilizes only ‘filter ‘sand 00’’ to represent the aquifer, resulting in a more homogeneous and simplified representation of the subsurface conditions.

This difference in material composition likely accounts for the small but noticeable enhancement in accuracy observed in the field model results.

6.6 Case of an improperly designed well screen

Over two-thirds of MWs are improperly designed and/or installed (Nielsen & Schalla, 2005) often due to various factors such as improperly designed well screens, poorly selected filter material, or lack of centralizers. It is important to take these various situations into account, especially since no analytical solutions currently exist for them. These numerous scenarios must be considered, particularly because no analytical solution exists for them.

This article examines a specific case featuring a poorly designed well screen with $k_S = 1 \times 10^{-5}$ m/s (Baptiste & Chapuis, 2015) to illustrate the performance differences between properly and improperly selected well screens. It should also be noted that several such cases can be explored in greater detail through numerical analysis. Figures 6.14 provides a graphical illustration of how the velocity field varies throughout the domain when the well screen is improperly designed, while Figure 6.15 depicts the velocity V_x in the X-direction as a function of the dimensionless radial distance (r/r_w) from the center of the well, also under conditions of improper well screen design.

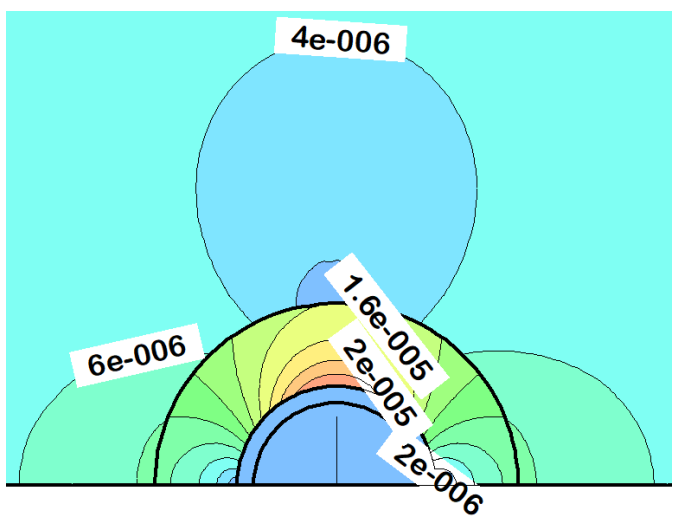

Figure 6.14 Distortion of the velocity module due to the presence of the screen, filter pack and PFM (i = 0.01; k_A = 4 x 10^{-4} m/s; k_F = 1 x 10^{-2} m/s; k_S = 1 x 10^{-5} m/s; k_P = 10 m/s).

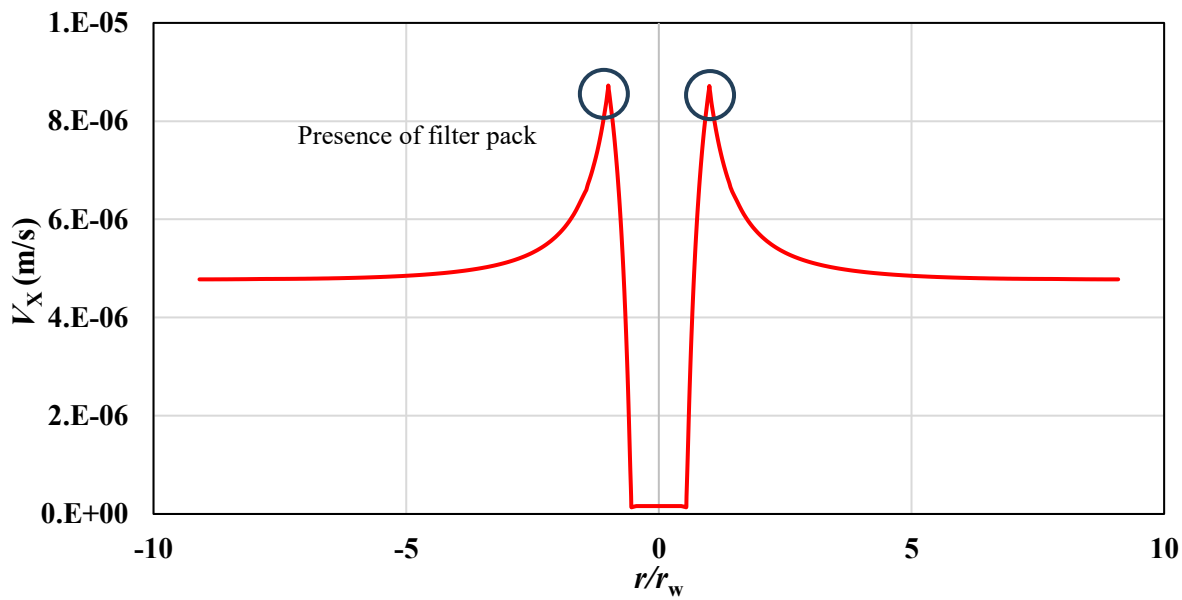

Figure 6.15 Velocity *in the X*-direction as a function of normalized radial distance (r/r_w) under a hydraulic gradient of 0.01 (k_S = 1 x 10^{-5} m/s; k_F = 1 x 10^{-2} m/s).

In contrast to the results shown in Figure 6.6, Figure 6.15 illustrates that the use of an improperly delected well screen leads to a substantial reduction in water velocity through the screen, with flow rates dropping to approximately 10^{-7} m/s, much lower than those observed in the surrounding aquifer. This significant decrease is primarily due to the low k_s value associated with the poorly designed screen (slot size, poor placement). The visualization clearly quantifies the extent of flow distortion introduced by the screen and highlights its pronounced impact on the interaction with the adjacent filter pack and the surrounding filter pack.

By quantifying these effects, numerical modeling provides critical insight into the impacts of design flaws, enabling more accurate diagnosis and remediation planning. In conclusion, for MWs with suboptimal screen design or installation, numerical modeling is crucial for understanding and mitigating the adverse hydraulic and operational consequences that cannot be addressed by analytical methods alone.

6.7 Discussion

This research provides valuable insights into MWs behavior and their influence on groundwater flow patterns, enhancing the comprehension of the complex interactions between MWs and their surrounding aquifers.

The velocity field near the well is observed to be non-uniform and non-rectilinear, a phenomenon attributed to the varying hydraulic conductivities of the well screen, filter pack, and surrounding aquifer. This heterogeneity in material properties creates complex flow patterns in the well's immediate vicinity, challenging traditional assumptions of uniform flow.

A key discovery is that MWs equipped with both a screen and a filter material demonstrate higher flow velocities compared to those with only a screen (Ben Slima & Chapuis, 2024). This increased velocity has practical implications, potentially leading to more consistent and reliable flow rate measurements. The velocity ratio, a critical parameter in this study, provides valuable insights into this behavior and its potential impact on well performance.

Notably, the study's results demonstrate consistency across different hydraulic gradients, with both laboratory and field gradients yielding similar outcomes with minimal error percentages. This consistency enhances the reliability and applicability of the findings across various scenarios.

The numerical model employed in this study shows excellent agreement in cases where theoretical predictions can be made, with discrepancies in the order of hundredths. This close alignment validates the reliability of the numerical approach. However, it's worth noting that further refinement of the numerical model, particularly through mesh optimization, could potentially yield even more precise results. The current model, while highly accurate, approaches the limits of available computational resources, highlighting the challenges and opportunities in advanced hydrogeological modeling. In addition, there are too many field cases of poorly designed and/or installed MWs for which there is no theoretical prediction: for such cases, a thorough numerical modeling can provide useful practical results.

Given the significance of these findings, it will be crucial to validate them through rigorous experimental studies. Such validation would not only confirm the accuracy of numerical results but also enhance their applicability in real-world scenarios, potentially leading to improved well design and more efficient groundwater sampling practices.

6.8 Conclusion

This extensive research into seepage within and around a MW has produced crucial findings, significantly enhancing our comprehension of the complex interplay between MWs and aquifers.

By employing a diverse range of screen designs and hydraulic conditions, the research provides valuable guidance for optimizing well construction practices across various subsurface environments.

The dual methodology approach, combining numerical simulations with mathematical verification using empirical formulas, proved highly effective. By employing empirical formulas to mathematically validate the simulation outputs, the methodology achieved exceptional accuracy, with small deviations. This strong match of numerical and analytical results reinforces the validity of both techniques and enhances confidence in the study's conclusions.

Numerical simulations successfully quantified the flow distortion factors (α) across multiple scale configurations. The α-values exhibited a range of 2.88 to 3.53, varying systematically with well screen and filter pack properties. Notably, the close correspondence between calculated and simulated α-values confirmed the model's consistent performance throughout the investigated parameter space, demonstrating its reliability for predictive applications.

Key discoveries include the observation that well velocity consistently exceeds three times that of the surrounding aquifer, both with and without filter material (Ben Slima & Chapuis, 2024), in the case of correctly designed and installed MWs. Notably, MWs equipped with both a screen and filter material exhibit high velocity ratios. The study also revealed a critical threshold in the relationship between screen hydraulic conductivity and velocity ratio. As conductivity increases, the well-to-Darcy velocity ratio initially rises but eventually reaches a plateau at high conductivity values. This asymptotic behavior demonstrates a practical upper limit to the influence of screen permeability on well hydraulics, beyond which further increases in conductivity have minimal impact on flow dynamics. However, in the case of poorly designed and/or installed MWs, there is no theoretical equation up to date and the velocity distortion becomes highly complex according to preliminary studies. This means that a thorough numerical analysis is needed to obtain practical results for realistic field conditions and then take them into account for field permeability tests and tracer tests.

This research addresses a significant gap in previous studies by emphasizing and visualizing the distortion of the velocity field caused by MW presence. It highlights the need for more comprehensive approaches in studying tracer injection and pumping processes, because current oversimplifications may lead to substantial errors.

The versatility of the numerical simulations and mathematical calculations allows for their application across various hydraulic conductivity values of filter materials, enhancing the study's relevance to diverse geological settings. In addition, the numerical modeling approach is valuable for assessing poorly designed and/or installed MWs, where analytical solutions are unavailable. In cases involving improperly designed well screens, such as those with incorrect slot size, poor placement, or inadequate filter packs, numerical simulations can capture the complex flow distortions and hydraulic losses that arise. These deficiencies often result in too low water velocities through the screen, significant head losses, and reduced well efficiency, as well as increased risk of sediment entry, corrosion, and eventual well dysfunction.

In conclusion, this study not only deepens the understanding of MW dynamics but also provides a robust framework for future research and practical applications in groundwater and environmental monitoring.

CHAPITRE 7 ARTICLE 4: HIDDEN TRUTHS IN BREAKTHROUGH CURVE DYNAMICS: NUMERICAL INSIGHTS REVEALED THROUGH ADVANCED MODELING

Submitted for publication to the Journal of Contaminant Hydrology on March 06, 2025

by

Sirine Ben Slima[1] and Robert P. Chapuis[1,2]

[1] Department of Civil, Geological and Mining Engineering, Polytechnique Montréal, P.O. Box 6079, Sta. CV, Montreal (Quebec), Canada, H3C 3A7

[2] Corresponding author – e-mail: robert.chapuis@polymtl.ca

Abstract

Single-well push-pull tests (SWPP) are used to estimate aquifer properties, but their effectiveness is often compromised by improper well installation and simplified analytical models. More than two-thirds of monitoring wells (MWs) in North America are improperly installed, affecting hydraulic head, permeability, and breakthrough curve (BTC) data. Current theories fail to account for all realistic aspects of SWPP tests, raising concerns about the reliability of interpretations based on flawed physical setups and inaccurate models. This raises the question: How can we rely on inaccurate theoretical models to interpret data from complex tests that are often conducted in imperfect physical setups? This study examines SWPP tests in a confined aquifer using a comprehensive numerical model that accounts for all MW characteristics. The model, established using finite-element SEEP/W, reveals several key findings. First, BTC data vary with sensor position within the well screen, and detailed MW properties influence flow dynamics and local groundwater velocity, affecting BTCs. Second, the longitudinal dispersivity significantly impacts BTC shape, with larger values leading to earlier peaks. Additionally, reduced-scale models can produce reliable SWPP results comparable to those of large models. Finally, the research emphasizes the importance of proper MW design and installation to avoid distorted BTCs, reduced peak concentrations, and inconsistent tracer mass recovery. It highlights the complex interplay of factors influencing BTC characteristics in SWPP tests, presenting significant challenges for developing realistic analytical models. The study emphasizes the

importance of meticulous test design and data interpretation, given the limitations of current theories and frequently flawed physical setups in field applications.

Keywords: single-well push-pull test, monitoring well, breakthrough curve, numerical model

7.1 Introduction

The single-well push-pull (SWPP) tracer test was proven to be cost-effective and versatile for estimating hydrogeological parameters that govern groundwater flow and contaminant migration in various formations. This test involves three steps: (1) an injection (push) phase, (2) an optional drift phase and (3) an extraction (pull) phase (Istok et al., 1997; Kim et al., 2004).

During the push phase, a tracer solution is injected into a monitoring well, MW, with a specified volume of water under what is usually believed to be a radial flow condition around the MW. The drift phase consists of letting the injected tracer move under the influence of the existing hydraulic gradient around and within the MW. During the third and last phase, the injected tracer is extracted by pumping water from the same MW in order to get a breakthrough curve, BTC, that can be used for evaluating key parameters, such as the regional velocity and effective porosity of the formation (Leap & Kaplan, 1988; Becker & Shapiro, 2003; Schroth & Istok, 2005; Kim et al., 2018; Kim et al., 2019; Wang et al., 2021). The originality of the SWPP test lies in its ability to employ a variety of thermal tracers, chemical, and physical tracers (Istok et al., 2002; Shook et al., 2004; Khaledialidusti & Kleppe, 2017; Wang et al., 2020).

Either numerical or analytical solutions can be used to analyze SWPP data. Numerical models have been extensively used for analyzing tracer tests and hydrogeological settings, but their application requires a solid understanding of numerical procedures. Furthermore, a lack of understanding regarding the strengths and limitations of numerical tools can impede their practical application in real-world situations (Praveena et al., 2010). In contrast, analytical solutions are simpler and easier for analyzing SWPP test data. Using simplifying assumptions, these solutions can provide quick assessments and initial estimates of key aquifer properties. However, it is essential to cautiously interpret the results from analytical models and to validate them against field observations or more comprehensive numerical models.

Analytical models can rapidly analyze data of SWPP tests but their simple assumptions may not accurately represent the complex real-world aquifer systems (Praveena et al., 2010).

The SWPP tests have been used to characterize a variety of hydraulic parameters. Leap and Kaplan (1988) used this test to determine the groundwater velocity. Based on this method, Hall et al. (1991) proposed approaches for estimating the effective porosity and ground water velocity. Haggerty et al. (2000) generated a semi-analytical solution of the SWPP test for approximating these hydraulic parameters. Matsumoto et al. (2020) could obtain reliable findings carrying out a SWPP test in order to estimate an extremely slow groundwater velocity (few cm/day), using the method of Leap and Kaplan (1988), which is particularly useful in specific geological contexts. They found that stable isotope (^3H) yielded more precise estimates of the extremely low velocity, as compared to the uranine tracer. In order to estimate local-scale hydraulic properties, including groundwater velocity and effective porosity, Kim et al. (2018) carried out a SWPP tracer test using two tracers (SF6 and salt). Their research revealed the utility of this test with dual tracers for designing CO_2 leakage monitoring networks in shallow aquifers, which is crucial for geological CO_2 storage sites. Kim et al. (2018) performed SWPP tests to determine the best locations for CO_2 monitoring network, and suggested monitoring areas with high concentration gradients.

In the same context, Hwang and Lee (2022) evaluated how well the SWPP tests can estimate groundwater velocity in fractured rock aquifers. They noticed that longer drift phases tend to underestimate groundwater velocity when compared to estimates from other methods. As well, Meigs and Beauheim (2001) conducted a series of SWPP tests in a fractured dolomite layer for analyzing tracer behavior in this medium. Nordqvist et al. (2012) employed various tracer test scales for characterizing solute transport and hydraulic connectivity in fractured rock. These authors showed that traditional models were deficient to explain the BTCs, due to complex mechanisms in fractured media.

On the other hand, Li et al. (2019) noted that the skin effect has a significant impact on SWPP tests and should be taken into account in their interpretation. They found that the skin effect, influenced by regional groundwater flow velocity, affects the shape and characteristics of the BTCs by altering the pattern and location of the groundwater divide. By developing a new numerical model using COMSOL, these authors underscored the need to incorporate both regional groundwater flow and skin effects into the analysis. Additionally, Hebig et al. (2015) studied the influence of the chaser in SWPP tests by using temporal moment analysis. They found that the chaser significantly affects the BTC, decreasing the main peak's maximum

concentration. However, it does not affect the recovery curve's tail or total recovery time. The authors highlighted the importance of considering the chaser effect when designing and interpreting SWPP tests to ensure correct assessments of aquifer properties and contaminant behavior.

Various studies have been conducted to evaluate the effectiveness of SWPP tests in different ways, including the work of Klotzsch et al. (2017) who developed an efficient random walk model by featuring an algorithm for rapidly evaluating SWPP tests to set the number of particles required for transport simulation. They validated their model by conducting a SWPP test with a drift phase and confirmed their results by comparison with the MT3DMS numerical model.

Hansen et al. (2017) used push-drift tracer tests to study heterogeneity in aquifers. They proved numerically that power-law tails are a particular feature of tracer return time distribution with the exponent directly related to the variance of log hydraulic conductivity, a measure of medium heterogeneity. Gareth et al. (2015) used a forced gradient push-pull test to identify small-scale low and high permeability layers using fluorescence imaging to visualize tracer movement in a laboratory-scale physical model. The test proved effective in estimating contaminant transport parameters in aquifers, analyzing tracer behavior across various permeability configurations with tracer BTCs accurately modeled using HydroGeoSphere (HGS) software.

The push-pull tracer test has also been employed to quantify microbial processes in the vadose zone. Additionally, its potential for remediating contaminated soils and aquifers has been investigated. In this context, Boisson et al. (2013) developed a mathematical model to simulate the sequential denitrification reactions that occur during a push-pull test, providing insights into the complex biogeochemical processes involved in the reduction of nitrate to nitrogen gas. They extended the analytical solution developed by Haggerty et al. (1998) to model a first-order reaction chain and estimate kinetic parameters for each step of the denitrification process. The model results and field data demonstrated good agreement, indicating that the complete denitrification process can be efficiently modeled as a sequence of first-order reactions.

To evaluate the in situ transport of carboxymethylcellulose (CMC)-stabilized metallic iron nanoparticles in a shallow granular aquifer, Bennett et al. (2010) conducted a series of SWPP tests. Their study demonstrated that CMC-stabilized iron nanoparticles can be efficiently

transported through the granular aquifer. Additionally, the research assessed the reactivity of iron nanoparticles in situ within a sandy aquifer rich in iron oxyhydroxide.

Analytical solutions for SWPP tests have evolved significantly, addressing various complexities in groundwater transport. Early models by Gelhar and Collins (1971) and Sauty (1980) provided foundational insights but were limited by assumptions of steady-state flow and homogeneous aquifers. Subsequent work by Schroth et al. (2000) and Huang et al. (2010) incorporated more complex transport processes, though still with simplifications. Shi et al. (2020) advanced the field by considering wellbore mixing effects. Most recently, Suk et al. (2023) developed a semi-analytical solution accounting for transient flow conditions, offering improved accuracy in aquifer characterization and parameter estimation. While this latest model represents a significant advancement, it still faces challenges in highly heterogeneous aquifers and complex reactive transport scenarios. Recent advancements in groundwater research have focused on improving aquifer characterization and contaminant transport modeling. Suk et al. (2025) proposed a novel semi-analytical solution for consecutive divergent tracer tests, enhancing accuracy in heterogeneous aquifers. This work complements the investigation of Harte et al. (2024) into long-screened wells with sand packs, which revealed significant impacts on contaminant redistribution and cross-contamination. Jin et al. (2024) further contributed by developing simplified methods for estimating transport parameters using finite-element modeling. All these studies share common limitations, including potential oversimplification of the MW components, heterogeneous aquifer conditions and challenges in addressing complex contaminant transport scenarios. Joun et al. (2023) modified a SWPP method using inert gases and uranine tracer with the intention of understanding volatile and semi-volatile component transport in groundwater systems. Their method was aimed at measuring simultaneously groundwater physicochemical parameters from BTCs. They used a 2D advection-dispersion model (Eq 7.1) based on a formula of Neville (1994) and thought that their results were good for the targeted zone.The reader cannot guess whether this 2D solution is for a horizontal plane (x, y) in an unconfined aquifer as suggested by the form of the solution as C (x, y, t), or for axisymmetric conditions around a MW (radial distance r and z elevation) because there is no sketch of the studied problem. The authors defined y as $y = 2\pi r$ and called it the source width [L], where r is the borehole radius [L]. Thus, r is a constant and not a radial distance in axisymmetric axes. Therefore, the reader wonders if C is, as stated by Eq 7.1, a function of x, y

and t, because x and y are not coordinates and not independent variables, which creates mathematical confusion. In addition, the authors incorrectly derived the BTCs by using an equation that mistakenly treats a non-dimensional term as a dimensional (term B in Eq 7.1 has a dimension of time [T]), leading to an inaccurate calculation of concentrations. Apart from that, the underlying physical principles that would explain how this equation was derived remain unclear.

$$C(x,y,t) = \frac{x}{4b\sqrt{\pi D'_x}} \int_0^t Aexp[B]\,[erfc(C) - erfc(D)]d\varepsilon \tag{7.1}$$

In which,

$$A = C_0(t-\xi)\frac{1}{\sqrt{\xi^3}} \tag{7.2}$$

$$B = -\lambda\xi - \frac{(x - v'\xi)^2}{4D'_x\xi} \tag{7.3}$$

$$C = \frac{y - y_0}{2\sqrt{D'_y\xi}} \tag{7.4}$$

and

$$D = \frac{y + y_0}{2\sqrt{D'_y\xi}} \tag{7.5}$$

In Eq 7.1, x is said to be the plume travel distance during the push phase of the SWPP test [L], but x and y are not defined as coordinates; b is the aquifer thickness [L], D'_x and D'_y are respectively effective dispersion coefficients for longitudinal and transverse directions [L^2T^{-1}], C_0 is the initial concentration of tracer [ML^{-3}], t is the total mass recovery time [T], ξ is the elapsed time for reaching concentration C_ξ [T], λ is the first-order reactive rate [-], $v'\left(=\frac{v}{R}\right)$ is the groundwater velocity [LT^{-1}] (the location and the conditions are missing), v is some linear velocity, v' is v/R [LT^{-1}], R is retardation factor [-], and y $(= 2\pi r)$ was previously defined, whereas y_0 $(=\frac{y}{2})$ [L].

Overall, these studies highlight the ongoing evolution of SWPP test analysis. From early assumptions of steady-state flow and homogeneous aquifers to recent considerations of transient flow conditions and wellbore mixing effects, each advancement has improved our understanding

of groundwater transport processes. Despite these advances in research, discrepancies persist between laboratory tests, numerical simulations, and field studies (Wang et al., 2021).

Therefore, the main objective of this numerical study is to conduct tracer tests in a correctly installed MW, considering all realistic field conditions to evaluate the BTCs results. It aims to carry out SWPP tests in a fully screened MW, with a filter pack and under various hydraulic conditions, without a drift phase. This numerical study gives an accurate and detailed analysis of the resulting BTCs with a high degree of precision. The numerical model has proven effective by offering a more comprehensive assessment, an aspect that was often neglected in hydrogeological studies. The use of numerical modeling in this study is required due to the unavailability of an analytical solution that can handle all the diverse complexities present in the system.

7.2 Numerical model of the SWPP test

The numerical model is designed to evaluate SWPP test results under steady-state regional flow in a 2D horizontal plane (x, y) using the code SEEP/W. The numerical model studies a reduced-scale model measuring 100 cm by 40 cm, which contains a confined aquifer. This aquifer is composed of a material known, as 'sand0'. A coarse 'sand 1' is placed over the entire width at both ends and over a length of 7 cm, to make sure that hydraulic heads are constant on each side (see Fig 7.1). Both sands are homogeneous and horizontally isotropic. The aquifer thickness is b = 20 cm, its hydraulic conductivity is $k = 4.10^{-4}$ m/s and its effective porosity $n_e = 0.35$. Fine particles (less than 0.160 mm) have been removed from sand00 to avoid any potential issues with internal erosion. The fully penetrating half piezometer (Fig 7.1) is a realistic one: its inner diameter is 5 cm, and its outer diameter is 6 cm. The flow is only horizontal in the model. The screen has a hydraulic conductivity of 5 x 10^{-2} m/s and is 5 mm thick. A filter pack of 'sand' surrounds the screen. It has an external diameter of 11 cm and a hydraulic conductivity of 10^{-2} m/s. Two supply screened pipes, with a diameter of 2.5 cm, are installed at both ends to guarantee constant hydraulic heads.

The coordinate system is specified as follows: the origin is positioned at the center of the MW, with the x-axis directed against the regional flow. The boundary conditions are established as:

$$H(x,y)_{B1} = h_1 \quad H(x,y)_{B2} = h_2$$

$$k\left(\frac{\partial H}{\partial n}\right)_{B3} = 0 \qquad k\left(\frac{\partial H}{\partial n}\right)_{B4} = 0$$

B_1, B_2, B_3 and B_4 represent the model boundaries. B_1 and B_2 are constant-head boundaries, with prescribed total heads of h_1 and h_2 respectively. B_3 and B_4 are no-flux boundaries. The term 'n' in the partial derivative denotes the boundary's normal vector, perpendicular to the boundary surface. Various hydraulic gradients can be studied by adjusting the total head difference between h_1 and h_2. For this study, h_2 was maintained at a constant value of 24 cm and only the value of h_1 was changed. The parameter values are listed in Table 7.1. The longitudinal dispersivity values for small scale conditions are selected from the graph shown in Fig 2.7, while the transversal dispersivity is set to one-tenth of the longitudinal value.

For the element sizes, a square grid with a spacing of 8 mm was selected for areas far from the MW. It was progressively refined and converted to a triangular grid near the MW and within the internal volume of the MW (Fig. 7.2).

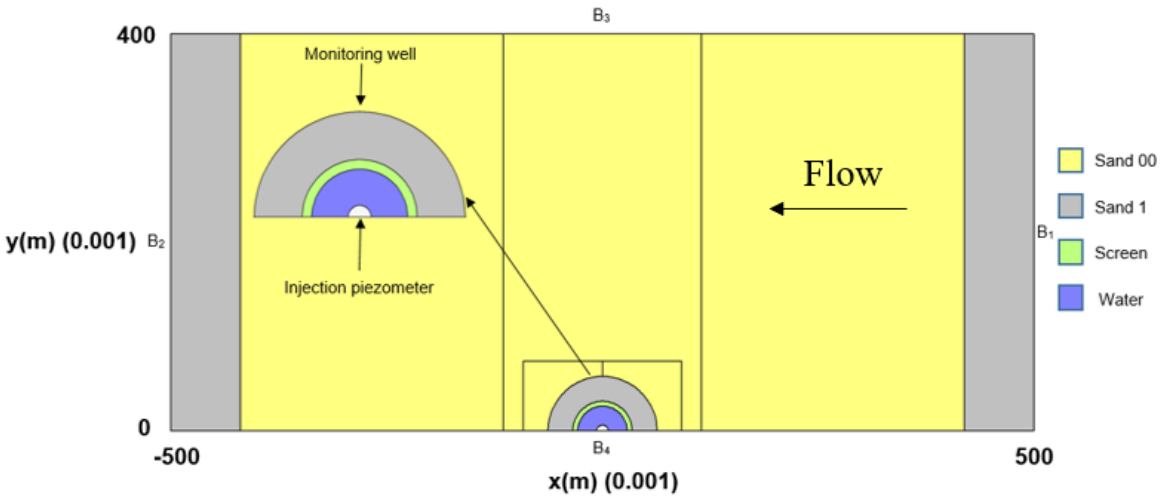

Figure 7.1 The schematic diagram of the numerical model. B_1, B_2, B_3 and B_4 are the boundaries of the model.

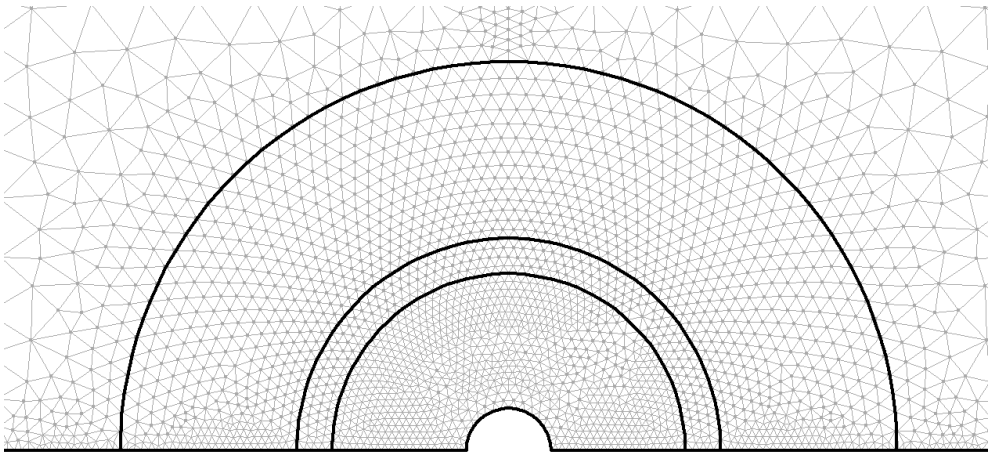

Figure 7.2 Details of the mesh around the MW and within the pipe.

The tracer is injected into the MW through an injection pipe of radius r_p = 1.2 cm at a uniform rate and concentration during the injection phase and subsequently pumped at a constant rate during the pumping phase. The SWPP tests performed in this study involve only an injection followed by pumping, without a drift phase, which would be adding more parameters to the present study that is already highly complex. A hydraulic head function was applied in the code SEEP/W, while a concentration function was introduced in the parent solute transport code CTRAN/W. These two boundary conditions were applied at the injection pipe (r=r_p) as step functions as shown in Figure 7.3.

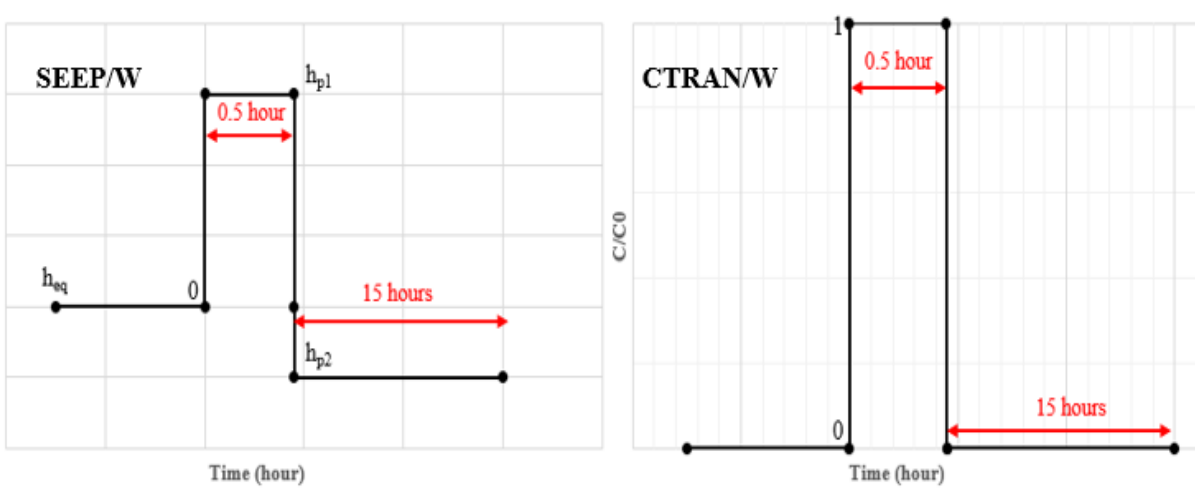

Figure 7.3 Hydraulic head and concentration functions of the SWPP test.

The SWPP test was conducted as follows: at the end of each step, the simulation outcomes, encompassing both hydraulic heads and solute concentrations, were utilized as the starting values for the subsequent step of the simulation.

Table 7.1 Table of parameters used for a realistic simulation.

No.	Parameter	Values	Considered in previous equations
1	aquifer thickness (cm)	20	yes
2	screen thickness (cm)	0.5	no
3	effective porosity of aquifer	0.35	yes
4	effective porosity of filter pack	0.35	no
5	effective porosity of screen	0.1	no
6	porosity of aquifer	0.35	no
7	porosity of filter pack	0.35	no
8	porosity of screen	0.1	no
9	inner radius of filter pack (cm)	3.0	no
10	outer radius of filter pack (cm)	5.5	no
11	inner radius of the MW pipe (cm)	2.5	no
12	outer radius of the MW pipe (cm)	3.0	no
13	inner radius of the injection pipe (cm)	1.2	no
14	hydraulic conductivity of aquifer (m/s)	4×10^{-4}	yes
15	hydraulic conductivity of screen (m/s)	5×10^{-2}	no
16	hydraulic conductivity of filter pack (m/s)	1×10^{-2}	no
17	hydraulic head first BC h_1 (cm)	24.1, 24.2, 24.3, 25, 26	yes or no[1,2]
18	hydraulic head second BC h_2 (cm)	24.0	yes or no[1,2]
19	equilibrium head in the MW pipe h_{eq} (cm)	24.05, 24.1, 24.15, 24.5, 25	yes or no[1,2]
20	constant hydraulic head for injection h_{p1} (cm)	27.0	yes or no[1,2]
21	constant head for retrieving h_{p2} (cm)	23.0	yes or no[1,2]
22	longitudinal dispersivity of aquifer (m)	0.05, 0.1, 0.2, 0.5	yes
23	longitudinal dispersivity of screen (m)	0.05, 0.1, 0.2, 0.5	no
24	longitudinal dispersivity of filter pack (m)	0.05, 0.1, 0.2, 0.5	no
25	transversal dispersivity of aquifer (m)	0.005, 0.01, 0.02, 0.05	yes
26	transversal dispersivity of screen (m)	0.005, 0.01, 0.02, 0.05	no
27	transversal dispersivity of filter pack (m)	0.005, 0.01, 0.02, 0.05	no
28	concentration ratio at the time of injection	1	yes
29	Injection duration (hour)	0.5	yes
30	drift time (hour)	0	yes
31	pumping retrieving time (hour)	15	yes

[1] frequently considered as part of the condition for the initial regional gradient

[2] this boundary condition is either a constant hydraulic head or a constant flow rate

Our numerical model significantly enhances the realism of push-pull test simulations compared to traditional analytical approaches. While the conventional analytical solution (Eq 7.1) uses only 11 parameters, our model incorporates 31 distinct parameters (Table 7.1). This expanded parameter set enables a more accurate representation of the push-pull test conditions, capturing crucial aspects that are often overlooked in simplified models.

7.3 Results

7.3.1 Particle tracking

The SEEP/W code employs two distinct features to model particle movement: the “tracking particle feature”, which simulates molecular motion of water, and the advection-dispersion feature, which represents the transport of chemical tracer particles.

With the particle-tracking feature, particles are added and placed along the injection pipe boundary. The parent CTRAN/W calculates the new positions of the particles at each time step based on the average velocities computed by SEEP/W. This particle tracking approach allows for estimating the fate of a particle as well as the time required for going from one position to another one. Furthermore, it visualizes all potential trajectories and the contamination plume's spread from its origin in a purely advective flow, which is the case in our study since dispersion, adsorption, and degradation are neglected. In our case, the injection-withdrawal test was conducted in two stages. The first stage involved injecting the tracer into the MW followed by a second stage of pumping from the MW for a duration long enough to recover all the tracer mass. However, the tracking particle feature assumes homogeneous materials, which may not reflect reality, where varying soil pore sizes create heterogeneous flow conditions.

As illustrated in Fig 7.4, tracer particles, when their concentration is considered, exhibit a range of velocities, either higher or lower than the average. As a result, different distances are covered within a specific period. This wider dispersion means that an extended period is needed for full tracer retrieval as shown in Fig 7.5. This phenomenon results in water molecules requiring extended periods to attain specific tracer concentrations.

Figure 7.4 provides a compelling example: with $D_L = 0.1$ and $D_T = 0.01$, water molecules took four times longer (2 hours) than tracer particles (0.5 hour) to reach a 10.9% concentration. This

discrepancy can be attributed to medium heterogeneity, which is partially captured through the concept of dispersivity.

A noticeable difference is observed in the molecules' paths when comparing the upstream and downstream sides around the MW. This difference can be attributed to the system's natural flow direction (from right to left) combined with the dispersion.

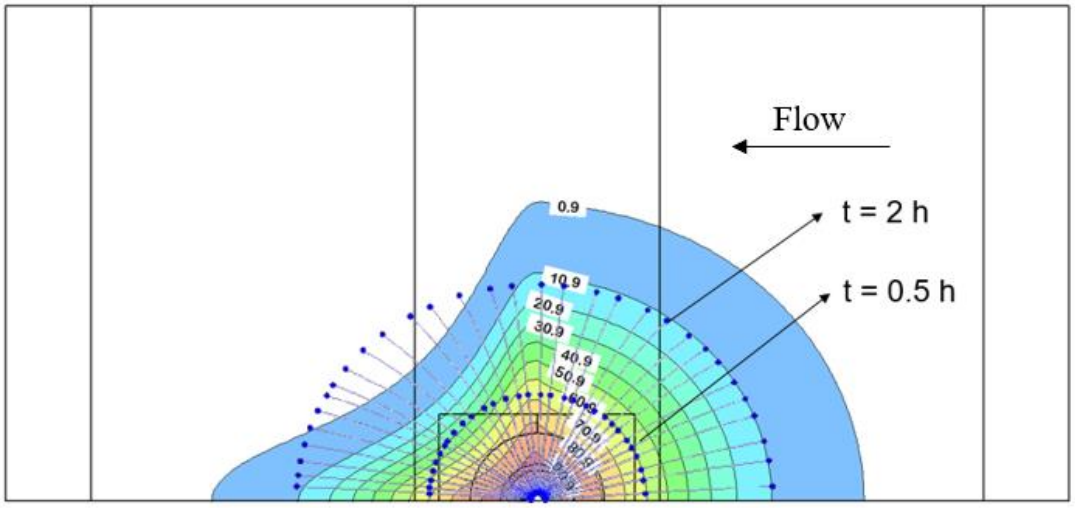

Figure 7.4 Combined trajectories of water molecules and tracer particles after 30 minutes of injection.

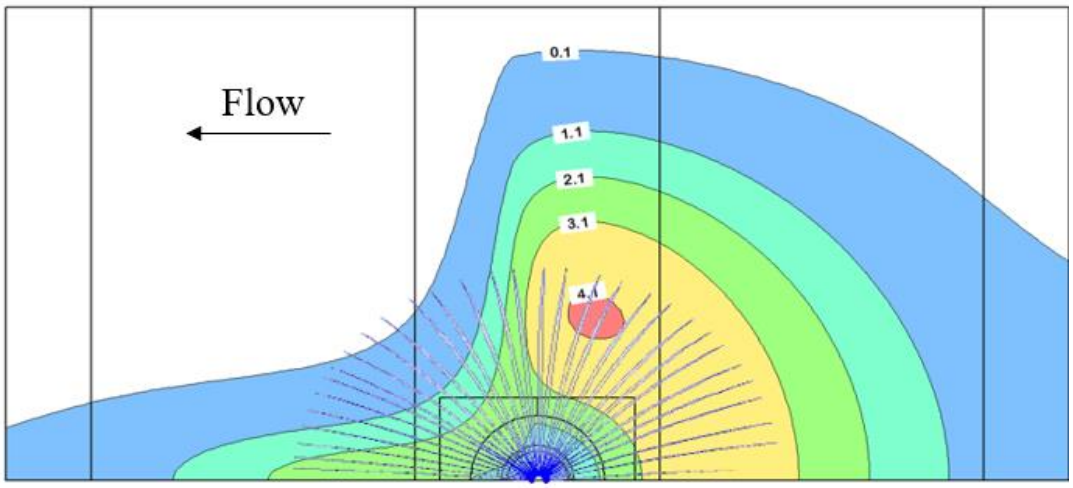

Figure 7.5 Combined trajectories of water molecules and tracer particles after 6 h of pumping.

As illustrated in Fig 7.5, the 6-hour pumping operation resulted in complete extraction of water molecules, whereas the tracer recovery was incomplete due to regional flow and dispersivity.

7.3.2 Types of BTCs for different sampling points in the well screen

First, a verification of the injection conditions was done. The data of Fig 7.6 shows that using either a constant hydraulic head or a pumped flow rate as a BC in the injection pipe is equivalent.

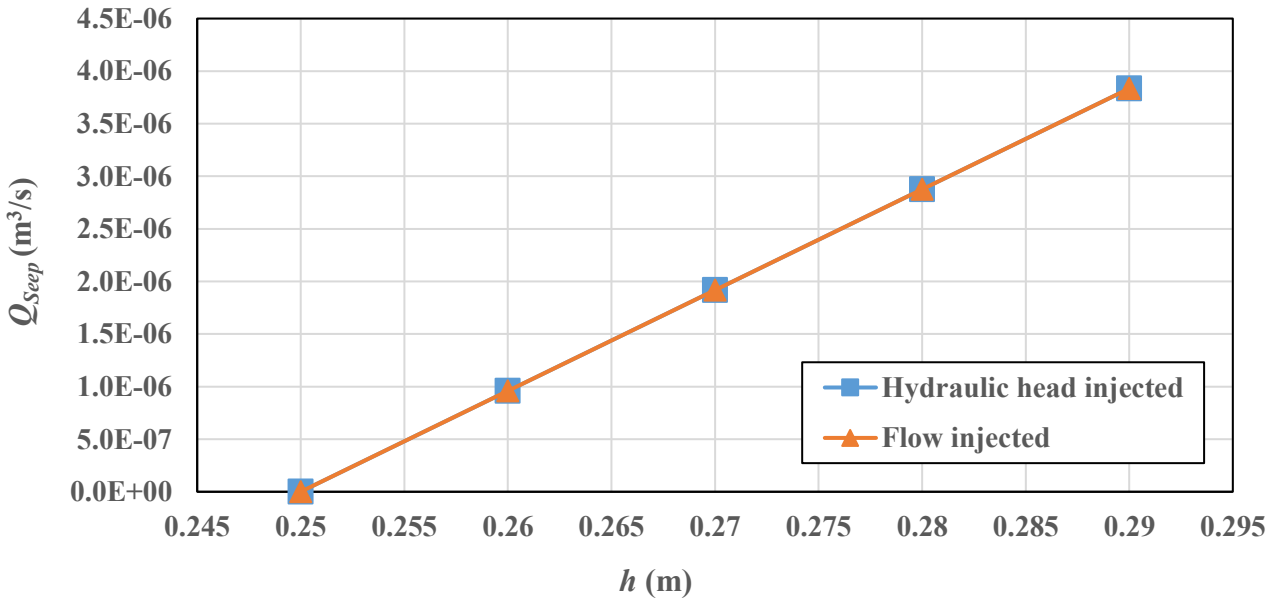

Figure 7.6 Verification of injection conditions.

The main goal of this model of SWPP test is to assess whether the BTCs at different sampling points (nodes of the well screen) display similar patterns of variation. To illustrate these curves, eight nodes were positioned as follows (Fig 7.7) : N1 is located on the downstream edge of the well screen; N2 is situated 20^0 from the downstream side; N3 is positioned 45^0 from the downstream side; N4 is placed 80^0 from the downstream side; N5 is set 80^0 from the upstream side; N6 is located 45^0 from the upstream side; N7 is positioned 20^0 from the upstream side and N8 is situated on the upstream edge of the well screen.

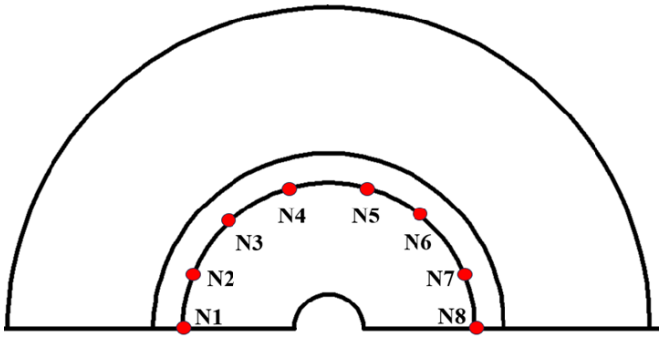

Figure 7.7 Locations of sampling points within the well screen

Figure 7.8 shows the BTCs for both the push and pull phases at various nodes along the well screen. The first model had a hydraulic gradient of 10^{-3}, a realistic value for field conditions. Besides, the longitudinal dispersivities were uniformly set to 0.1 for the aquifer, filter pack, and screen and the other parameters remain identical to those listed in Table 7.1.

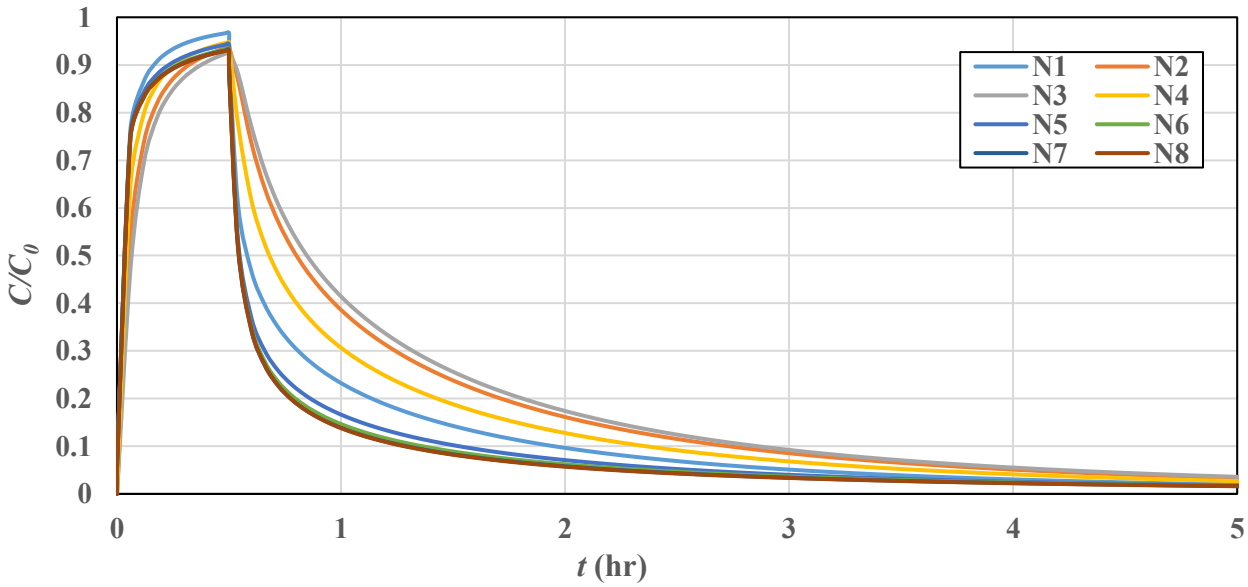

Figure 7.8 Breakthrough curves at different nodes in the screen during the push-pull test in the well for relative concentration (C/C_0) of tracer vs time (field hydraulic gradient = 10^{-3})

Substantial differences in BTCs are observed in Fig 7.8 for the different nodes along the well screen. One can see that the pumping time differs depending on the nodes and the tracer remains more concentrated on the downstream side of the flow, requiring more time for recovery. This is attributed to the natural flow from right to left and the water flux pushing the tracer towards the

injection-pumping pipe for retrieval. Additionally, the BTCs indicate that the tracer concentration approaches negligible levels after approximately 4 h. However, complete tracer recovery for all nodes requires a total of 15 h. For enhanced clarity and visualization, all curves presented in this article will display data up to the 5 hours of the pumping process.

7.3.3 Types of BTCs for different gradients

Figure 7.9 depicts the BTCs for various nodes under natural hydraulic gradients. The data visualizations demonstrate that, in response to the natural gradient, tracer concentrations within the well screen during the push-pull test display considerable heterogeneity. It distinctly illustrates the correlation between tracer concentration and natural hydraulic gradient.

Specifically, higher hydraulic gradients are associated with lower tracer concentrations, resulting in a more pronounced and extended tailing effect in the BTC during the pumping phase. Therefore, a high regional Darcy velocity hastens the tracer transport process, resulting in the tracer mass being displaced further from the MW.

Figure 7.9 illustrates marked differences in the decrease of BTCs for various nodes or sampling points. Specifically, at the upstream side (nodes N6 and N8), the decrease is relatively sharp at the beginning compared to the downstream side (N1 and N3), which exhibits a smoother decline where it takes more time to recover the tracer.

The similar pattern of decrease (N1 and N3; N6 and N8) suggests comparable flow behavior. This uniformity suggests that the entire tracer solution at this location experienced similar hydraulic conditions as it moved through the aquifer medium.

In addition, observations indicate that the BTC depends on the position of the small pumping pipe within the screen. Even with a low gradient, the flow from the upstream side distorts the plume during injection in a specific manner as illustrated in Fig 7.10. Then, when pumping occurs, the tracer returns rapidly on the side where the plume has not spread too far, while on the opposite side, it takes more time to come back. This occurs because, at relatively low regional velocities, a certain amount of tracer mass may be retained near the symmetry y-axis.

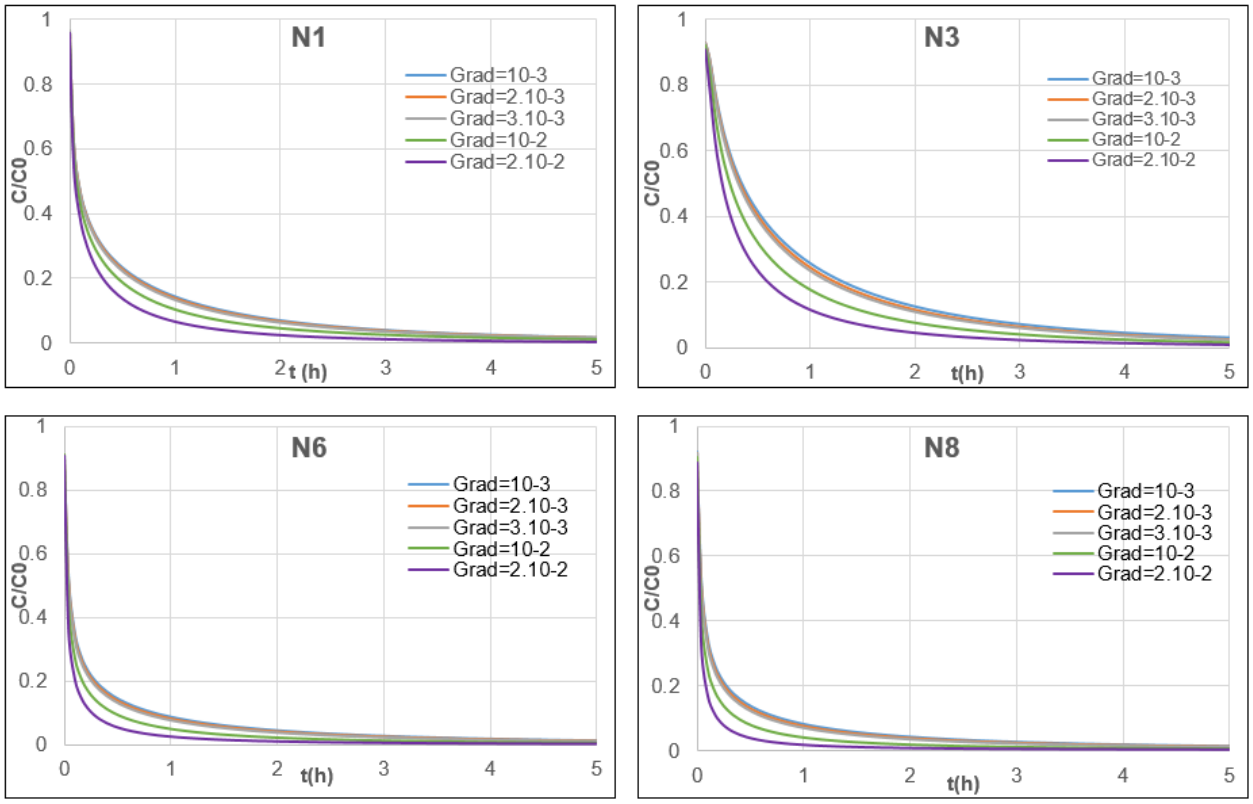

Figure 7.9 Breakthrough curves at different nodes or sampling points in the screen during the pull phase for relative concentration (C/C_0) of tracer vs. time since pumping.

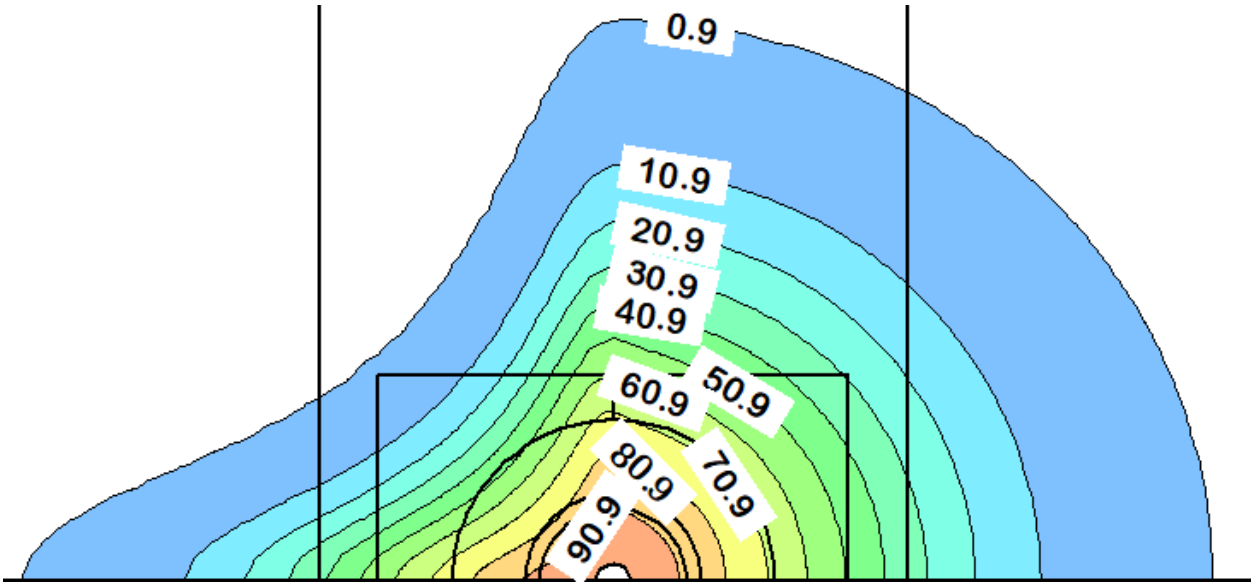

Figure 7.10 Concentration iso-contours during injection (t = 800s, natural gradient=10^{-3})

7.3.4 Types of BTCs for a full-scale model

The study demonstrates that a reduced-scale model (100 cm * 40 cm) can effectively capture the localized impact around the MW. Comparisons with a larger model (10 m * 5 m) show that the contaminant plume remains confined to the MW's vicinity (Fig 7.11), with BTCs exhibiting patterns like those of the reduced-scale model. The differences in peak height among the nodes are small. While slight variations are observed in upstream and downstream nodes, as demonstrated in Fig 7.12, these differences are small. This constancy among results of different scales demonstrates the robustness and adequacy of a reduced scale model for investigating push-pull test dynamics, offering a balance between computational efficiency and accuracy.

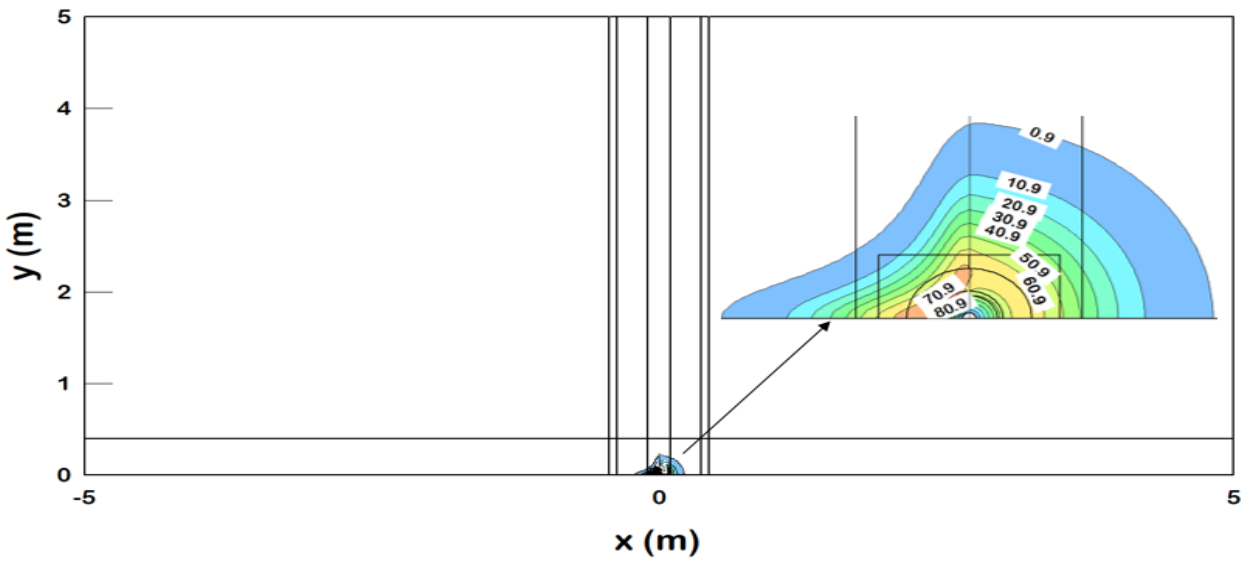

Figure 7.11 Contaminant plume in a large model (10m * 5m).

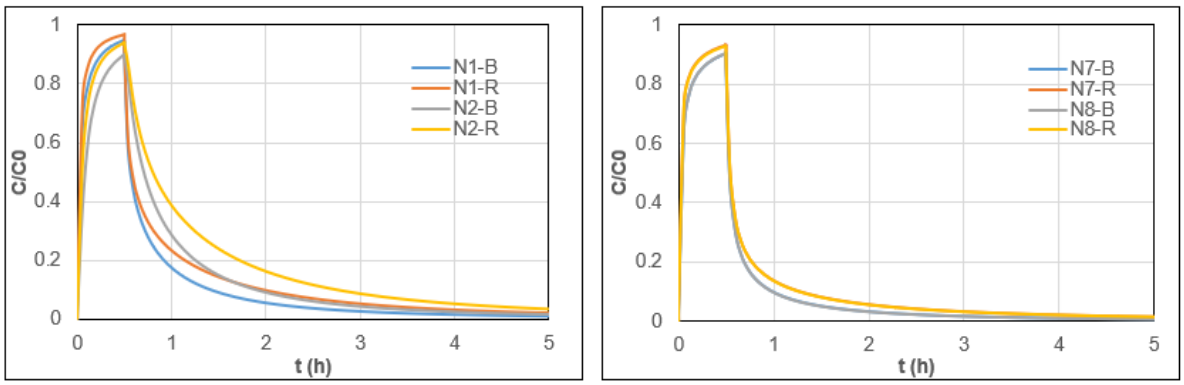

Figure 7.12 Comparative analysis of BTCs at multiple screen nodes for both reduced (R) and big (B) models during the push-pull test (natural gradient = 10^{-3}).

7.3.5 Types of BTCs for different longitudinal dispersivities

It is obvious that α_L has a significant impact on the shape of BTCs, and a larger α_L leads to a smaller peak ratio (C/C_0) as shown in Fig 7.13.

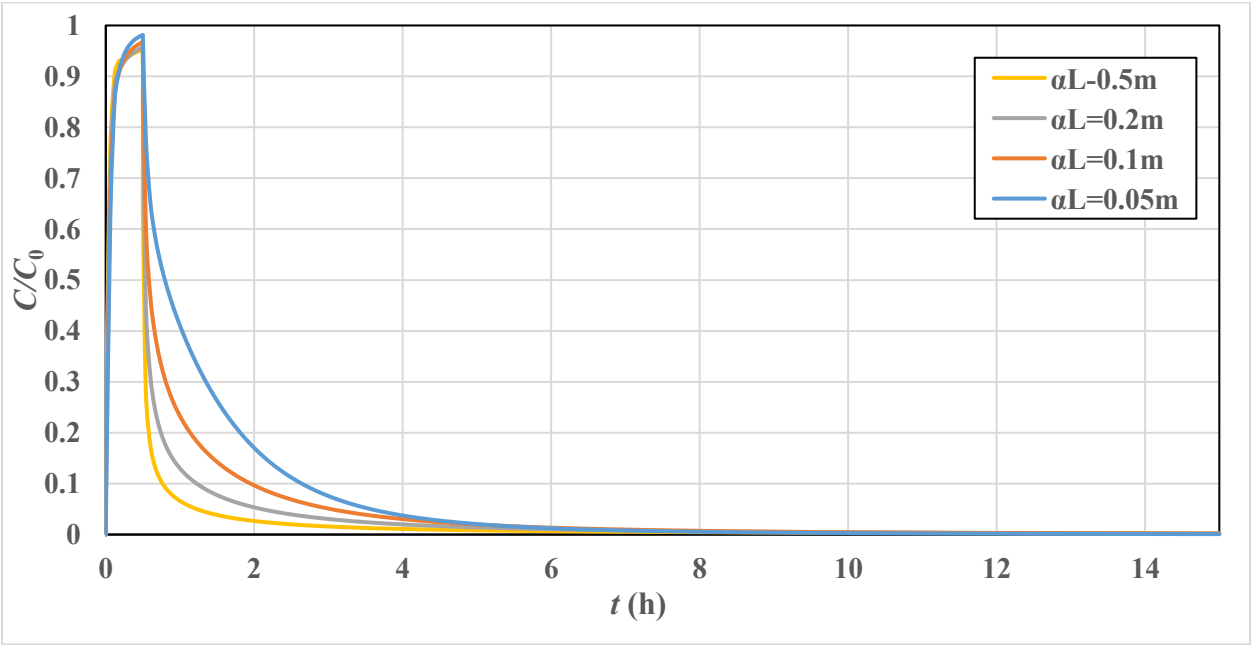

Figure 7.13 BTCs showing tracer relative concentration (C/C_0) over time at node N1, comparing various longitudinal dispersivities during the push-pull test (natural gradient = 10^{-3}).

Figure 7.14 plots the time required for the tracer to reach a certain concentration at node N1 as a function of α_L. Node N1 is located on the downstream part of the well screen.

The curves exhibit the same trend in both push and pull phases, showing a decrease in the time value when increasing the α_L value, and an increase in the required time to recover the tracer with smaller α_L values.

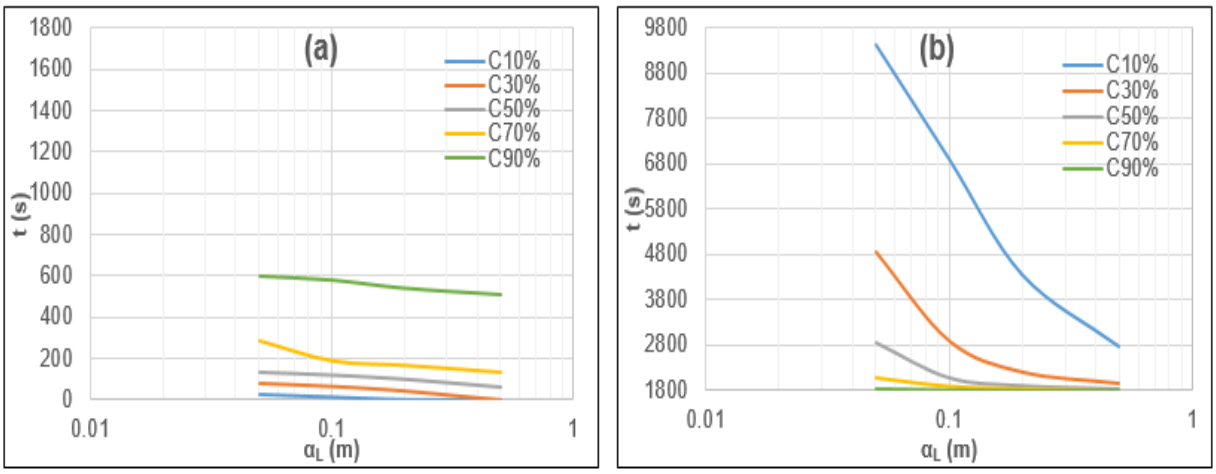

Figure 7.14 Effect of longitudinal dispersivity on tracer concentration at node N1 during (a) the push phase and (b) the pull phase (natural gradient = 10^{-3}).

7.3.6 Types of BTCs for an improperly dimensioned well screen

While Zhang and Chapuis (2019) developed a method to verify poor monitoring well installation, this study specifically focuses on an improperly designed well screen as a key indicator of substandard well setup. The design and installation of well screens are crucial for tracer tests, significantly impacting breakthrough curves (BTCs) and potentially leading to misinterpretation of aquifer properties if not properly considered (Baptiste & Chapuis, 2015; Delbar & Chapuis, 2021). A comparative analysis of properly (k = 5 × 10^{-2} m/s) and poorly selected well screens (k = 1 × 10^{-6} m/s), as shown in Fig 7.14, reveals substantial differences in tracer behavior during a SWPP test.

Inadequately designed or installed well screens cause considerable spreading of the BTC and reduce peak concentrations. This effect is primarily due to increased mixing within the MW, non-uniform flow through screen openings, and potential short-circuiting of flow paths. In contrast,

properly designed and installed well screens with appropriate filter packs minimize these effects, resulting in sharper and more representative BTCs.

For poorly designed screens, the peak concentration ratio (C/C_0) is significantly decreased, often falling below 60% of the injected concentration. This reduction occurs because the tracer is diluted within the MW and some tracer may become trapped in low-flow zones around the screen. Additionally, the main peak in poorly designed screens begins later and exhibits a more gradual increase compared to properly designed screens, attributed to slower tracer entry into the well due to reduced hydraulic conductivity and increased dispersion as the tracer moves through the compromised screen-aquifer interface.

The two types of well screens yield notable differences in tracer mass recoveries. Poorly designed screens typically result in lower overall mass recovery and extended tailing of the BTC. This is further exemplified by the hydraulic conductivity contrast demonstrated in numerical models, where poorly designed screens and well-designed screens lead to drastically different flow patterns around the well screen, affecting tracer transport and recovery.

These findings underscore the critical importance of proper screen design and installation in hydrogeological investigations. Researchers and practitioners must carefully consider these effects when interpreting tracer test results to avoid mischaracterizing aquifer properties or contaminant transport behavior.

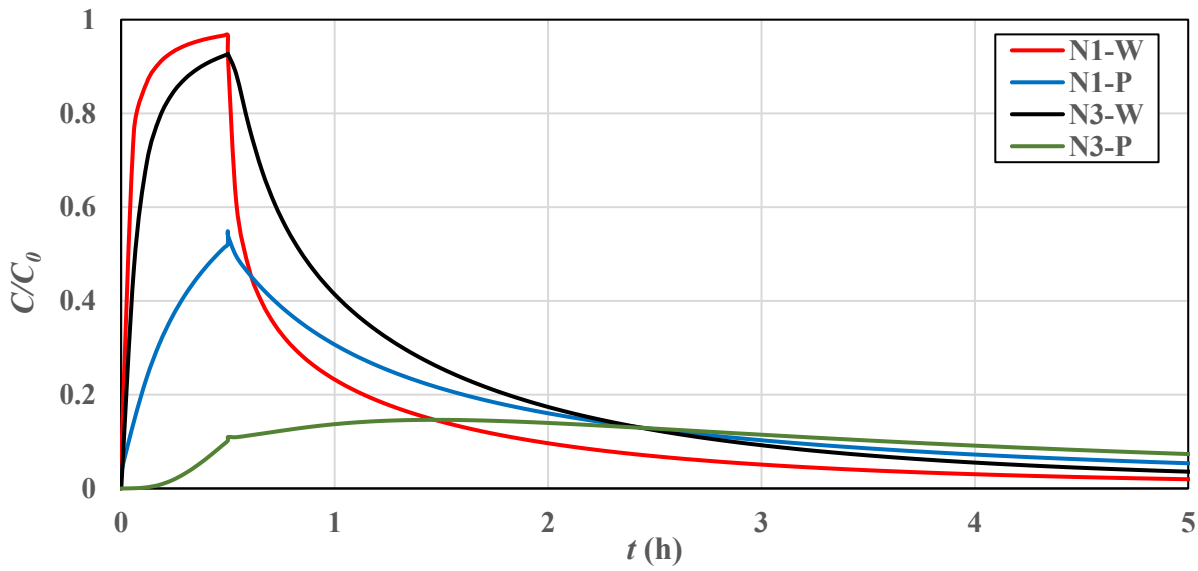

Figure 7.15 Comparative analysis of BTCs: tracer relative concentration (C/C_0) versus time at distinct nodes in well designed (W) and poorly (P) designed screens during the push-pull tests (natural gradient = 10^{-3}).

7.4 Discussion

The problem of the push-pull test is quite complex due to the numerous parameters that influence the test data (see Table 7.1). For instance, if we consider 5 values for each parameter (such as the hydraulic gradient, the hydraulic conductivity of the aquifer, the hydraulic conductivity of the screen, the hydraulic conductivity of the filter material, the thickness of the aquifer, the inner and outer diameters of the screen, the inner and outer diameters of the filter material, and the porosities of the aquifer, the screen, and the filter material, among others), the combination of all these factors leads to a significant number of simulations required. In this study, we focus on a limited number of simulations by varying only some of these variables. As mentioned earlier, there are 31 parameters in total. Testing two values for each would require 2^{31} simulations, which is an extremely large number.

Theoretically, fitting a curve with numerous parameters to one model with far fewer parameters is not possible. It is unrealistic to apply a one-dimensional method that neglects many factors when attempting to compare it with the results of a much more intricate two-dimensional problem.

Consequently, the analytical solution that needs to be derived is inherently complicated, as it must account for many variables and factors:

- The inner and outer diameters of the injection pipe, the screen, and the surrounding filter material, along with their respective hydraulic conductivities.

- The characteristics of the regional flow.

- The distortion of the velocity field in the vicinity of the MW (Delbar & Chapuis, 2021).

- When a piezometer is not fully penetrating the aquifer layer, it can lead to an inaccurate representation of the layer's hydraulic conductivity.

- The complexity increases if the screen is placed within a stratified aquifer and intersect several layers of different hydraulic conductivities (Chapuis, 2017a, 2019).

- In field tests, hydrogeologists commonly employ screens with slots of 0.01 inches, featuring open areas of 3% to 4%. However, these openings become partially obstructed by solid particles and their effective porosity decreases to 1-2%, which complicates the local water movement within the MW. Consequently, steel screens should be favored over plastic alternatives for SWPP tests because they provide much larger open areas, exhibit greater strength, durability, and resistance, and result in reduced parasitic head losses.

- When choosing a well screen, the percentage of open area is generally more important than its shape. In fact, an appropriate open area percentage helps better control the flow velocity of water, which reduces the risk of clogging, and ensures proper operation of the well. The shape of the screen also matters, but it is secondary compared to the impact of the open area percentage on overall performance.

- For small-scale models, a PVC screen is recommended since it is lightweight, easy to handle, and corrosion-resistant, making it more suitable for this application than a steel screen.

Given these factors, in the context of push-pull tests performed in a two-dimensional plane, it is not practicable to accurately estimate effective porosity and water velocity values. This is due to the significant variability of results observed within the screen and its vicinity.

7.5 Conclusion

Previous research has often found simple solutions for oversimplified reality, which disregarded the impact of crucial parameters, potentially leading to inaccurate interpretation of breakthrough curves and flawed parameter estimations. In contrast, this study employs a numerical model for SWPP tests that incorporates regional groundwater flow and considers the influence of the well screen and the surrounding filter pack. Additionally, the model accounts for the effects of natural hydraulic gradient and longitudinal dispersivities on BTCs. Based on this comprehensive approach, the following conclusions can be drawn:

- Significant variations in BTCs as we move from one node or sampling point to another along the well screen are observed. For example, when regional groundwater velocity is "low", it facilitates tracer accumulation near the well's symmetry plane. This accumulation leads to a more pronounced tailing effect in the pull phase, contrasting with the short tail observed under "high" regional groundwater velocity conditions.
- The shape of BTCs is significantly influenced by the longitudinal dispersivity, with an earlier peak time being associated with a smaller $D_{L.}$
- Installing a poorly chosen well-screen results in an inaccurate BTC, causing reduced peak concentrations and discrepancies in tracer mass recoveries.
- For simple one-dimensional scenarios, BTCs can be used to estimate effective porosity and regional groundwater velocity. However, two-dimensional scenarios add complexity, as they may involve varying values for longitudinal dispersion (D_L), transverse dispersion (D_T) and other parameters. The multitude of parameters in this problem is further augmented by this consideration. Given these complications, we may wonder what approach should be taken to optimally fit the breakthrough curve.
- Interesting numerical results were obtained from the simulations, demonstrating promising insights into the problem. However, evaluating the accuracy and reliability of our numerical model remains a significant challenge. This difficulty arises from two main factors. First, there is no available analytical solution for this specific problem, which means we lack a straightforward benchmark to directly compare and validate our results. Second, the problem itself turned out to be more complex than initially anticipated, involving intricate interactions and behaviors that exceed our original assumptions. These

complexities introduce additional uncertainties and make it harder to confidently assess the model's precision. Consequently, further efforts, such as experimental validation or comparison with alternative modeling approaches, are necessary to strengthen confidence in the numerical outcomes.

- It is advisable to develop analytical and numerical models that more accurately reflect real-world conditions by incorporating factors such as well geometry, water column, and regional flow into transport equations. This approach aims to yield more reliable interpretations of test results and improve the estimation of flow velocity and dispersivity.
- This work can be extended to more complex environments. Heterogeneous or partially penetrated media can be studied by combining push-pull tests with 3D models and advanced analytical techniques, which is essential for real-world field applications.

CHAPITRE 8 DISCUSSION GÉNÉRALE

L'interprétation des essais de perméabilité et de traceurs peut être compromise lorsque le puits est mal installé, que certains détails techniques sont négligés ou que les procédures d'essais ne sont pas assez rigoureuses, ou qu'elles sont mal suivies, ce qui peut conduire à des résultats erronés. Il est donc crucial de minimiser, voire d'éliminer, autant que possible les sources d'erreur susceptibles d'affecter ces essais. Par ailleurs, la déformation du champ de vitesse induite par la présence du puits lors de l'injection ou du pompage d'un traceur reste un aspect encore peu étudié, mais dont le rôle semble important. De nombreux chercheurs ont eu recours à des approximations pour traiter cette problématique, ce qui limite la précision des analyses.

Pour combler ce manque, il est proposé de réaliser des simulations numériques sur un modèle réduit tout en respectant les règles de convergence numérique. Cette approche prend en compte la présence du puits et de ses composants, tels que la crépine et le matériau filtre, afin de mieux représenter les conditions réelles.

L'objectif est à la fois de remédier aux limites des méthodes actuelles, susceptibles de générer des erreurs dans l'interprétation des résultats, et de vérifier la capacité du modèle réduit à reproduire avec précision les phénomènes qui se produisent sur le terrain.

Divers types d'essais, notamment des essais de perméabilité CH et VH ainsi que des essais de traceurs, ont été réalisés numériquement sur un modèle réduit comportant un aquifère à nappe captive. Cette étude a révélé plusieurs résultats intéressants.

La conception du modèle réduit implique au préalable de vérifier la compatibilité de deux types de sols : le sable filtre, destiné à représenter l'aquifère, et un autre matériau utilisé comme aquitard, tout en veillant à prévenir les problèmes d'érosion interne.

Le scénario étudié s'est concentré dans un premier lieu sur le comportement du till, qui peut perdre des particules fines par migration vers une couche adjacente de sable filtre. Une méthodologie expérimentale combinée à une analyse mathématique utilisant la MDM a été mise en œuvre pour quantifier l'érosion interne entre ces deux matériaux placés dans un RWP. Les résultats ont montré que, bien que les critères usuels de filtre indiquent que le till ne peut retenir ses propres particules inférieures à 0,05 mm, l'analyse via la MDM a révélé une migration limitée de particules plus grosses du till glaciaire vers le sable sous un gradient hydraulique faible de 0,1. Ce gradient est

inférieur à celui prévu dans le modèle réduit. Cette migration suggère que le till est inadéquat comme aquitard, car sous un gradient hydraulique plus élevé, un déplacement de particules plus important pourra survenir, compromettant les propriétés hydrauliques du sable utilisé dans les essais du modèle réduit. Pour pallier ce problème, des essais supplémentaires ont été réalisés avec un autre matériau afin d'assurer la stabilité dans le modèle réduit.

Le déplacement des particules de till a été détecté et quantifié grâce à des analyses granulométriques des deux parties, supérieure et inférieure, du sable après un essai de perméabilité à charge constante effectué dans un RWP, analysées avec la MDM. Cette dernière a permis d'obtenir un bilan massique solide avec un écart inférieur à 1 %, bien que l'ajustement ne soit pas parfait en raison du nombre limité de données obtenues par tamisage. Cette approche novatrice a démontré la capacité de la MDM à atteindre un bilan massique précis avec moins de 1 % d'écart et a offert une compréhension approfondie des processus d'érosion interne, allant au-delà des critères de pente existants.

Les résultats ont montré que, bien que les critères de filtre traditionnels soient utiles, ils restent incomplets pour évaluer pleinement les interactions sol-filtre. La MDM a mis en évidence la nécessité d'introduire des critères supplémentaires prenant en compte la plage granulométrique où les critères traditionnels ne sont pas respectés.

Après avoir déterminé que le till était inapproprié pour servir d'aquitard dans un modèle réduit, le comportement d'un mélange sable-bentonite (S-B) vis-à-vis du sable filtre a été étudié dans un second lieu. Un essai de perméabilité à niveau variable a été réalisé sous un gradient hydraulique moyen élevé de 12 dans un perméamètre à parois flexibles comportant ces deux couches. L'analyse granulométrique des deux parties, supérieure et inférieure, du sable après l'essai, effectuée à l'aide de la MDM, a révélé un transfert limité de particules fines depuis le mélange S-B vers la couche supérieure du sable filtre durant l'essai. Cette migration est restée piégée dans la couche supérieure, sans atteindre la couche inférieure, qui a conservé ses propriétés initiales. Ces résultats ont indiqué que le phénomène d'érosion interne, bien que présent, est demeuré spatialement localisé et n'a pas affecté les caractéristiques globales de l'échantillon. La stabilité du mélange S-B a confirmé l'efficacité du matériau filtre à maintenir ses fonctions malgré les sollicitations hydrauliques.

L'analyse par la MDM a montré que les particules migrées ne correspondent pas aux fines particules de la bentonite mais plutôt à des particules grossières provenant du mélange S-B. Cela

suggère que la bentonite utilisée dans l'essai était brute et contenait des impuretés résiduelles, notamment des particules de sable et de silt, indiquant qu'elle n'avait pas été très raffinée ou purifiée. Contrairement aux fines particules de la bentonite, qui bénéficient de forces capillaires et colloïdales assurant leur cohésion et leur immobilité, ces particules grossières sont plus susceptibles de migrer sous l'effet des gradients hydrauliques élevés. Compte tenu de ces résultats, ce matériau a été sélectionné comme aquitard pour les essais ultérieurs, d'autant plus que le gradient hydraulique dans le modèle réduit reste inférieur à la valeur élevée de l'essai.

Une fois le matériau de l'aquitard sélectionné, le matériau filtre approprié choisi, et la crépine adaptée avec son pourcentage d'ouverture spécifié pour ce type d'aquifère, les essais numériques ont pu être entrepris.

Des essais de perméabilité, suivis d'essais de traceurs, ont été réalisés dans l'aquifère à nappe captive. Tous les essais ont été effectués numériquement à l'aide du code SEEP/W dans une vue en plan d'un aquifère à nappe captive, intégrant une crépine entourée d'un matériau filtrant. Les essais CH ont été modélisés en régime permanent et simulés selon deux approches distinctes : l'une spécifiant une différence de charge constante et l'autre imposant un débit constant dans la crépine comme condition limite, reflétant les deux méthodes couramment utilisées lors des essais CH sur le terrain. Les simulations ont produit des résultats numériques similaires.

Les essais CH ont été analysés via la méthode de Lefranc, tandis que les essais VH, initiés par des variations soudaines du niveau d'eau, ont été interprétés à l'aide des méthodes de Hvorslev et du graphique de vitesse. Les valeurs de k obtenues lors des phases de montée et de descente ont été comparées selon différents gradients hydrauliques allant des conditions naturelles aux conditions de laboratoire.

Les résultats ont montré que les essais CH ont produit des données cohérentes, indépendantes du gradient hydraulique appliqué permettant ainsi de déterminer la valeur numérique de coefficient de forme.

Quant aux essais VH, le graphique de vitesse, appliqué à différentes configurations (niveau montant/niveau descendant) et gradients, a révélé une relation linéaire parfaite ($R^2 = 1$), aboutissant à des valeurs de k alignées avec celle introduite dans le modèle numérique. Après correction des erreurs piézométriques H_0, les tracés semi-logarithmiques ont confirmé ces résultats avec la même précision. Ces simulations ont validé la fiabilité de la méthode du graphique de vitesse pour

déterminer la conductivité hydraulique réelle et le niveau piézométrique (*PL*) dans les aquifères à nappe captive.

Des variations subtiles de H_0, influencées par le gradient hydraulique et la configuration de l'essai (montée ou descente du niveau d'eau), ont été mises en évidence. Lors des essais ascendants, H_0 a présenté une légère valeur négative en raison de pompage initial (*slugging*) et des effets dynamiques transitoires en phase de démarrage ce qui pouvait conduire à une mauvaise évaluation de la conductivité hydraulique si aucune correction n'est appliquée. En revanche, pour les essais descendants, H_0 devient positif, ce qui risque de sous-estimer k en l'absence de rectification. En outre, il a été constaté que lorsque l'eau est injectée ou pompée à une même profondeur sous différents gradients hydrauliques, la valeur de H_0 demeurait constante. Bien que ces écarts soient faibles (de l'ordre du dixième de millimètre), ils soulignent l'importance d'ajuster H_0 pour garantir une interprétation précise, car ces variations influencent directement les calculs de k. Par ailleurs, il a été démontré que le coefficient d'emmagasinement exerce un effet négligeable sur les résultats des essais VH.

Il a aussi été observé aussi que l'eau, qu'elle monte ou descende, tend à se stabiliser avec une vitesse décroissante jusqu'à atteindre un état d'équilibre. Cet équilibre survient lorsque la vitesse de l'eau et la différence de charges hydrauliques deviennent négligeables. Par ailleurs, les simulations numériques ont généré des résultats cohérents pour divers gradients hydrauliques, aussi bien lors des phases d'injection que de retrait.

Dans l'ensemble, il a été démontré qu'à différents gradients hydrauliques et pour divers types d'essais de perméabilité, qu'ils soient CH ou VH, les mêmes valeurs de conductivité hydraulique k ont été obtenues. Cela témoigne de la précision des résultats qui peuvent être obtenus grâce à un modèle réduit conçu de manière rigoureuse et détaillée. En ce qui concerne l'erreur H_0, bien qu'elle soit non nulle, elle reste extrêmement faible, parce que le puits est parfaitement installé mais les solutions analytiques n'incluent pas d'équations pour l'action dynamique de l'injection/retrait de l'eau. En revanche, les essais qui sont réalisés sur le terrain présentent des erreurs piézométriques nettement plus importantes, allant de plusieurs dizaines de centimètres à quelques mètres avec des puits mal installés ce qui peut entraîner une mauvaise évaluation de la conductivité hydraulique si l'erreur piézométrique n'est pas ajustée.

La déformation du champ de vitesse causée par la présence du puits a ensuite été analysée.

La présence d'un écoulement dans un aquifère, avec ou sans PFM, entraîne une distorsion du réseau d'écoulement et du profil de vitesse. Cette distorsion est principalement attribuée au contraste des conductivités hydrauliques des composantes du puits (crépine, matériau filtrant, PFM) et de la matrice aquifère environnante.

L'analyse de la dynamique de l'écoulement de l'eau a révélé un écart significatif entre les vitesses d'écoulement dans le puits et dans l'aquifère environnant. Il a été démontré que l'eau se déplace à une vitesse considérablement plus élevée à travers la crépine, avec des vitesses de plus que trois fois supérieures à celles existant initialement dans l'aquifère, tant pour un essai de laboratoire que pour un essai à grande échelle.

Une corrélation claire est apparue entre la conductivité hydraulique de la crépine et la vitesse d'écoulement dans le puits. L'augmentation de la conductivité hydraulique de la crépine a entraîné une augmentation correspondante de la vitesse dans le puits. Cette relation proportionnelle a souligné l'influence cruciale des propriétés de la crépine sur la performance globale du puits.

Une tendance intéressante a été observée à mesure que la conductivité hydraulique de la crépine augmente : le rapport entre la vitesse du puits et la vitesse de Darcy augmente également, mais tend finalement vers une asymptote horizontale pour des valeurs k_S élevées. Ce comportement asymptotique peut être attribué au fait que la crépine devient si perméable qu'elle se comporte pratiquement comme l'eau elle-même. À ce stade, toute augmentation supplémentaire de la conductivité hydraulique cesse d'avoir un impact significatif sur le ratio de vitesses. Ce phénomène illustre l'existence d'une limite supérieure pratique à l'influence de la conductivité hydraulique de la crépine sur l'ensemble du puits.

Une concordance remarquable entre les résultats numériques et analytiques obtenus à partir de deux méthodologies distinctes a également été constatée avec des écarts minimes se limitant à l'ordre des centièmes.

Les résultats ont montré que les solutions numériques offrent une précision comparable à celle de la méthode de Klammler et al., (2007b) en particulier pour des valeurs élevées de k_S, où leur avantage devient plus marqué. Les simulations numériques ont généré des erreurs relatives ≤ 2,35 % par rapport aux solutions analytiques de Klammler et al., (2007b), confirmant leur fiabilité. Cette différence de précision entre les deux méthodes théoriques s'explique par une distinction méthodologique fondamentale : la méthode de Drost et al., (1968) repose sur l'hypothèse

simplificatrice d'un champ d'écoulement uniforme, inhérente à la théorie classique des écoulements potentiels. Cette simplification limite sa capacité à prédire avec exactitude les dynamiques dans des conditions d'écoulement hétérogènes.

L'analyse des résultats du modèle à grande échelle a validé les conclusions tirées du modèle de laboratoire, tout en affichant une légère amélioration de la précision. Les écarts observés dans le modèle de terrain sont inférieurs à ceux du modèle de laboratoire, ce qui s'explique par des différences de composition matérielle. Le modèle de laboratoire comportait du sable grossier aux extrémités, ce qui ajoutait une complexité supplémentaire liée à l'hétérogénéité du milieu. À l'inverse, le modèle de terrain était constitué uniquement de « sable filtre » pour simuler l'aquifère, offrant ainsi des conditions plus homogènes et simplifiées, sans présence de sable grossier aux extrémités comme dans le modèle réduit. Cette homogénéité accrue pouvait justifier l'amélioration, bien que modeste, de la précision des résultats dans le modèle à grande échelle.

Les essais de traceur de type push-pull ont été réalisés en dernier, car ils présentent une complexité analytique élevée en raison du grand nombre de paramètres interdépendants qui influencent les résultats, et qui ne sont pas tous inclus dans les modèles actuels. Parmi ces paramètres figurent le gradient hydraulique, les conductivités hydrauliques de l'aquifère, de la crépine et du massif filtrant, ainsi que la géométrie des installations, incluant les diamètres intérieur et extérieur des tuyaux d'injection et de la zone filtrante. À cela s'ajoutent les porosités effectives des différents matériaux et les conditions d'écoulement régional. Une analyse exhaustive nécessiterait un nombre extrêmement élevé de simulations pour évaluer chaque paramètre selon plusieurs valeurs. Par conséquent, cette étude s'est concentrée sur un sous-ensemble de variables critiques.

Le modèle numérique employé dans cette recherche a apporté une avancée significative en termes de réalisme par rapport aux approches analytiques traditionnelles. Contrairement aux modèles conventionnels, qui se limitent à une dizaine de paramètres, ce modèle en intègre 31, permettant ainsi une représentation plus précise des conditions des essais push-pull. Ce niveau de détail a inclus des aspects souvent négligés dans les modèles simplifiés et a permis d'obtenir des résultats plus représentatifs.

La dispersion du traceur a été mieux représentée : les particules de traceur se sont déplacées à des vitesses variées, pouvant être supérieures ou inférieures à la vitesse moyenne, ce qui affectait leur déplacement dans l'aquifère. Par conséquent, elles ont parcouru des distances inégales sur une

même période, ce qui a prolongé le temps requis pour récupérer l'intégralité du traceur et a retardé l'atteinte de concentrations spécifiques pendant la récupération.

Les résultats ont également montré que le sens naturel de l'écoulement influence significativement les trajectoires des molécules d'eau. En comparant les côtés amont et aval du puits, on observe que le flux naturel combiné à la dispersion entraîne une concentration plus élevée en aval. Cela se traduit par un temps de récupération supérieur à celui observé en l'absence de gradient, un aspect qu'il ne faut pas négliger lors de ces essais. De plus, des différences notables dans les BTCs ont été observées pour les différents points d'échantillonnage à proximité de la crépine en révélant que la récupération complète du traceur pour tous ces points nécessite un temps total plus important. Ces observations ont mis également en évidence une hétérogénéité considérable dans les concentrations de traceurs autour de la crépine pendant le test push-pull.

En outre, les gradients hydrauliques élevés sont associés à des concentrations plus faibles et à un effet de traînée plus prononcé dans les BTCs pendant la phase de pompage. Par conséquent, une vitesse régionale élevée accélère le transport du traceur, déplaçant sa masse plus loin du puits. Lors de l'injection, même avec un faible gradient hydraulique, l'écoulement en amont a déformé le panache d'une manière spécifique. Lors du pompage, le traceur est revenu rapidement du côté où le panache est moins étendu, tandis qu'il a mis plus de temps à revenir du côté opposé. Cela s'explique par la rétention locale d'une partie du traceur près de l'axe de symétrie dans des conditions de faible vitesse régionale. Les variations observées dans la diminution des BTCs entre différents points d'échantillonnage ont confirmé ces dynamiques complexes. En amont, la diminution était rapide au début, tandis qu'en aval elle était plus progressive, prolongeant ainsi le temps nécessaire pour récupérer complètement le traceur. La similitude dans les schémas de diminution entre certains nœuds indiquait que ces zones ont été soumises à des conditions hydrauliques comparables lors du déplacement du traceur dans l'aquifère.

L'étude a aussi démontré qu'un modèle réduit peut capturer efficacement les effets localisés autour du puits. Les comparaisons avec un modèle à grande échelle ont montré que le panache est resté confiné près du puits et que les BTCs présentaient des profils similaires entre les deux échelles. Les différences observées entre quelques points d'échantillonnage étaient minimes et consistaient principalement en quelques variations en aval. Cette cohérence entre modèles réduit et étendu a

démontré la robustesse et l'efficacité du modèle réduit pour étudier la dynamique des essais push-pull tout en offrant un compromis optimal entre la précision et l'efficacité calculatoire.

Enfin, il a été établi que la dispersivité longitudinale influence de manière déterminante la forme des BTCs. En effet, une dispersivité plus élevée a réduit le rapport des pics (C/C_0) et a accéléré le temps nécessaire pour atteindre une concentration donnée lors des phases d'injection et de retrait. À l'inverse, une dispersivité plus faible a prolongé ce délai ainsi que le temps requis pour récupérer complètement le traceur.

Cette étude souligne également l'importance cruciale d'une conception rigoureuse des crépines de puits dans les essais push-pull. Des crépines mal conçues ou mal installées entraînent une dispersion accrue et réduisent la récupération massique du traceur en raison d'un écoulement non uniforme et d'une dilution excessive du traceur dans les zones à faible débits à cause d'une conductivité hydraulique réduite. En revanche, des crépines correctement conçues permettent d'obtenir des BTCs plus représentatives et évitent toute interprétation erronée des propriétés hydrauliques ou du transport des contaminants dans l'aquifère étudié.

L'ensemble des essais réalisés dans cette étude a démontré que les phénomènes observés sur le terrain se reproduisent également dans un modèle à petite échelle, ce qui suggère que ces phénomènes étudiés possèdent un rayon d'influence restreint.

CHAPITRE 9 CONCLUSION ET RECOMMENDATIONS

Cette thèse propose une conception d'un modèle réduit composé de deux aquifères séparés par un aquitard, traversé par un puits dont les composantes, notamment la crépine et le massif filtrant, ont été soigneusement sélectionnées pour représenter fidèlement une bonne conception et une installation correcte dans le terrain. L'efficacité de ce modèle à petite échelle a été évaluée afin de déterminer sa capacité à reproduire divers phénomènes observés dans des modèles à grande échelle ou sur le terrain, tels que les essais de perméabilité et de traceurs, à l'aide de simulations numériques tout en respectant les règles de la convergence numérique. En lien avec l'objectif de la recherche, les principales conclusions sont résumées ci-dessous.

L'essai expérimental CH réalisé dans un RWP, comprenant une couche de sable filtre et une couche de till au-dessus, a mis en évidence le déplacement de particules fines du till vers les couches supérieure et inférieure du sable, même sous un faible gradient hydraulique de 0,1, inférieur à celui prévu dans le modèle réduit. Cette migration de fines a été confirmée et quantifiée à l'aide de la MDM, ce qui a conduit à écarter le till comme matériau d'aquitard dans le modèle réduit. Cependant, la précision des GSDs des deux matériaux était limitée par le nombre restreint de points de données disponibles. En conséquence, même de petites erreurs peuvent avoir un impact significatif sur les résultats, notamment dans les calculs de dérivées, réduisant ainsi la précision globale. Des ajustements imparfaits par la MDM peuvent générer artificiellement des quantités de matière tandis que certaines particules s'agrégeaient lors du tamisage avant de se séparer durant l'analyse, entraînant des variations dans les résultats. Par ailleurs, des tamis légèrement endommagés pouvaient également influencer les résultats en raison d'ouvertures irrégulières imperceptibles à l'œil nu.

Pour améliorer la précision, il est recommandé de collecter l'eau d'effluent durant les essais et d'utiliser un papier filtre pour capturer les fines particules déplacées pour confirmer leur présence dans le cas échéant. L'analyse granulométrique par diffraction laser constitue une méthode complémentaire permettant de fournir entre 40 et 50 paires de données, améliorant ainsi la précision et les valeurs R^2. En général, un nombre accru de points de mesure rapproche l'analyse des conditions physiques réelles. La qualité des résultats obtenus avec la MDM dépend principalement de la qualité et du nombre de données issues des GSD ainsi que de la masse

tamisée. L'ajout de tamis intermédiaires au jeu standard et l'utilisation de la diffraction laser sont fortement conseillés pour affiner l'analyse.

Cette approche améliorée permet à la MDM d'identifier et de quantifier plus précisément les différentes sous-populations potentiellement présentes dans un sol, en générant des expressions mathématiques fiables pour la GSD et sa dérivée, qui correspondent étroitement aux données expérimentales. Ces conclusions sont particulièrement précieuses pour les chercheurs et ingénieurs impliqués dans la conception de modèles réduits. Elles soulignent l'importance d'une sélection rigoureuse des matériaux et de tests préliminaires approfondis pour optimiser les études et obtenir des résultats plus fiables concernant l'érosion interne et les interactions sol-filtre.

Après avoir déterminé que le till était inadapté comme aquitard dans un modèle réduit, un mélange sable-bentonite (S-B) a été étudié pour évaluer son comportement vis-à-vis du sable filtre. Un essai de perméabilité à niveau variable, réalisé sous un gradient hydraulique élevé de 12 dans un perméamètre à parois flexibles, a montré un transfert limité de particules fines depuis le mélange S-B vers la couche supérieure du sable filtre, sans affecter la couche inférieure. L'analyse par la MDM a révélé que les particules migrées étaient des particules grossières issues du mélange S-B, probablement dues à des impuretés présentes dans la bentonite utilisée. Contrairement aux fines particules de bentonite, qui restent immobilisées grâce à leurs forces capillaires et colloïdales, ces particules grossières sont plus susceptibles de migrer sous l'effet de gradients hydrauliques élevés. Ces résultats ont confirmé la stabilité du mélange S-B et son efficacité comme aquitard, justifiant sa sélection pour les essais ultérieurs, où les gradients hydrauliques du modèle réduit restent inférieurs à cette valeur. Une fois l'aquitard et le matériau filtre sélectionnés, ainsi que la crépine adaptée avec ses ouvertures spécifiées, les essais de perméabilité ont été entrepris.

Ces essais ont confirmé l'efficacité et la polyvalence de la méthode des graphes de vitesse pour l'interprétation des essais de perméabilité à différentes échelles et dans diverses conditions. Les résultats ont montré une forte cohérence pour des gradients hydrauliques utilisés en laboratoire et ceux sur le terrain, démontrant la fiabilité de la méthode pour les essais CH et VH, qu'il s'agisse de configurations en charge ascendante ou descendante. Cette robustesse a garanti l'exactitude des valeurs de conductivité hydraulique saturée k_{sat} et de la vraie valeur *PL* indépendamment du gradient hydraulique naturel.

Un des principaux avantages de cette méthode réside dans sa capacité à préserver les relations analytiques fondamentales, notamment celles de la méthode des graphes de vitesse et de la méthode de Hvorslev, qui restent valables dans toutes les conditions d'essai. Ni les gradients naturels ni ceux simulés en laboratoire n'altèrent le comportement fondamental ni les valeurs calculées de conductivité hydraulique. De plus, lors des essais VH réalisés au même niveau, la faible erreur piézométrique reste constante pour un ouvrage correctement installé, son signe changeant simplement en fonction du gradient hydraulique naturel.

L'étude a également mis en lumière l'importance des modèles réduits pour reproduire fidèlement les conditions de terrain. Les expériences en laboratoire, menées dans un environnement contrôlé, montrent que les phénomènes physiques observés sur le terrain peuvent être reproduits avec précision à petite échelle. Les résultats ont indiqué que, dans le cadre des essais de perméabilité, les phénomènes observés se limitent à un rayon de 20 cm autour du puits, ce qui est un rayon d'influence limité, justifiant ainsi l'utilisation de modèles réduits comme outils précieux pour comprendre et prédire le comportement hydrogéologique à l'échelle du terrain.

Cette recherche a aussi apporté des avancées significatives dans la compréhension des interactions complexes entre un ouvrage hydraulique et l'aquifère environnant, en mettant en lumière son influence sur les réseaux d'écoulement des eaux souterraines. Les résultats ont révélé que le champ de vitesse à proximité du puits est non uniforme, un phénomène attribué aux variations de conductivité hydraulique entre la crépine du puits, le matériau filtre et l'aquifère. Cette non-uniformité remet en question les hypothèses traditionnelles d'écoulement uniforme et souligne l'importance de bien concevoir et bien installer les puits pour contrôler ces conditions.

Une découverte clé concerne la performance accrue d'un puits équipé d'une crépine et d'un matériau filtrant, qui présentent des vitesses d'écoulement supérieures à celles des puits équipés uniquement d'une crépine. Ce comportement, confirmé par des ratios de vitesse précis, a révélé un seuil critique au-delà duquel une augmentation de k_S a un effet négligeable sur la dynamique de l'écoulement.

Les simulations numériques effectuées dans cette étude ont montré une excellente concordance avec les prédictions théoriques, comme en témoigne une marge d'erreur très faible. Toutefois, il est recommandé d'affiner davantage le maillage afin de minimiser les écarts résiduels. Dans cette étude, le maillage utilisé correspondait déjà au niveau de raffinement maximal que le code pouvait

gérer avec les ressources informatiques disponibles. Pour dépasser ces limitations liées à la mémoire et au traitement des équations, il serait pertinent d'envisager l'utilisation de codes plus avancés offrant une capacité de calcul supérieure.

Cette méthodologie, qui combine à la fois des simulations numériques et des validations mathématiques à l'aide de formules empiriques, s'est révélée particulièrement fiable, garantissant une précision remarquable. Les facteurs de distorsion α, déterminés pour diverses configurations, ont confirmé la solidité du modèle numérique dans la prédiction du comportement hydraulique à travers différents contextes géologiques.

Cette recherche a comblé une lacune importante en visualisant comment le champ naturel de vitesse est distordu par la crépine et le matériau filtre, tout en démontrant l'applicabilité des résultats à une large gamme de valeurs de conductivité hydraulique. Elle souligne également l'importance d'adopter des approches plus exhaustives dans l'étude des essais de traceur essentiellement, afin de minimiser les erreurs liées à des simplifications excessives.

Étant donné l'importance de ces résultats, il est essentiel de les valider par des études expérimentales approfondies. Une telle validation ne se limiterait pas à confirmer leur exactitude, mais renforcerait également leur pertinence pour des applications pratiques, contribuant ainsi à optimiser la conception des puits dans des conditions réelles.

La distorsion induite par le contraste des conductivités hydrauliques entre la crépine, le matériau filtre et l'aquifère environnant a été largement négligée dans les études précédentes, qui ont souvent simplifié excessivement la réalité en omettant des paramètres essentiels. Ces simplifications ont conduit à des erreurs dans l'interprétation des BTCs et l'estimation des paramètres. En revanche, cette recherche a adopté une approche plus complète en utilisant un modèle numérique pour les essais SWPP, intégrant l'écoulement régional des eaux souterraines, ainsi que l'impact de la crépine du puits, du matériau filtre environnant, du gradient hydraulique naturel et des dispersivités longitudinales.

En conclusion, cette étude a mis en évidence plusieurs aspects clés liés à l'interprétation des courbes BTCs et à la modélisation des essais SWPP. L'absence de solution analytique complète et la complexité inhérente au problème rendent l'évaluation de la précision du modèle numérique difficile, tandis que les BTCs varient considérablement en fonction du point d'échantillonnage près de la crépine.

La vitesse régionale des eaux souterraines joue un rôle déterminant : une vitesse faible favorise l'accumulation de traceurs près du puits, entraînant une traînée prolongée, tandis qu'une vitesse élevée réduit cet effet. De plus, la dispersivité longitudinale influence fortement la forme des BTCs, une faible D_L générant un pic précoce. Aussi, l'utilisation d'une crépine inappropriée peut également biaiser les résultats, produisant des concentrations maximales réduites et des récupérations de masse imprécises.

En unidimensionnel, les BTCs permettent d'estimer des paramètres tels que la porosité effective et la vitesse régionale, mais en bidimensionnel, la complexité augmente avec l'introduction d'un nombre considérable de paramètres supplémentaires.

Ces résultats mettent en évidence la nécessité d'adopter une approche optimisée pour ajuster les BTCs dans des scénarios complexes. Pour les travaux futurs, il est recommandé de poursuivre cette recherche par une analyse approfondie de la convergence mathématique pour l'ensemble des essais numériques, afin de garantir la précision et la fiabilité des résultats. Il serait également pertinent d'explorer des méthodes avancées pour intégrer ces paramètres dans des modèles plus réalistes et représentatifs. Par ailleurs, des validations expérimentales rigoureuses sont essentielles pour confirmer ces conclusions et affiner davantage la précision des modèles numériques dans divers contextes hydrogéologiques.

RÉFÉRENCES

Abdou, H. (2016). *Problèmes géotechniques couplés en hydromécanique : application à l'érosion interne par suffusion* Université Grenoble Alpes].

Ahlinhan, M. F., & Adjovi, C. E. (2019). Combined geometric hydraulic criteria approach for piping and internal erosion in cohesionless soils. *Geotechnical Testing Journal*, *42*(1), 180-193. https://doi.org/10.1520/gtj20170096

Alyamani, M. S., & Sen, Z. (1993). Determination of Hydraulic Conductivity from Complete Grain-Size Distribution Curves. *Groundwater*, *31*(4), 551-555. https://doi.org/https://doi.org/10.1111/j.1745-6584.1993.tb00587.x

Annable, M. D., Hatfield, K., Cho, J., Klammler, H., Parker, B., Cherry, J. A., & Rao, P. S. C. (2005). Field-Scale Evaluation of the Passive Flux Meter for Simultaneous Measurement of Groundwater and Contaminant Fluxes. *Environmental Science & Technology*, *39*(18), 7194-7201. https://doi.org/10.1021/es050074g

Annable, M. D., Hatfield, K., Cho, J., Klammler, H., Parker, B. L., Cherry, J. A., & Rao, P. S. (2005). Field-scale evaluation of the passive flux meter for simultaneous measurement of groundwater and contaminant fluxes. *Environ Sci Technol*, *39*(18), 7194-7201. https://doi.org/10.1021/es050074g

Baptiste, N., & Chapuis, R. P. (2015). What maximum permeability can be measured with a monitoring well? *Engineering Geology*, *184*(C), 111-118. https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2014.11.006

Basu, N. B., Rao, P. S., Poyer, I. C., Annable, M. D., & Hatfield, K. (2006). Flux-based assessment at a manufacturing site contaminated with trichloroethylene. *J Contam Hydrol*, *86*(1-2), 105-127. https://doi.org/10.1016/j.jconhyd.2006.02.011

Basu, N. B., Rao, P. S. C., Poyer, I. C., Annable, M. D., & Hatfield, K. (2006). Flux-based assessment at a manufacturing site contaminated with trichloroethylene. *Journal of Contaminant Hydrology*, *86*, 105-127.

Baudet, C. (1987). *Dispersion en milieu poreux : effets hydrodynamiques locaux*

Bear, J. (1988). *Dynamics of fluids in porous media*.

Béchet, B., & Legret, M. (2004). *Modélisation du transfert réactif de métaux traces dans les sols du domaine routier*. É. d. p. e. chaussées.

Becker, M. W. (2004). Distinguishing Advection, Dispersion, and Diffusion in Fractured Bedrock. the U.S. EPA/NGWA Fractured Rock Conference, Portland, Maine.

Becker, M. W., & Shapiro, A. M. (2003). Interpreting tracer breakthrough tailing from different forced-gradient tracer experiment configurations in fractured bedrock. *Water Resources Research*, *39*(1). https://doi.org/10.1029/2001WR001190

Bélisle, M. (2013). *Influence de l'injection d'un traceur sur les courbes de restitution en écoulement naturel* [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal]. https://publications.polymtl.ca/1190/

Ben Slima, S., & Chapuis, R. P. (2024). Influence de la crépine et du matériau filtre sur le profil de vitesse. GeoMontreal, Montreal, Quebec.

Benabdallah, E. M. (2010). *Mouvement des eaux souterraines et des ions majeurs dans une argile champlain depuis sa formation* [Thèse de doctorat, École Polytechnique de Montréal]. https://publications.polymtl.ca/282/

Benamar, A., Correia dos Santos, R. N., Bennabi, A., & Karoui, T. (2019). Suffusion evaluation of coarse-graded soils from Rhine dikes. *Acta Geotechnica*, *14*(3), 815-823. https://doi.org/10.1007/s11440-019-00782-1

Bendahmane, F., Marot, D., & Alexis, A. (2008). Experimental Parametric Study of Suffusion and Backward Erosion. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, *134*(1), 57-67. https://doi.org/doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(2008)134:1(57)

Bendahmane, F., Marot, D., Rosquoët, F., & Alexis, A. (2006). Characterization of internal erosion in sand kaolin soils. *Revue Européenne de Génie Civil*, *10*(4), 505-520. https://doi.org/10.1080/17747120.2006.9692841

Bennett, P., He, F., Zhao, D., Aiken, B., & Feldman, L. (2010). In situ testing of metallic iron nanoparticle mobility and reactivity in a shallow granular aquifer. *J Contam Hydrol*, *116*(1-4), 35-46. https://doi.org/10.1016/j.jconhyd.2010.05.006

Bertram, G. E. (1940). *An Experimental Investigation of Protective Filters*. Harvard University, Graduate School of Engineering. https://books.google.ca/books?id=7aTfnQEACAAJ

Bidaux, P., & Tsang, C. (1991). Fluid flow patterns around a well bore of an underground drift with complex skin effects. *Water Resources Research*, *27*, 2993-3008.

Boersma, L. (1965). Field Measurement of Hydraulic Conductivity Below a Water Table. In *Methods of Soil Analysis, Part 1* (pp. 222-233).

Boisson, A., De Anna, P., Bour, O., Le Borgne, T., Labasque, T., & Aquilina, L. (2013). Reaction chain modeling of denitrification reactions during a push–pull test. *Journal of Contaminant Hydrology*, *148*, 1-11. https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.jconhyd.2013.02.006

Bonelli, S. (2012). *Erosion des géomatériaux : érosion interne et de surface.* .

Borke, P. (2007). *Untersuchungen zur quanifizierun der Grund-wasserimmison vor Polyzyklischen Aromatischen Kohlen-wasserstoffen mithilfe von Passiven probennahmesyste-men* [PhD dissertation, Technische Universität Dresden]. Dresden, Germany.

Börke, P. (2007). *Untersuchungen zur quantifizierung der Grundwasserimmision vor Polyzyklischen Aromatischen Kohlenwasserstoffen mithilfe von Passiven probennahmesystemen* [PhD dissertation, Technische Universität Dresden]. Dresden, Germany.

Bouwer, H. (1989). The Bouwer and Rice slug test—an update. *Groundwater*, *27*(3), 304-309.

Bouwer, H., & Jackson, R. D. (1974). Determining Soil Properties. In *Drainage for Agriculture* (pp. 611-672). American Society of Agronomy.

Bouwer, H., & Rice, R. C. (1976). A slug test for determining hydraulic conductivity of unconfined aquifers with completely or partially penetrating wells. *Water Resources Research*, *12*(3), 423-428. https://doi.org/https://doi.org/10.1029/WR012i003p00423

Brooks, M. C., Wood, A. L., Annable, M. D., Hatfield, K., Cho, J., Holbert, C., Rao, P. S. C., Enfield, C. G., K., L., & E., S. R. (2008). Changes in contaminant mass discharge fromDNAPL source mass depletion: evaluation at two field sites. *Journal of Contaminant Hydrology 102*, 140–153.

Brusseau, M. L., Carroll, K. C., Allen, T., Baker, J., DiGuiseppi, W., Hatton, J., Morrison, C., Russo, A., & Berkompas, J. (2011). Impact of in situ chemical oxidation on contaminant mass discharge: linking source-zone and plume-scale characterizations of remediation performance. *Environmental Science & Technology*, *45*(12), 5352-5358. https://doi.org/10.1021/es200716s

Burenkova, V. V. (1993). Assessment of suffusion in non-cohesive and graded soils. *Filters in geotechnical and hydraulic engineering*, 357-360.

Cassan, M. (1980). *Les essais d'eau dans la reconnaissance des sols*.

Cassan, M. (2000). Application des essais Lefranc à l'évaluation du coefficient d'anisotropie hydraulique des sols aquifères. *Revue Française de Géotechnique*(90), 25-43.

Cassan, M. (2005). *Les essais de perméabilité sur site dans la reconnaissance des sols*.

Caterina, D., Brouyère, S., Jamin, P., Batlle-Aguilar, J., Dassargues, A., Dejonghe, W., Diels, L., Crevecoeur, S., Thom´e, J. P., Dujardin, J., Batelaan, O., Canters, F., & Hérivaux, C. (2009). *Flux-based risk assessment of the impactof contaminants on water resources and ecosystems (FRAC-WECO).* (Final Report. Belgian Science Policy, Issue.

Chang, C. S., Deng, Y., & Meidani, M. (2018). A multi-variable equation for relationship between limiting void ratios of uniform sands and morphological characteristics of their particles. *Engineering Geology*, *237*, 21-31. https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2018.02.003

Chang, D. S., & Zhang, L. M. (2013a). Critical Hydraulic Gradients of Internal Erosion under Complex Stress States. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, *139*(9), 1454-1467. https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000871

Chang, D. S., & Zhang, L. M. (2013b). Extended internal stability criteria for soils under seepage. *Soils and Foundations*, *53*(4), 569-583. https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.sandf.2013.06.008

Chapuis, R. P. (1989). Shape Factors for Permeability Tests in Boreholes and Piezometers. *Ground Water*, *27*(5), 647-654. https://doi.org/10.1111/j.1745-6584.1989.tb00478.x

Chapuis, R. P. (1990). Sand–bentonite liners: predicting permeability from laboratory tests. *Canadian Geotechnical Journal*, *27*(1), 47-57. https://doi.org/10.1139/t90-005

Chapuis, R. P. (1992). Similarity of internal stability criteria for granular soils. *Canadian Geotechnical Journal*, *29*(4), 711-713. https://doi.org/10.1139/t92-078

Chapuis, R. P. (1998). Overdamped slug test in monitoring wells: review of interpretation methods with mathematical, physical, and numerical analysis of storativity influence. *Canadian Geotechnical Journal*, *35*(5), 697-719. https://doi.org/10.1139/t98-041

Chapuis, R. P. (1998a). Overdamped slug test in monitoring wells: review of interpretation methods with mathematical, physical, and numerical analysis of storativity influence. *Canadian Geotechnical Journal*, *35*(5), 697-719. https://doi.org/10.1139/t98-041

Chapuis, R. P. (1998b). *Poor borehole sampling and consequences for permeability evaluation* 8th Congress IAEG, Vancouver, Balkema. https://publications.polymtl.ca/29783/

Chapuis, R. P. (1999). Borehole Variable-Head Permeability Tests in Compacted Clay Liners and Covers. *Canadian Geotechnical Journal*, *36*(1), 39-51. https://doi.org/10.1139/t98-091

Chapuis, R. P. (2001). Extracting Piezometric Level and Hydraulic Conductivity from Tests in Driven Flush-Joint Casings. *Geotechnical Testing Journal*, *24*(2), 209-219. https://doi.org/10.1520/gtj11341j

Chapuis, R. P. (2002). The 2000 R.M. Hardy Lecture: Full-scale hydraulic performance of soil– bentonite and compacted clay liners. *Canadian Geotechnical Journal*, *39*(2), 417-439. https://doi.org/10.1139/t01-092

Chapuis, R. P. (2004a). Permeability tests in rigid-wall permeameters: determining the degree of saturation, its evolution, and its influence of test results. *Geotechnical Testing Journal*, *27*(3), 304-313. https://doi.org/10.1520/gtj10905

Chapuis, R. P. (2004b). Predicting the saturated hydraulic conductivity of sand and gravel using effective diameter and void ratio. *Canadian Geotechnical Journal*, *41*(5), 787-795. https://doi.org/10.1139/t04-022

Chapuis, R. P. (2008). Installing a gravel pack or filter pack for a monitoring well. *Geotechnical News*, *26*, 45-47.

Chapuis, R. P. (2008a). Predicting the saturated hydraulic conductivity of natural soils. *Geotechnical News*, *26*(2), 47-50.

Chapuis, R. P. (2009a). Numerical modeling of reservoirs or pipes in groundwater seepage. *Computers and Geotechnics*, *36*(5), 895-901. https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2009.01.005

Chapuis, R. P. (2009a). Permeability or hydraulic conductivity tests in a monitoring well: Why are piezometric level corrections required? *Geotechnical News*, *27*(2), 46-49. https://publications.polymtl.ca/19820/

Chapuis, R. P. (2009b). Permeability or hydraulic conductivity tests in a monitoring well: Why are piezometric level corrections required? *Geotechnical News*, *27*(2), 46-49. https://publications.polymtl.ca/19820/

Chapuis, R. P. (2010a). Class Action—Residents of Shannon—Expert Report on Groundwater Conditions. In: Fonds d'aide aux actions collectives (Justice Quebec), Montreal, QC, Canada.

Chapuis, R. P. (2010b). Influence of element size in numerical studies of seepage: 1. Large-scale of regional studies. *Geotechnical News*, *28*(4), 31-34. https://www.cgs.ca/geotechnicalnews/pdf/Geotechnical%20News%202804-lowres.pdf

Chapuis, R. P. (2012a). Predicting the saturated hydraulic conductivity of soils: a review. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, *71*(3), 401-434. https://doi.org/10.1007/s10064-012-0418-7

Chapuis, R. P. (2012b). Estimating the in situ porosity of sandy soils sampled in boreholes. *Engineering Geology*, *141-142*, 57-64. https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2012.04.015

Chapuis, R. P. (2012c). Improved Curve Fitting Methods for Underdamped Slug Tests. *Geotechnical Testing Journal*, *35*(5), 752-761. https://doi.org/10.1520/gtj103092

Chapuis, R. P. (2012d). Influence of element size in numerical studies of seepage: Small-scale details. *Geotechnical News*, *30*, 32-35.

Chapuis, R. P. (2012e). Influence of element size in numerical studies of seepage: unsaturated zones, steady-state. *Geotechnical News*, *30*(3), 27-30. https://www.cgs.ca/geotechnicalnews/pdf/GN%203003.pdf

Chapuis, R. P. (2012f). Influence of element size in numerical studies of seepage: unsaturated zones, transient conditions. *Geotechnical News*, *30*(4), 34-37. https://www.cgs.ca/geotechnicalnews/pdf/GN%203004.pdf

Chapuis, R. P. (2013). *Permeability scale effects in sandy aquifers : a few case studies* 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris, France. https://publications.polymtl.ca/14128/

Chapuis, R. P. (2015). Overdamped Slug Tests in Aquifers: The Three Diagnostic Graphs for a User-Independent Interpretation. *Geotechnical Testing Journal*, *38*(4), 474-489. https://doi.org/10.1520/gtj20140250

Chapuis, R. P. (2016). History: How it was decided to use a soil-bentonite mixture to seal the pipes passing through compacted clay liners. *Geotechnical News*, *34*(2), 43-51. https://www.cgs.ca/geotechnicalnews/pdf/GN%203402.pdf#page=43

Chapuis, R. P. (2017). Stress and strain fields for overdamped slug tests in aquifer materials, and resulting conservation equation. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, *41*(18), 1908-1921. https://doi.org/10.1002/nag.2706

Chapuis, R. P. (2017a). A simple reason explains why it is so difficult to assess groundwater ages and contamination ages. *Science of The Total Environment*, *593-594*, 109-115. https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2017.03.140

Chapuis, R. P. (2018). Méthode de décomposition modale : description quantitative de la granulométrie et autres paramètres. *Revue Française de Géotechnique*(154), 8. https://doi.org/10.1051/geotech/2018001

Chapuis, R. P. (2019). Tracer Tests in Stratified Alluvial Aquifers: Predictions of Effective Porosity and Longitudinal Dispersivity versus Field Values. *Geotechnical Testing Journal*, *42*(2), 407-432. https://doi.org/10.1520/gtj20170344

Chapuis, R. P. (2019a). Disagreeing Evaluations for Slug Tests in Monitoring Wells: Importance of Standards. *Geotechnical Testing Journal*, *42*(5), 1246-1273. https://doi.org/10.1520/gtj20160046

Chapuis, R. P. (2019b). Tracer tests in stratified alluvial aquifers : Predictions of effective porosity and longitudinal dispersivity versus field values. *Geotechnical Testing Journal*, *42*(2), 407-432. https://doi.org/10.1520/gtj20170344

Chapuis, R. P. (2020). Modal Decomposition Method (MDM) for a Grain Size Distribution (GSD). In: Scholars Portal Dataverse.

Chapuis, R. P. (2021a). Evaluating at Three Scales the Hydraulic Conductivity in an Unconfined and Stratified Alluvial Aquifer. *Geotechnical Testing Journal*, *44*(4), 948-970. https://doi.org/10.1520/gtj20180170

Chapuis, R. P. (2021b). Analyzing grain size distributions with the modal decomposition method: potential for future research in engineering geology. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, *80*(9), 6667-6676. https://doi.org/10.1007/s10064-021-02341-z

Chapuis, R. P. (2021c). Analyzing grain size distributions with the modal decomposition method: literature review and procedures. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, *80*(9), 6667-6666. https://doi.org/10.1007/s10064-021-02328-w

Chapuis, R. P. (2023a). How to correctly interpret strange data for field permeability (Slug) tests in monitoring wells or between packers. *Geotechnical Testing Journal*, *46*(1), 132-152. https://doi.org/10.1520/gtj20220017

Chapuis, R. P. (2023b). Recent and New Information from the Slug Test Data of Ferris and Knowles (1954). *Geotechnical Testing Journal*, *46*(4), 614-633. https://doi.org/10.1520/gtj20220167

Chapuis, R. P. (2023c). Fitting models for a grain size distribution: a review. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, *82*(11), 427. https://doi.org/10.1007/s10064-023-03444-5

Chapuis, R. P. (2024). Influence of a Shaky Start upon Overdamped or Underdamped Field Permeability (Slug) Test Results. *Geotechnical Testing Journal*, *47*(5), 1123-1145. https://doi.org/10.1520/GTJ20230319

Chapuis, R. P. (2024a). Specific storage or elastic modulus of solid matrix in aquifers and aquitards—results from slug Tests: A review and a clarification. *Geotechnical Testing Journal*, *47*(3), 783-814. https://doi.org/10.1520/GTJ20230383

Chapuis, R. P. (2024b). Influence of a shaky start upon overdamped or underdamped field permeability (slug) test results. *Geotechnical Testing Journal*, *47*(5), 1123-1145. https://doi.org/10.1520/gtj20230319

Chapuis, R. P., & Aubertin, M. (2003). On the use of the Kozeny– Carman equation to predict the hydraulic conductivity of soils. *Canadian Geotechnical Journal*, *40*(3), 616-628. https://doi.org/10.1139/t03-013

Chapuis, R. P., Baass, K., & Davenne, L. (1989a). Granular soils in rigid-wall permeameters: method for determining the degree of saturation. *Canadian Geotechnical Journal*, *26*(1), 71-79. https://doi.org/10.1139/t89-008

Chapuis, R. P., & Chenaf, D. (2002). Slug tests in a confined aquifer: experimental results in a large soil tank and numerical modeling. *Canadian Geotechnical Journal*, *39*(1), 14-21. https://doi.org/10.1139/t01-070

Chapuis, R. P., & Chenaf, D. (2003). Variable-Head Field Permeability Tests in Driven Flush-Joint Casings: Physical and Numerical Modeling. *Geotechnical Testing Journal*, *26*(3), 245-256. https://doi.org/10.1520/gtj11302j

Chapuis, R. P., & Chenaf, D. (2008). Comment on "Shape factors for constant-head double-packer permeameters" by S. A. Mathias and A. P. Butler. *Water Resources Research*, *44*(7), W07601-W07601. https://doi.org/10.1029/2007wr006727

Chapuis, R. P., & Chenaf, D. (2010). Driven field permeameters: Reinventing the wheel? *Geotechnical News*, *28*, 37-42.

Chapuis, R. P., Chenaf, D., Bussière, B., Aubertin, M., & Crespo, R. (2001). A user's approach to assess numerical codes for saturated and unsaturated seepage conditions. *Canadian Geotechnical Journal*, *38*(5), 1113-1126. https://doi.org/10.1139/t01-055

Chapuis, R. P., Contant, A., & Baass, K. A. (1996). Migration of fines in 0– 20 mm crushed base during placement, compaction, and seepage under laboratory conditions. *Canadian Geotechnical Journal*, *33*(1), 168-176. https://doi.org/10.1139/t96-032

Chapuis, R. P., Dallaire, v., Marcotte, D., Chouteau, M., Acevedo, N., & Gagnon, F. (2005). Evaluating the hydraulic conductivity at three different scales within an unconfined sand aquifer at Lachenaie, Quebec. *Canadian Geotechnical Journal*, *42*(4), 1212-1220. https://doi.org/10.1139/t05-045

Chapuis, R. P., Dallaire, V., & Saucier, A. (2014). Getting Information from Modal Decomposition of Grain Size Distribution Curves. *Geotechnical Testing Journal*, *37*(2), 282-295. https://doi.org/10.1520/GTJ20120218

Chapuis, R. P., & Duhaime, F. (2017). Taking into Account Data Accuracy for Interpretation of Slug Tests in Confined or Unconfined Aquifers. *Geotechnical Testing Journal*, *40*(1), 122-133. https://doi.org/10.1520/gtj20150211

Chapuis, R. P., Duhaime, F., Weber, S., Marefat, V., Zhang, L., Blessent, D., Bouaanani, N., & Pelletier, D. (2023). Numerical convergence does not mean mathematical convergence: Examples of simple saturated steady-state groundwater models with pumping wells. *Computers and Geotechnics*, *162*, 11 pages. https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2023.105615

Chapuis, R. P., Gatien, T., & Marron, J. C. (2020). How to improve the quality of laboratory permeability tests in rigid-wall permeameters: A review. *Geotechnical Testing Journal*, *43*(4), 1037-1056. https://doi.org/10.1520/gtj20180350

Chapuis, R. P., Gill, D. E., & Baass, K. (1989b). Laboratory permeability tests on sand: influence of the compaction method on anisotropy. *Canadian Geotechnical Journal*, *26*, 614–622.

Chapuis, R. P., & Légaré, P. P. (1992). A simple method for determining the surface area of fine aggregates and fillers in bituminous mixtures. In: Effects of aggregates and mineral fillers on asphalt mixture performance. In (Vol. STP1147-EB, pp. 177–186.). ASTM International. https://doi.org/10.1520/stp24217s

Chapuis, R. P., Marefat, V., & Zhang, L. (2022). Barometric Fluctuations and Duration of Variable-Head (Slug) Field Permeability Tests. *Geotechnical Testing Journal*, *45*(3), 530-547. https://doi.org/10.1520/gtj20200287

Chapuis, R. P., Pare, J. J., & Lavallee, J. G. (1981). Essais de perméabilité in situ a niveau variable Proceedings, 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation I Engineering, Stockholm.

Chapuis, R. P., & Saucier, A. (2020). Assessing internal erosion with the modal decomposition method for grain size distribution curves. *Acta Geotechnica*, *15*(6), 1595-1605. https://doi.org/10.1007/s11440-019-00865-z

Chapuis, R. P., Soulié, M., & Sayegh, G. (1990). Laboratory modelling of field permeability tests in cased boreholes. *Canadian Geotechnical Journal*, *27*(5), 647-658. https://doi.org/10.1139/t90-078

Chapuis, R. P., Taveau, C., Duhaime, F., Weber, S., Marefat, V., Zhang, L., Blessent, D., Bouaanani, N., & Pelletier, D. (2025). Using H-Convergence to Calculate the Numerical Errors for 1D Unsaturated Seepage Under Steady-State Conditions. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. https://doi.org/10.1002/nag.3876

Chapuis, R. P., & Tournier, J. P. (2006). Simple graphical methods to assess the risk of internal erosion, Question 86. In Proceedings of ICOLD Barcelona 2006. *Balkema*, 319-335.

Cheng, K., Wang, Y., & Yang, Q. (2018). A semi-resolved CFD-DEM model for seepage-induced fine particle migration in gap-graded soils. *Computers and Geotechnics*, *100*, 30-51. https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2018.04.004

Chiasson, P. (2005). Methods of interpretation of borehole falling-head tests performed in compacted clay liners. *Canadian Geotechnical Journal*, *42*(1), 79-90. https://doi.org/10.1139/t04-068

Chiasson, P. (2012). Interpretation of Falling-Head Tests in Presence of Random Measurement Error. *International Scholarly Research Notices*, *2012*(1), 1-10. https://doi.org/https://doi.org/10.5402/2012/871467

Clemo, T. (2010). Coupled Aquifer-Borehole Simulation. *Groundwater*, *48*(1), 68-78. https://doi.org/https://doi.org/10.1111/j.1745-6584.2009.00597.x

Cooper, H. H., Bredehoeft, J. D., & Papadopulos, I. S. (1967). Response of a finite-diameter well to an instantaneous charge of water. *Water Resources Research*, *3*(1), 263-269. https://doi.org/https://doi.org/10.1029/WR003i001p00263

Coronado-Gallardo, I., Valdés-Parada, F. J., & Alvarez-Ramírez, J. (2021). How to use solutions of advection-dispersion equation to describe reactive solute transport through porous media. *Geofísica Internacional*, *60*(3), 229-240.

Côté, J., Fillion, M. H., & Konrad, J. M. (2011). Estimating Hydraulic and Thermal Conductivities of Crushed Granite Using Porosity and Equivalent Particle Size. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, *137*, 834-842. https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000503

Dachler, R. (1936). *Grundwasserstromung (Flow of groundwater)*. Julius Springer.

Dallaire, V. (2004). *Étude des effets d'échelle dans un aquifère alluvionnaire* École polytechnique de Montréal]. WorldCat. Montréal.

Debacq, M. (2009). Génie de la Réaction Chimique : Distribution des Temps de Séjour. In. École d'ingénieur. CGP215 : Génie de la réaction chimique & Évaluation économique des procédés, Conservatoire national des arts et métiers.

Delbar, A. (2020). *Développement d'équations pour la partie advective du transport d'un traceur injecté dans un puits avec prise en compte de la distorsion des lignes d'écoulement par le puits* [Mémoire de maîtrise, Polytechnique Montréal]. https://publications.polymtl.ca/5244/

Delbar, A., & Chapuis, R. P. (2021). Tracer movements in a straight uniform flow: New equations for the advective part considering the distortion of flow lines around the well. *Journal of Contaminant Hydrology*, *239*, 103776. https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.jconhyd.2021.103776

Dhouib, A., Shahrour, I., Lafhaj, Z., & Delfaut, A. (1998). Essais Lefranc pour la mesure de la perméabilité in situ: étude théorique et interprétation pratique. *Revue Française de Géotechnique*(84), 27-36.

Domenico, P. A., & Schwartz, F. W. (1998). *Physical and chemical hydrogeology* John Wiley & Sons.

Drost, W., Klotz, D., Koch, A., Moser, H., Neumaier, F., & Rauert, W. (1968). Point dilution methods of investigating ground water flow by means of radioisotopes. *Water Resources Research*, *4*(1), 125-146. https://doi.org/10.1029/WR004i001p00125

Einarson, M. D., & Mackay, D. M. (2001). Predicting impacts of groundwater contamination. *Environmental Science & Technology*, *35*(3), 66A-73A. https://doi.org/10.1021/es0122647

Elci, B. A., Molz, F. J., & Waldrop, W. R. (2001). Implications of observed and simulated ambient flow in monitoring wells. *Ground Water*, *39*(6), 853-862. https://doi.org/10.1111/j.1745-6584.2001.tb02473.x

ESRI. (2025). *How Porous Puff works*. ArcGIS Pro Documentation.

Faust, C. R., & Mercer, J. W. (1984). Evaluation of Slug Tests in Wells Containing a Finite-Thickness Skin. *Water Resources Research*, *20*(4), 504-506.

Feenstra, S., Cherry, J. A., & Parker, B. L. (1996). Conceptual models for the behavior of nonaqueous phase liquids (DNAPLs) in the subsurface. In J. F. Pankow & J. A. Cherry (Eds.), *Dense chlorinated solvents and other DNAPLs in groundwater.* (pp. 53-88). Waterloo Press.

Fell, R., & Fry, J. J. (2013). Erosion in geomechanics applied to dams and levees. In *Erosion in Geomechanics Applied to Dams and Levees* (pp. 1-99). Bonelli S. Editor. https://doi.org/https://doi.org/10.1002/9781118577165.ch1

Ferris, J. G., & Knowles, D. B. (1954). *The "Slug Test" for Estimating Transmissibility, Ground Water Notes No. 26*. USDI Geological Survey.

Fesch, C., Lehmann, P., Haderlein, S. B., Hinz, C., Schwarzenbach, R. P., & Flühler, H. (1998). Effect of water content on solute transport in a porous medium containing reactive micro-aggregates. *Journal of Contaminant Hydrology*, *33*(1), 211-230. https://doi.org/https://doi.org/10.1016/S0169-7722(98)00071-0

Fonseca, J., O'Sullivan, C., Coop, M. R., & Lee, P. D. (2012). Non-invasive characterization of particle morphology of natural sands. *Soils and Foundations*, *52*(4), 712-722. https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.sandf.2012.07.011

Foster, M., Fell, R., & Spannagle, M. (2000). The statistics of embankment dam failures and accidents. *Canadian Geotechnical Journal*, *37*(5), 1000-1024. https://doi.org/10.1139/t00-030

Gareth, L. B., Steven, F. T., & Ryan, D. W. (2015). Identification of small-scale low and high permeability layers using single well forced-gradient tracer tests: Fluorescent dye imaging and modelling at the laboratory-scale. *Journal of Contaminant Hydrology*, *172*, 84-99. https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.jconhyd.2014.11.005

Garner, S. J., & Fannin, R. J. (2010). Understanding internal erosion: A decade of research following a sinkhole event. *International Journal on Hydropower and Dams*, *17*, 93-98.

Gelhar, L. W., & Collins, M. A. (1971). General Analysis of Longitudinal Dispersion in Nonuniform Flow. *Water Resources Research*, *7*(6), 1511-1521. https://doi.org/https://doi.org/10.1029/WR007i006p01511

Gelhar, L. W., Welty, C., & Rehfeldt, K. R. (1992). A critical review of data on field-scale dispersion in aquifers. *Water Resources Research*, *28*(7), 1955-1974. https://doi.org/https://doi.org/10.1029/92WR00607

Gibson, R. E. (1966). A note on the constant head test to measure soil permeability in situ. *Géotechnique*, *16*(3), 256-259.

Gibson, R. E. (1970). An extension to the theory of the constant head in situ permeability test. *Géotechnique*, *20*(2), 193-197.

Haggerty, R., Fleming, S. W., & McKenna, S. A. (2000). *STAMMT-R, Solute transport and multirate mass transfer in radial coordinates*.

Haggerty, R., Schroth, M. H., & Istok, J. D. (1998). Simplified method of "Push-Pull" test data analysis for determining in situ reaction rate coefficients. *Groundwater*, *36*(2), 314-324. https://doi.org/https://doi.org/10.1111/j.1745-6584.1998.tb01097.x

Halevy, E., Moser, H., Zellhofer, O., & Zuber, A. (1967). Borehole dilution techniques: A critical review. *Isotopes in Hydrology*, 531-563 https://www.osti.gov/biblio/4556505

Hall, S. H., Luttrell, S. P., & Cronin, W. E. (1991). A Method for estimating effective porosity and ground-water velocity. *Groundwater*, *29*(2), 171-174. https://doi.org/https://doi.org/10.1111/j.1745-6584.1991.tb00506.x

Hansen, S. K., Vesselinov, V. V., Reimus, P. W., & Lu, Z. (2017). Inferring subsurface heterogeneity from push-drift tracer tests. *Water Resources Research*, *53*(7), 6322-6329. https://doi.org/https://doi.org/10.1002/2017WR020852

Haouzi, F. Z. (2019). *Prévention de l'érosion interne des matériaux granulaires par la technique de biocalcification* Polytechnique Montréal]. Thèse de doctorat.

Harleman, D. R. F. (1963). Dispersion-Permeability Correlation in Porous Media. *Journal of the Hydraulics Division*, *89*(2), 67-85. https://doi.org/doi:10.1061/JYCEAJ.0000863

Harte, P. T., Ely, C., Teague, N., Fenton, N., & Brown, A. (2024). Ambient flow and transport in long-screened, sand-packed wells: insights into cross contamination and wellbore flow. *Environmental Earth Sciences*, *83*. https://doi.org/10.1007/s12665-024-11828-3

Harza, L. F. (1935). Uplift and Seepage under Dams on Sand. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, *100*, 1352-1385.

Hatfield, K., Annable, M., Cho, J., Rao, P. S., & Klammler, H. (2004). A direct passive method for measuring water and contaminant fluxes in porous media. *J Contam Hydrol*, *75*(3-4), 155-181. https://doi.org/10.1016/j.jconhyd.2004.06.005

Hatfield, K., Annable, M., Cho, J., Rao, P. S. C., & Klammler, H. (2004). A direct passive method for measuring water and contaminant fluxes in porous media. *Journal of Contaminant Hydrology*, *75*, 155-181. https://doi.org/10.1016/j.jconhyd.2004.06.005

Hazen, R. A. (1892). *Some physical properties of sand and gravel, with special reference to their use in filtration* (24th annual report).

Hebig, K. H., Zeilfelder, S., Ito, N., Machida, I., Marui, A., & Scheytt, T. J. (2015). Study of the effects of the chaser in push–pull tracer tests by using temporal moment analysis. *Geothermics*, *54*, 43-53. https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.geothermics.2014.11.004

Herzog, B. L. (1994). Slug Test for Determining Hydraulic Conductivity of Natural Geologic Deposits. In *Hydraulic Conductivity and Waste Contaminant Transport in Soil* (pp. 95-110). ASTM International.

Houben, G. J., & Hauschild, S. (2011). Numerical Modeling of the Near-Field Hydraulics of Water Wells. *Groundwater*, *49*(4), 570-575. https://doi.org/https://doi.org/10.1111/j.1745-6584.2010.00760.x

Huang, J., Christ, J. A., & Goltz, M. N. (2010). Analytical solutions for efficient interpretation of single-well push-pull tracer tests. *Water Resources Research*, *46*(8). https://doi.org/https://doi.org/10.1029/2008WR007647

Hvorslev, M. J. (1951). *Time Lag and Soil Permeability in Ground-water Observations*. Waterways Experiment Station, Corps of Engineers, U.S. Army. https://books.google.ca/books?id=r6uIsuCh2VYC

Hwang, H. T., & Lee, K. K. (2022). Evaluation of push–pull tracer tests for estimating groundwater velocity in a fractured-rock aquifer. *Hydrogeology Journal*, *30*(7), 2171-2182. https://doi.org/10.1007/s10040-022-02546-w

Hyder, Z., & Butler, J. J. (1995). Slug Tests in Unconfined Formations: An Assessment of the Bouwer and Rice Technique. *Groundwater*, *33*(1), 16-22. https://doi.org/https://doi.org/10.1111/j.1745-6584.1995.tb00258.x

Hyder, Z., Butler, J. J., McElwee, C. D., & Liu, W. (1994). Slug tests in partially penetrating wells. *Water Resources Research*, *30*(11), 2945-2957. https://doi.org/https://doi.org/10.1029/94WR01670

Indraratna, B., Israr, J., & Rujikiatkamjorn, C. (2015). Geometrical Method for Evaluating the Internal Instability of Granular Filters Based on Constriction Size Distribution. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, *141*(10), 04015045. https://doi.org/doi:10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001343

Indraratna, B., Raut, A. K., & Khabbaz, H. (2007). Constriction-Based Retention Criterion for Granular Filter Design. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, *133*(3), 266-276. https://doi.org/doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(2007)133:3(266)

Israr, J., & Indraratna, B. (2017). Internal Stability of Granular Filters under Static and Cyclic Loading. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, *143*(6), 04017012. https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001661

Istok, J. D., & Dawson, K. J. (1992). *Aquifer Testing: Design and Analysis of Pumping and Slug Tests (1st ed.)*. https://doi.org/https://doi.org/10.1201/9781498710756

Istok, J. D., Field, J. A., Schroth, M. H., Davis, B. M., & Dwarakanath, V. (2002). Single-Well "Push−Pull" partitioning tracer test for NAPL detection in the subsurface. *Environmental Science & Technology*, *36*(12), 2708-2716. https://doi.org/10.1021/es015624z

Istok, J. D., Humphrey, M. D., Schroth, M. H., Hyman, M. R., & O'Reilly, K. T. (1997). Single-well, "Push-Pull" test for in situ determination of microbial activities. *Ground Water*, *35*, 619-631. https://doi.org/10.1111/j.1745-6584.1997.tb00127.x

Istomina, V. S. (1975). Filtration Stability of Soils. *Gostroizdat, Moscow*. (Leningrad (in Russian).)

James, R. V., & Rubin, J. (1986). Transport of Chloride Ion in a Water-unsaturated Soil Exhibiting Anion Exclusion. *Soil Science Society of America Journal*, *50*(5), 1142-1149. https://doi.org/https://doi.org/10.2136/sssaj1986.03615995005000050010x

Jin, A., Wang, Q., & Zhan, H. (2024). A novel four phase slug single-well push–pull test with regional flux: forward modeling and parameter estimation. *Journal of Hydrology*, *630*, 130705. https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2024.130705

Joun, W. T., Lee, K. K., Ha, S. W., Lee, S. S., Kim, Y., Do, H. K., Jun, S. C., Kim, Y. C., & Ju, Y. J. (2023). A modified and rapid method for the single-well push-pull (SWPP) test using SF6, Kr, and uranine tracers. *Water Research*, *236*, 119955. https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.watres.2023.119955

Kabala, Z., Pinder, G., & Milly, P. (1985). Analysis of Well-Aquifer Response to a Slug Test. *Water Resources Research 21*, 1433-1436. https://doi.org/10.1029/WR021i009p01433

Kearl, P. M. (1997). Observations of particle movement in a monitoring well using the colloidal borescope. *Journal of Hydrology*, *200*(1), 323-344. https://doi.org/https://doi.org/10.1016/S0022-1694(97)00026-7

Kenney, T. C., Chahal, R., Chiu, E., Ofoegbu, G. I., Omange, G. N., & Ume, C. A. (1985). Controlling constriction sizes of granular filters. *Canadian Geotechnical Journal*, *22*(1), 32-43. https://doi.org/10.1139/t85-005

Kenney, T. C., & Lau, D. (1985). Internal stability of granular filters. *Canadian Geotechnical Journal*, *22*(2), 215-225. https://doi.org/10.1139/t85-029

Kenney, T. C., Lau, D., & Ofoegbu, G. I. (1984). Permeability of compacted granular materials. *Canadian Geotechnical Journal*, *21*(4), 726-729. https://doi.org/10.1139/t84-080

Kezdi, A. (1969). Increase of protective capacity of flood control dikes. *Department of Geotechnics, Technical University of Budapest, Report*, *1*.

Khaledialidusti, R., & Kleppe, J. (2017). A comprehensive framework for the theoretical assessment of the single-well-chemical-tracer tests. *Journal of Petroleum Science and Engineering*, *159*, 164-181. https://doi.org/10.1016/j.petrol.2017.09.027

Khilar, K. C., Fogler, H. S., & Gray, D. H. (1985). Model for Piping-Plugging in Earthen Structures. *Journal of Geotechnical Engineering*, *111*(7), 833-846. https://doi.org/doi:10.1061/(ASCE)0733-9410(1985)111:7(833)

Kim, H. H., Koh, E. H., Lee, S. S., & Lee, K. K. (2019). Biased estimation of groundwater velocity from a push-pull tracer test due to plume density and pumping rate. *Water*, *11*(8), 1558. https://www.mdpi.com/2073-4441/11/8/1558

Kim, H. H., Lee, S. S., Ha, S. W., & Lee, K. K. (2018). Application of single-well push-drift-pull tests using dual tracers (SF6 and salt) for designing CO2 leakage monitoring network at the environmental impact test site in Korea. *Geosciences Journal*, *22*, 1041-1052. https://doi.org/10.1007/s12303-018-0045-9

Kim, Y., Istok, J. D., & Semprini, L. (2004). Push-pull tests for assessing in situ aerobic cometabolism. *Ground Water*, *42*(3), 329-337. https://doi.org/10.1111/j.1745-6584.2004.tb02681.x

Kipp, K. L. (1985). Type Curve Analysis of Inertial Effects in the Response of a Well to a Slug Test. *Water Resources Research*, *21*(9), 1397-1408. https://doi.org/https://doi.org/10.1029/WR021i009p01397

Klammler, H., Hatfield, K., & Annable, M. (2007a). Concepts for measuring horizontal groundwater flow directions using the passive flux meter. *Advances in Water Resources*, *30*, 984-997. https://doi.org/10.1016/j.advwatres.2006.08.007

Klammler, H., Hatfield, K., Annable, M., Agyei, E., Parker, B. L., Cherry, J. A., & Rao, P. S. C. (2007). General analytical treatment of the flow field relevant to the interpretation of passive fluxmeter measurements. *Water Resources Research*, *43*. https://doi.org/10.1029/2005WR004718

Klammler, H., Hatfield, K., Annable, M., Agyei, E., Parker, B. L., Cherry, J. A., & Rao, P. S. C. (2007b). General analytical treatment of the flow field relevant to the interpretation of passive fluxmeter measurements. *Water Resources Research*, *43*. https://doi.org/10.1029/2005WR004718

Klammler, H., Nemer, B., & Hatfield, K. (2014). Effect of injection screen slot geometry on hydraulic conductivity tests. *Journal of Hydrology*, *511*, 190–198. https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2014.01.038

Klinka, T., Gutierrez, A., & Thiéry, D. (2012). *Validation du logiciel TRAC : Aide à l'interprétation de traçages en milieux poreux*.

Klotz, D., Seiler, K. P., Moser, H., & Neumaier, F. (1980). Dispersivity and velocity relationship from laboratory and field experiments. *Journal of Hydrology*, *45*(3), 169-184. https://doi.org/https://doi.org/10.1016/0022-1694(80)90018-9

Klotzsch, S., Binder, M., & Händel, F. (2017). A straightforward random walk model for fast push-pull tracer test evaluation. *Groundwater*, *55*(1), 129-135. https://doi.org/https://doi.org/10.1111/gwat.12438

Kovacs, G. (1981). *Seepage hydraulics.* Elsevier Scientific Publishing.

Kozeny, J. (1927). Ueber kapillare Leitung des Wassers in Boden. *Sitzungsber. Kaiserl. Akad. Wiss., Math.-Naturwiss. Kl., Abt. 1*, *136*, 271-306.

Krauss, I. (1977). *Determination of the Transmissibility from the Free Water Level Oscillation in Well-Aquifer Systems* Third International Hydrology Symposium,

Lafhaj, Z. (1998). *Détermination de la perméabilité des sols in situ: étude expérimentale et numérique du facteur de forme* [(Doctoral dissertation),

Lafhaj, Z., & Shahrour, I. (2002). *Interprétation de l'essai Lefranc dans un sol partiellement saturé* Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieurs (JNGG), Nancy, France.

Lafhaj, Z., & Shahrour, I. (2006). Influence of the presence of a partially saturated layer on the interpretation in field permeability tests. *Mechanics Research Communications*, *33*(4), 568-575. https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.mechrescom.2005.02.021

Lambe, T. W., & Whitman, R. V. (1969). *Soil mechanics*. John Wiley & Sons.

Leap, D. I., & Kaplan, P. G. (1988). A single-well tracing method for estimating regional advective velocity in a confined aquifer: Theory and preliminary laboratory verification. *Water Resources Research*, *24*(7), 993-998. https://doi.org/https://doi.org/10.1029/WR024i007p00993

Lefranc, E. (1936). Procédé de mesure de la perméabilité des sols dans les nappes aquifères et application au calcul du débit des puits. *Le Génie Civil*, *15*.

Lefranc, E. (1937). La théorie des poches absorbantes et son application à la détermination du coefficient de perméabilité en place et au calcul du débit des nappes d'eau. *Le Génie Civil*, *111*(20), 409-413.

Li, M., & Fannin, J. (2016). *Critical hydraulic gradients for internally unstable cohesionless soils*.

Li, M., & Fannin, R. J. (2008). Comparison of two criteria for internal stability of granular soil. *Canadian Geotechnical Journal*, *45*(9), 1303-1309. https://doi.org/10.1139/t08-046

Li, M., & Fannin, R. J. (2012). A theoretical envelope for internal instability of cohesionless soil. *Géotechnique*, *62*. https://doi.org/10.1680/geot.10.T.019

Li, X., Wen, Z., Zhan, H., & Zhu, Q. (2019). Skin effect on single-well push-pull tests with the presence of regional groundwater flow. *Journal of Hydrology*, *577*, 123931. https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2019.123931

Lubochkov, E. A. (1965). Graphical and analytical methods for the determination of internal stability of flters consisting of non cohesive soil. *Izvestia Vniig 78*, 255-280. ((in Russian))

Lubochkov, E. A. (1969). *The calculation of suffossion properties of non-cohesive soils when using the non-suffossion analog.* Proceedings of international conference on hydraulic research, Brno, Czechoslovakia, Pub Technical University of Brno, Svazek B-5:135–148

Luo, Y. I., Qiao, L., Liu, X. X., Zhan, M. l., & Sheng, J. C. (2013). Hydro-mechanical experiments on suffusion under long-term large hydraulic heads. *Natural Hazards*, *65*(3), 1361-1377. https://doi.org/10.1007/s11069-012-0415-y

Luthin, J. N., & Kirkham, D. J. (1949). A piezometer method for measuring permeability of soil in situ below a water table. *Soil Science*, *68*(5), 349–358.

Mandel, J. (1939). Note sur le calcul des infiltrations. *Annales des Ponts et Chaussées*, 57-110.

Maraqa, M. A., Wallace, R. B., & Voice, T. C. (1997). Effects of degree of water saturation on dispersivity and immobile water in sandy soil columns. *Journal of Contaminant Hydrology*, *25*(3), 199-218. https://doi.org/https://doi.org/10.1016/S0169-7722(96)00032-0

Marineau, L. (1991). *Influence de la matiere organique dissoute naturelle provenant d'eau souterraine sur l'adsorption et la mobilité du pentachlorophénol dans un sol sableux* Université du Québec- INRS].

Mata Mena, C. (2003). *Hydraulic behaviour of bentonite based mixtures in engineered barriers: the backfill and plug test at the Äspö Hrl* [Doctoral dissertation,

Mathias, S. A., & Butler, A. P. (2007). Shape factors for constant-head double-packer permeameters. *Water Resources Research*, *43*(6). https://doi.org/https://doi.org/10.1029/2006WR005279

Matsubayashi, U., Devkota, L. P., & Takagi, F. (1997). Characteristics of the dispersion coefficient in miscible displacement through a glass beads medium. *Journal of Hydrology*, *192*(1), 51-64. https://doi.org/https://doi.org/10.1016/S0022-1694(96)03120-4

Matsumoto, S., Machida, I., Hebig, K. H., Zeilfelder, S., & Ito, N. (2020). Estimation of very slow groundwater movement using a Single-Well Push-Pull test. *Journal of Hydrology*, *591*, 125676. https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2020.125676

Mbonimpa, M., Aubertin, M., Chapuis, R. P., & Bussière, B. (2002). Practical pedotransfer functions for estimating the saturated hydraulic conductivity. *Geotechnical & Geological Engineering*, *20*(3), 235-259. https://doi.org/10.1023/A:1016046214724

McElwee, C. D. (2001). Application of a Nonlinear Slug Test Model. *Ground Water*, *39*, 737-744. https://doi.org/10.1111/j.1745-6584.2001.tb02364.x

McElwee, C. D., & Zenner, M. A. (1998). A nonlinear model for analysis of slug-test data. *Water Resources Research*, *34*(1), 55-66. https://doi.org/https://doi.org/10.1029/97WR02710

Meigs, L., & Beauheim, R. (2001). Tracer tests in a fractured dolomite: 1. Experimental design and observed tracer recoveries. *Water Resources Research - WATER RESOUR RES*, *37*, 1113-1128. https://doi.org/10.1029/2000WR900335

Mieussens, C., & Ducasse, P. (1977). Mesure en place des coefficients de perméabilité et des coefficients de consolidation horizontaux et verticaux. *Canadian Geotechnical Journal*, *14*(1), 76-90. https://doi.org/10.1139/t77-006

Mitchell, J. K., & Soga, K. (2005). *Fundamentals of soil behavior*. John Wiley & Sons.

Moench, A. F., Hsieh, P. A., Faust, C. R., & Mercer, J. W. (1985). Comment on "Evaluation of slug tests in wells containing a finite-thickness skin" *Water Resources Research*, *21*(9), 1459-1461. https://doi.org/10.1029/WR021i009p01459

Moffat, R., Fannin, R. J., & Garner, S. J. (2011). Spatial and temporal progression of internal erosion in cohesionless soil. *Canadian Geotechnical Journal*, *48*(3), 399-412. https://doi.org/10.1139/T10-071

Molinari, J., & Rochon, J. (1976). Mesure des paramètres de transport de l'eau et des substances en solution en zone saturée. *La Houille Blanche*(3-4), 223-242. https://doi.org/10.1051/lhb/1976011

Monnet, A. (1998). Boulance, érosion interne, renard. Les instabilités sous écoulement. *Revue Française de Géotechnique*, *82*(1), 3-10.

Monnet, J. (2015). *In situ tests in geotechnical engineering*. John Wiley & Sons.

Navfac, D. M. (1974). *Design Manual—Soil mechanics, foundations, and earth structures*. Washington, DC: U.S. Government Printing Office

Neville, C. J. (1994). *Compilation of Analytical Solutions for Solute Transport in Uniform Flow*.

Nguyen, T., & Indraratna, B. (2020). The Role of Particle Shape on the Hydraulic Conductivity of Granular Soils Captured through Kozeny-Carman Approach. *Géotechnique Letters*, *10*, 1-15. https://doi.org/10.1680/jgele.20.00032

Nguyen, V., & Pinder, G. F. (1984). Direct calculation of aquifer parameters in slug test analysis. In *Groundwater Hydraulics* (pp. 222-239).

Ni, X., Dallo, Y., & Wang, Y. (2018). Internal stability assessment of granular soils by Kezdi and Sherard methods. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering*, *171*, 1-18. https://doi.org/10.1680/jgeen.17.00033

Nielsen, D. M., & Schalla, R. (2005). Design and Installation of Ground-Water Monitoring Wells, Chapter 10. In *Practical Handbook of Environmental Site Characterization and Groundwater Monitoring* (2nd ed. ed., pp. 167p). CRC Press.

Nordqvist, R., Hjerne, C., & Andersson, P. (2012). Single-well and large-scale cross-hole tracer experiments in fractured rocks at two sites in Sweden. *Hydrogeology Journal*, *20*(3), 519-531. https://doi.org/10.1007/s10040-011-0820-4

Ogata, A., & Banks, R. B. (1961). *A solution of the differntial equation of longitudinal dispersion in porous media*.

Ogilvi, N. A. (1958). An electrolytical method of determining the filtration velocity of underground waters. *Bulletin of Science and Technology Information*, *4*(16), 12-22.

Palmer, C. D. (1993). Borehole dilution tests in the vicinity of an extraction well. *Journal of Hydrology*, *146*, 245-266. https://doi.org/https://doi.org/10.1016/0022-1694(93)90279-I

Papadopulos, S. S., Bredehoeft, J. D., & Cooper, H. H. (1973). On the analysis of 'slug test' data. *Water Resources Research*, *9*(4), 1087-1089. https://doi.org/https://doi.org/10.1029/WR009i004p01087

Perzlmaier, S., Muckenthaler, P., & Koelewijn, A. R. (2007). Hydraulic Criteria for Internal erosion in Cohesionless Soil. Proceedings of Assessment of the Risk of Internal Erosion of Water Retaining Structures: Dams, Dykes and Levees. Intermediate Report of the

European Working Group of ICOLD,Contributions to the Symposium in Freising, Germany.

Pfannkuch, H. O. (1962). *Contribution a l'étude des déplacements de fluides miscibles dans un milieu poreux* Faculté des sciences de l'université de Paris].

Pomerleau, G. (1997). *Modélisation du transfert d'eau et de soluté dans les sols non saturés* Institut National de la Recherche Scientifique (INRS)]. Quebec, Canada.

Praveena, S., M., Abdullah, M., H., Aris, A. Z., & Bidin, K. (2010). Groundwater solution techniques:

Environmental applications. *Journal of Water Resource and Protection*, *02*, 8-13. https://doi.org/10.4236/jwarp.2010.21002

Ptak, T., Piepenbrink, M., & Martac, E. (2004). Tracer tests for the investigation of heterogeneous porous media and stochastic modelling of flow and transport—a review of some recent developments. *Journal of Hydrology*, *294*(1), 122-163. https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2004.01.020

Rao, P. S. C., Jawitz, J. W., Enfield, C. G., Falta, R. W., Annable, M. D., & Wood, A. L. (2002). Technology integration for contaminated site remediation: Clean-up goals and performance criteria. *IAHS-AISH Publication*, *275*, 571-578.

Ratnam, S., Soga, K., & Whittle, R. (2001). Revisiting Hvorslev's intake factors with the finite element method. *Géotechnique*, *51*, 641-645. https://doi.org/10.1680/geot.51.7.641.51385

Raut, A. K., & Indraratna, B. (2008). Further Advancement in Filtration Criteria through Constriction-Based Techniques. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, *134*(6), 883-887. https://doi.org/doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(2008)134:6(883)

Raymond, A. (2025). *What are real-life applications of diffusion?*

Reboul, N., Vincens, E., & Cambou, B. (2010). A computational procedure to assess the distribution of constriction sizes for an assembly of spheres. *Computers and Geotechnics*, *37*(1), 195-206. https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2009.09.002

Reclamation, U. S. B. o. (1960). *Earth manual* (First Edition ed.).

Reclamation, U. S. B. o. (1990). *Earth manual. Part 2: A water resources technical publication* (Third Edition ed.).

Reddi, L. N., Lee, I. M., & Bonala, M. V. S. (2000). Comparison of Internal and Surface Erosion Using Flow Pump Tests on a Sand-Kaolinite Mixture. *Geotechnical Testing Journal*, *23*(1), 116-122. https://doi.org/10.1520/gtj11129j

Richards, K. S., & Reddy, K. R. (2007). Critical appraisal of piping phenomena in earth dams. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, *66*(4), 381-402. https://doi.org/10.1007/s10064-007-0095-0

Richards, L. A. (1931). Capillary conduction of liquids through porous mediums. *Physics*, *1*(5), 318-333. https://doi.org/10.1063/1.1745010

Rivard, C. (2001). *Simulation du transport de solutés dans des aquifères hétérogènes à l'aide de réseaux percolants (Thèse de doctorat).* INRS-Eau]. Québec.

Rochim, A., Marot, D., Sibille, L., & Le, V. T. (2017). Effects of Hydraulic Loading History on Suffusion Susceptibility of Cohesionless Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, *143*(7), 04017025. https://doi.org/doi:10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001673

Rönnqvist, H., & Viklander, P. (2014). On the Kenney-Lau Approach to Internal Stability Evaluation of Soils. *Geomaterials*, *04*, 129-140. https://doi.org/10.4236/gm.2014.44013

Ross, B. (1985). Theory of the oscillating slug test in deep wells. *Memoirs of the International Congress on the Hydrogeology of Rocks of Low Permeability*, *17*(2), 44-51.

Sahimi, M. (1987). Hydrodynamic dispersion near the percolation threshold: scaling and probability densities. *Journal of Physics A: Mathematical and General*, *20*(18), L1293. https://doi.org/10.1088/0305-4470/20/18/013

Sahimi, M. (1993). Fractal and superdiffusive transport and hydrodynamic dispersion in heterogeneous porous media. *Transport in Porous Media*, *13*(1), 3-40. https://doi.org/10.1007/BF00613269

Sahimi, M. (1995). *Flow and Transport in Porous Media and Fractured Rock. From Classical Models to Modern Approaches* publications VCH.

Sahimi, M., & Imdakm, A. O. (1988). The effect of morphological disorder on hydrodynamic dispersion in flow through porous media. *Journal of Physics A Mathematical General*, *21*(19), 3822-3870. https://ui.adsabs.harvard.edu/abs/1988JPhA...21.3822S

Salajegheh, M., Yazdani, M., & Pachideh, V. (2025). Impact of geometric, mechanical, and hydraulic factors on internal erosion in embankment dams. *Geotechnical and Geological Engineering*, *43*(2), 94. https://doi.org/10.1007/s10706-024-03066-y

Sato, T., Tanahashi, T., & Yuasa, H. (1995). Adsorption and dispersion characteristics within unsaturated zones The first international conference on Unsaturated soils, A. A., Rotterdam, Netherland.

Sauty, J. P. (1980). An analysis of hydrodispersive transfer in aquifers. *Water Resources Research*, *16*(1), 145-158. https://doi.org/https://doi.org/10.1029/WR016i001p00145

Schneebeli, G. (1954). *La mesure in situ de la perméabilité d'un terrain* ièmes journées d'hydraulique, Alger.

Schneebeli, G. (1966). *Hydraulique souterraine*. Eyrolles.

Schroth, M. H., & Istok, J. D. (2005). Approximate solution for solute transport during spherical-flow push-pull tests. *Ground Water*, *43*(2), 280-284. https://doi.org/10.1111/j.1745-6584.2005.0002.x

Schroth, M. H., Istok, J. D., & Haggerty, R. (2000). In situ evaluation of solute retardation using single-well push–pull tests. *Advances in Water Resources*, *24*(1), 105-117. https://doi.org/https://doi.org/10.1016/S0309-1708(00)00023-3

Schuler, U. (1995). How to deal with the problem of suffosion. *Research and Development in the Field of Dams*, *7*(9), 145-159.

Schwarz, R., Ptak, T., Holder, T., & Teutsch, G. (1998). Groundwater risk assessment at contaminated sites : A new approach for the inversion of contaminantconcentration data measured at pumping wells. *Groundwater Quality: Remediation and Protection*, *250*, 68-71.

Selvadurai, A. P. S., & Dong, W. (2006). Modelling of Advection-Dominated Transport in a Porous Column with a Time-Decaying Flow Field. *Transport in Porous Media*, *63*(2), 261-288. https://doi.org/10.1007/s11242-005-5392-0

Shackelford, C. D. (1991). Laboratory diffusion testing for waste disposal — A review. *Journal of Contaminant Hydrology*, *7*(3), 177-217. https://doi.org/https://doi.org/10.1016/0169-7722(91)90028-Y

Sherard, J. L. (1979). Sinkholes in dams of coarse, broadly graded soils. Proceedings of 13th ICOLD Congress, International Commission on Large Dams, New Delhi, India.

Sherard, J. L., Dunnigan, L. P., & Talbot, J. R. (1984a). Basic Properties of Sand and Gravel Filters. *Journal of Geotechnical Engineering*, *110*(6), 684-700. https://doi.org/doi:10.1061/(ASCE)0733-9410(1984)110:6(684)

Sherard, J. L., Dunnigan, L. P., & Talbot, J. R. (1984b). Filters for Silts and Clays. *Journal of Geotechnical Engineering*, *110*(6), 701-718. https://doi.org/doi:10.1061/(ASCE)0733-9410(1984)110:6(701)

Shi, W., Wang, Q., & Zhan, H. (2020). New simplified models of single-well push-pull tests with mixing effect. *Water Resources Research*, *56*(8), e2019WR026802. https://doi.org/https://doi.org/10.1029/2019WR026802

Shook, G. M., Ansley, S. L., & Wylie, A. (2004). *Tracers and tracer testing design, implementation, and interpretation methods*.

Skempton, A. W., & Brogan, J. M. (1994). Experiments on piping in sandy gravels. *Géotechnique*, *44*(3), 449-460. https://doi.org/10.1680/geot.1994.44.3.449

Suk, H., Han, W. S., Chen, J. S., & Yang, M. (2023). Semi-analytical solution of single-well push–pull test under transient flow conditions. *Journal of Hydrology*, *620*, 129542. https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2023.129542

Suk, H., Piao, J., Liang, C. P., Han, W. S., Ahn, H., & Chen, J. S. (2025). Developing a two-dimensional semi-analytical solution on a plan view for a consecutive divergent

tracer test considering regional groundwater flow. *Hydrological Processes*, *39*. https://doi.org/10.1002/hyp.70089

Swartjes, F. A. (2011). *Dealing with Contaminated Sites: From Theory Towards Practical Application.* Springer.

Tao, H., & Tao, J. (2017). Quantitative analysis of piping erosion micro-mechanisms with coupled CFD and DEM method. *Acta Geotechnica*, *12*(3), 573-592. https://doi.org/10.1007/s11440-016-0516-y

Taylor, D. (1948). *Fundamentals of soil mechanics* (L. Chapman and Hall, Ed.).

Terzaghi, K. (1931). Earth slips and subsidences from underground erosion. *Engineering News Record*, *3*(107), 90-92.

Terzaghi, K. (1939). Soil mechanics- A new chapter in engineering science. *Journal of the Institution of Civil Engineers*, *12*(7), 106-142. https://doi.org/10.1680/ijoti.1939.14534

To, P., Scheuermann, A., & Williams, D. J. (2018). Quick assessment on susceptibility to suffusion of continuously graded soils by curvature of particle size distribution. *Acta Geotechnica*, *13*(5), 1241-1248. https://doi.org/10.1007/s11440-017-0611-8

Todd, D. K., & Mays, L. W. (2005). *Groundwater hydrogeology*. John Wiley & Sons.

Uffink, G. J. M. (1984). *Theory of the oscillating slug test*. National Institute for Public Health and Environmental Hygiene.

USACE. (1953). *Investigation of Filter Experiments for Underdrains. Technical Memorandum 3-360, US. Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss.* . https://books.google.ca/books?id=NeKCJ8n6eIoC

USBR. (1974). *Earth Manual: A Guide to the Use of Soils as Foundations and as Construction Materials for Hydraulic Structures* (B. o. R. U.S. Department of the Interior, Ed.). U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation. https://books.google.ca/books?id=v33VIKKgqggC

Van der Kamp, G. (1976). Determining aquifer transmissivity by means of well response tests: The underdamped case. *Water Resources Research*, *12*(1), 71-77. https://doi.org/https://doi.org/10.1029/WR012i001p00071

Vermeul, V. R., McKinley, J. P., Newcomer, D. R., Mackley, R. D., & Zachara, J. M. (2011). River-induced flow dynamics in long-screen wells and impact on aqueous samples. *Ground Water*, *49*(4), 515-524. https://doi.org/10.1111/j.1745-6584.2010.00769.x

Verreydt, G., Bronders, J., Van Keer, I., Diels, L., & Vanderauwera, P. (2015). Groundwater flow field distortion by monitoring wells and passive flux meters. *Groundwater*, *53*(6), 933-942. https://doi.org/https://doi.org/10.1111/gwat.12290

Verreydt, G., Van Keer, I., Bronders, J., Diels, L., & Vanderauwera, P. (2012). Flux-based risk management strategy of groundwater pollutions: The CMF approach. *Environmental Geochemistry and Health*, *34*. https://doi.org/10.1007/s10653-012-9491-x

Wan, C. F., & Fell, R. (2008). Assessing the Potential of Internal Instability and Suffusion in Embankment Dams and Their Foundations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, *134*(3), 401-407. https://doi.org/doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(2008)134:3(401)

Wang, Q., Jin, A., Zhan, H., Chen, Y., Shi, W., Liu, H., & Wang, Y. (2021). Revisiting simplified model of a single-well push–pull test for estimating regional flow velocity. *Journal of Hydrology*, *601*, 126711. https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2021.126711

Wang, Q., Wang, J., Zhan, H., & Shi, W. (2020). New model of reactive transport in a single-well push–pull test with aquitard effect and wellbore storage. *Hydrology and Earth System Sciences*, *24*, 3983-4000. https://doi.org/10.5194/hess-24-3983-2020

Widdowson, M. A., Molz, F. J., & Melville, J. G. (1990). An Analysis Technique for Multilevel and Partially Penetrating Slug Test Data. *Ground Water*, *28*(6), 937-945. https://doi.org/https://doi.org/10.1111/j.1745-6584.1990.tb01730.x

Wilkinson, W. B. (1968). Constant Head in Situ Permeability Tests in Clay Strata. *Géotechnique*, *18*, 172-194.

Wörman, A., & Ólafsdóttir, R. (1992). Erosion in a granular medium interface. *Journal of Hydraulic Research*, *30*, 639-655.

Wu, Y. S., Lee, C. H., & Yu, J. L. (2008). Effects of Hydraulic Variables and Well Construction on Horizontal Borehole Flowmeter Measurements. *Groundwater Monitoring & Remediation*, *28*.

Xu, M., & Eckstein, Y. (1997). Statistical Analysis of the Relationships Between Dispersivity and Other Physical Properties of Porous Media. *Hydrogeology Journal*, *5*(4), 4-20. https://doi.org/10.1007/s100400050254

Yang, J., Yin, Z. Y., Laouafa, F., & Hicher, P. Y. (2020). Hydromechanical modeling of granular soils considering internal erosion. *Canadian Geotechnical Journal*, *57*(2), 157-172. https://doi.org/10.1139/cgj-2018-0653

Youd, T. (1973). Factors Controlling Maximum and Minimum Densities of Sands. *ASTM Special Technical Publication*, *523*, 98-112. https://doi.org/10.1520/STP37866S

Yule, D. F., & Gardner, W. R. (1978). Longitudinal and transverse dispersion coefficients in unsaturated plainfield sand. *Water Resources Research*, *14*(4), 582-588. https://doi.org/https://doi.org/10.1029/WR014i004p00582

Zhang, L. (2018). *Improvement of the Reliability of Field Permeability Tests* [PhD Thesis, École Polytechnique de Montréal]. https://publications.polymtl.ca/3183/

Zhang, L., & Chapuis, R. P. (2019). Recovery test after a constant-head test in a monitoring well: Interpretation methods and new findings. *Engineering Geology*, *259*, 105150. https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2019.105150

Zhang, L., Chapuis, R. P., & Marefat, V. (2019a). Field Permeability Tests with Inward and Outward Flow in Confined Aquifers. *Geotechnical Testing Journal*, *42*(6), 1549-1573. https://doi.org/10.1520/gtj20170417

Zhang, L., Chapuis, R. P., & Marefat, V. (2019b). Field Permeability Tests: Importance of Calibration and Synchronous Monitoring for Barometric Pressure Sensors. *Geotechnical Testing Journal*, *42*(1), 43-63. https://doi.org/10.1520/gtj20160306

Zurbuchen, B. R., Zlotnik, V. A., & J., B. J. (2002). Dynamic interpretation of slug tests in highly permeable aquifers. *Water Resources Research*, *38*(3). https://doi.org/https://doi.org/10.1029/2001WR000354

ANNEXE A RÉSULTATS DES ESSAIS DE PERMÉABILITÉ À NIVEAU VARIABLE

Tableau A.1 Données d'un essai VH descendant (dH (t = 0) = 15 cm, i = 0.005).

t (s)	Δt (s)	H (cm)	ΔH for Δt (cm)	Mean H for Δt (cm)	dH/dt (cm/s)	$H_r = (H-H_0)$ (cm)	ln (H_r)
0		15					
0.4	0.4	14.35	0.65	14.67	1.63	14.33	2.66
0.9	0.5	13.57	0.77	13.96	1.55	13.56	2.61
1.44	0.54	12.79	0.79	13.18	1.46	12.77	2.55
2.04	0.6	11.96	0.82	12.37	1.37	11.95	2.48
2.73	0.69	11.08	0.88	11.52	1.28	11.07	2.40
3.51	0.78	10.17	0.92	10.62	1.18	10.15	2.32
4.38	0.87	9.23	0.93	9.70	1.07	9.22	2.22
5.36	0.98	8.28	0.95	8.76	0.97	8.27	2.11
6.47	1.11	7.33	0.96	7.81	0.86	7.31	1.99
7.72	1.25	6.38	0.94	6.86	0.76	6.37	1.85
9.14	1.42	5.46	0.93	5.92	0.65	5.44	1.69
10.74	1.6	4.58	0.88	5.02	0.55	4.56	1.52
12.54	1.8	3.75	0.82	4.16	0.46	3.73	1.32
14.56	2.02	3.01	0.75	3.38	0.37	2.99	1.09
16.86	2.3	2.33	0.67	2.67	0.29	2.32	0.84
19.44	2.58	1.76	0.58	2.05	0.22	1.74	0.55
22.36	2.92	1.28	0.48	1.52	0.16	1.26	0.23
25.66	3.3	0.89	0.39	1.08	0.12	0.87	-0.14
29.37	3.71	0.60	0.30	0.74	0.08	0.58	-0.55
33.56	4.19	0.38	0.22	0.49	0.05	0.36	-1.02
38.29	4.73	0.23	0.15	0.30	0.03	0.21	-1.57
43.63	5.34	0.13	0.10	0.18	0.02	0.11	-2.22
49.65	6.02	0.07	0.06	0.10	0.01	0.05	-3.03
56.45	6.8	0.03	0.03	0.05	5.05E-03	0.01	-4.27
64.12	7.67	0.01	0.02	0.02	2.33E-03	-3.87E-03	-
72.77	8.65	5.64E-03	8.49E-03	0.01	9.82E-04	-1.24E-02	-
82.53	9.76	2.01E-03	3.63E-03	3.83E-03	3.72E-04	-1.60E-02	-
93.55	11.02	6.34E-04	1.38E-03	1.32E-03	1.25E-04	-1.74E-02	-
105.98	12.43	1.74E-04	4.60E-04	4.04E-04	3.70E-05	-1.78E-02	-
120	14.02	4.10E-05	1.33E-04	1.07E-04	9.49E-06	-1.80E-02	-

S_{inj} is the section of the injection pipe of internal diameter, d; $S_{inj} = \pi\, d^2/4 = 19.63$ cm^2; c = 54.5 cm.

Tableau A.2 Données d'un essai VH ascendant (dH (t = 0) = 10 cm, i = 0.005).

t (s)	Δt (s)	H (cm)	ΔH for Δt (cm)	Mean H for Δt (cm)	dH/dt (cm/s)	$H_r = (H-H_0)$ (cm)	ln (H_r)
0		-10					
0.4	0.4	-9.57	-0.43	-9.78	-1.09	-9.55	2.26
0.9	0.5	-9.05	-0.52	-9.31	-1.03	-9.04	2.20
1.44	0.54	-8.52	-0.53	-8.79	-0.97	-8.51	2.14
2.04	0.6	-7.98	-0.55	-8.25	-0.91	-7.96	2.07
2.73	0.69	-7.39	-0.59	-7.68	-0.85	-7.38	2.00
3.51	0.78	-6.78	-0.61	-7.08	-0.78	-6.77	1.91
4.38	0.87	-6.16	-0.62	-6.47	-0.72	-6.14	1.82
5.36	0.98	-5.52	-0.63	-5.84	-0.65	-5.51	1.71
6.47	1.11	-4.89	-0.64	-5.20	-0.57	-4.87	1.58
7.72	1.25	-4.26	-0.63	-4.57	-0.50	-4.24	1.45
9.14	1.42	-3.64	-0.62	-3.95	-0.43	-3.63	1.29
10.74	1.6	-3.05	-0.59	-3.34	-0.37	-3.04	1.11
12.54	1.8	-2.50	-0.55	-2.78	-0.30	-2.49	0.91
14.56	2.02	-2.00	-0.50	-2.25	-0.25	-1.99	0.69
16.86	2.3	-1.56	-0.45	-1.78	-0.19	-1.54	0.43
19.44	2.58	-1.17	-0.38	-1.36	-0.15	-1.16	0.15
22.36	2.92	-0.85	-0.32	-1.01	-0.11	-0.84	-0.17
25.66	3.3	-0.59	-0.26	-0.72	-0.08	-0.58	-0.54
29.37	3.71	-0.40	-0.20	-0.50	-0.05	-0.38	-0.96
33.56	4.19	-0.25	-0.15	-0.32	-0.03	-0.24	-1.43
38.29	4.73	-0.15	-0.10	-0.20	-0.02	-0.14	-1.98
43.63	5.34	-0.08	-0.07	-0.12	-0.01	-0.07	-2.62
49.65	6.02	-0.04	-0.04	-0.06	-0.01	-0.03	-3.43
56.45	6.8	-0.02	-0.02	-0.03	-3.37E-03	-0.01	-4.67
64.12	7.67	-0.01	-0.01	-0.02	-1.56E-03	2.58E-03	-
72.77	8.65	#######	-5.66E-03	-0.01	-6.54E-04	8.24E-03	-
82.53	9.76	#######	-2.42E-03	-2.55E-03	-2.48E-04	1.07E-02	-
93.55	11.02	#######	-9.19E-04	-8.82E-04	-8.34E-05	1.16E-02	-
105.98	12.43	#######	-3.07E-04	-2.69E-04	-2.47E-05	1.19E-02	-
120	14.02	#######	-8.90E-05	-7.15E-05	-6.35E-06	1.20E-02	-

S_{inj} is the section of the injection pipe of internal diameter, d; $S_{inj} = \pi\, d^2/4 = 19.63$ cm^2; c = 54.5 cm.

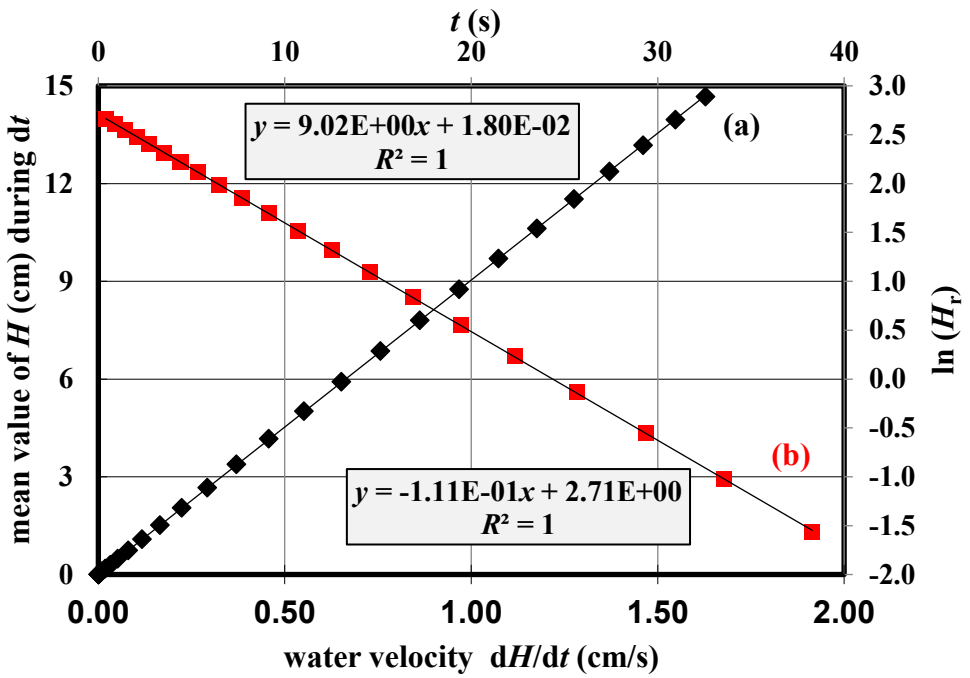

Figure A.1 Résultats numériques d'un essai VH descendant, données du Tableau A.1:

(a) graphique des vitesses ; (b) graphique de ln H_r vs t.

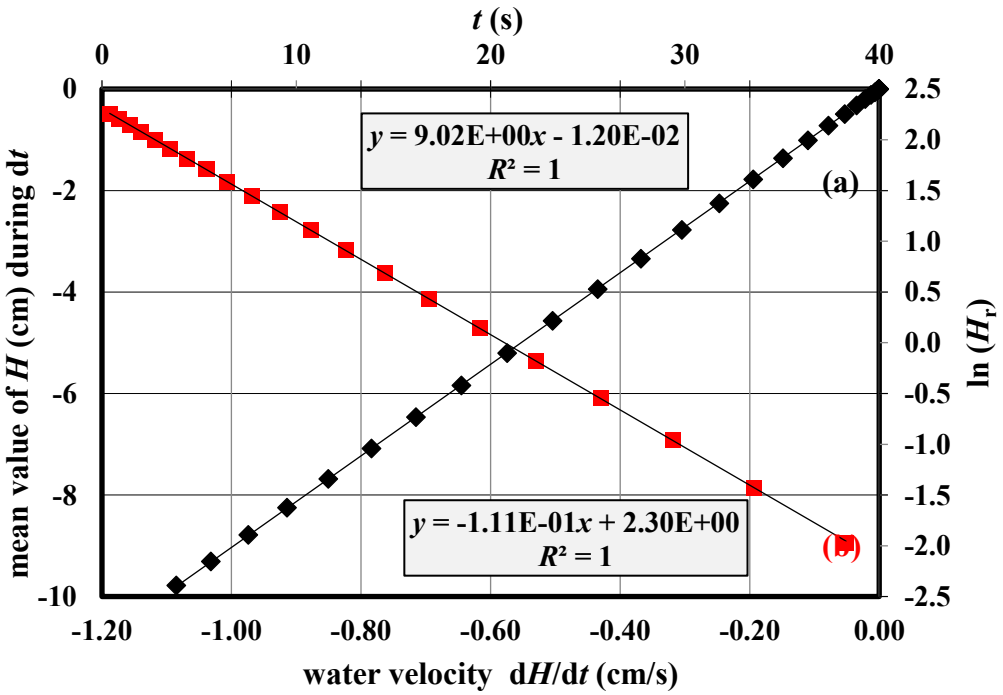

Figure A.2 Résultats numériques d'un essai VH ascendant, données du Tableau A.2 :

(a) graphique des vitesses ; (b) graphique de ln H_r vs t.