



Analyse et modélisation d'un système de production d'eau potable par filtration sous lit de rivière

Mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme
d'Ingénieur Civil en Informatique à finalité spécialisée

Erica Berghman

Promoteur
Benoît Haut

Résumé

L'accès à l'eau, bien qu'un besoin de base, n'est toujours pas universel. A Camiri, en Bolivie, la distribution en eau de la ville dépend de 7 galeries souterraines, exploitant le phénomène de filtration naturelle sous lit de rivière : l'eau percole au travers de celui-ci et est récoltée au sein d'un collecteur, perpendiculaire au cours d'eau et connecté à un puits.

Ces systèmes de filtration sous lit de rivière sont étudiés par l'Université libre de Bruxelles en collaboration avec la coopérative des eaux de Camiri (COOPAGAL). L'objectif du projet initial est de mieux comprendre ces systèmes afin de les implémenter dans d'autres parties du pays et améliorer la gestion locale de l'eau en Bolivie.

L'objectif de ce mémoire est de simuler un système de filtration d'eau sous lit de rivière afin de pouvoir en déterminer la productivité à priori. Cette simulation est validée par comparaison avec les systèmes réels se trouvant à Camiri. Pour ceci, une modélisation est réalisée sur base de la loi de Darcy. Celle-ci fait intervenir la géométrie du système, sa perméabilité en tout point et la différence de pression aux bornes de celle-ci. Ces paramètres doivent donc être déterminés pour simuler les systèmes de Camiri. Par ailleurs, la simulation ne peut se faire sur la rivière entière : un domaine doit être défini.

Ces trois premiers paramètres ont été déterminés dans ce travail sur base d'échantillons de sable relevés sur le terrain ou sur base de travaux précédents. Ils permettent de valider les résultats obtenus précédemment à ce sujet.

Le dernier paramètre, le domaine à considérer, n'a été que peu étudié dans les travaux précédents. Précédemment, la largeur de ce domaine

a été estimée à 19.5 m par Van Engeland. Cependant, ce travail met en avant que cette largeur n'est pas suffisante pour prendre en compte tous les effets du système sous la rivière. Une largeur de 65 m est requise pour atteindre cette limite. Des coefficients de productivité sont définis. Leurs valeurs sont calculées sur base de la simulation et sont comparées aux coefficients de productivités réels obtenus sur base de mesure faites à Camiri.

La simulation ne permet pas d'obtenir des coefficients de productivité équivalents à ceux mesurés sur place. Les coefficients simulés sont plus grands que les valeurs réelles d'un facteur variant de deux à dix selon la galerie. Ceci peut s'expliquer par le choix des paramètres. En effet, la productivité est sensible à la perméabilité du système, mais il est difficile de mesurer celle-ci de manière précise en tout point du système. Par ailleurs, la largeur du domaine déterminée dans ce travail est la largeur maximale, donnant un coefficient de productivité maximal de la galerie. Au vu de la disposition des galeries à Camiri, il est probable que la largeur active du système soit plus faible que celle annoncée, à cause d'interférences entre les différents systèmes de filtration d'eau sous lit de rivière. Ceci n'est pas étudié dans ce mémoire mais semble une piste intéressante à explorer dans la suite de ce projet.

Remerciements

Au niveau académique, je tiens à remercier Benoît pour ses conseils avisés, ses explications claires, son guidage sans pour autant imposer de restrictions, sa disponibilité, ses petites histoires et sa bonne humeur. Merci à Charlotte, Robin et Hervé pour leur aide afin de réaliser les expériences et m’y retrouver dans le laboratoire du TIPS. Charlotte, je te remercie également pour tes nombreuses explications sur ton travail et sur la vie en Bolivie. Sans toi, ce mémoire n’aurait pas pu aller aussi loin. Merci Javier de m’avoir aidée à manipuler COMSOL. J’aurais eu bien difficile à mettre en place la simulation sans ton aide et tes conseils avisés. Merci à Artem Napov pour ses remarques sur la simulation et son intérêt pour mon travail. Merci Florence et Quentin d’avoir rendu les séances de tamisage moins longues grâce à votre présence.

Merci à Sara et Enrique de m’avoir accueillie chez eux pendant mon séjour à Camiri. Merci d’avoir partagé votre quotidien avec moi à travers des paroles, des gestes et souvent des rires. Je garde en tête nos *tea time* quotidiens. Je remercie également chaleureusement la COOPAGAL qui a accepté de m’accueillir. J’adresse un merci particulier à Edil qui m’a aidée à recueillir les carottes de sable et qui a veillé à ce que je ne me noie pas en faisant cela. Merci à José, Pedro, Oscar et Francisco pour leur temps et les moments passés ensemble à Choretty. Je salue également les poules et les poussins qui se baladaient régulièrement sur le chemin des galeries.

Au niveau personnel, je tiens à remercier Loïc qui m’a fait découvrir le monde de la coopération au développement et m’a poussée à réaliser ce mémoire, même si le sujet m’effrayait un peu. Merci de toujours me pousser plus loin et de croire tant en mes capacités. Merci aussi pour

le soutien fourni lors de mon séjour en Bolivie. Merci Marie pour tes re-lectures et ta gentillesse. Je remercie également Quentin qui m'a soutenue tout le long de la rédaction de ce mémoire, qui m'a conseillée lors de la réalisation du programme Python. Merci d'avoir rendu les week-ends d'écriture plus légers que ce qu'ils n'étaient.

Finalement, je remercie mes parents qui ont financé cinq années d'études pour que je puisse réaliser ces études d'ingénieur civil en informatique et vivre à Bruxelles. Merci de croire en moi depuis le début.

Table des matières

Table des matières	iii
Table des figures	ix
Liste des tableaux	xii
Acronymes	xiv
1 Introduction	1
1.1 L'eau	1
1.1.1 L'eau potable dans le monde	2
1.1.2 Besoins en eau potable	3
1.1.3 Problèmes actuels	4
1.1.4 Problèmes futurs	6
1.1.5 Objectifs mondiaux	7
1.2 Systèmes d'obtention d'eau potable	8
1.2.1 Les ressources en eau	8
1.2.2 Les opérations de traitement	10
1.3 Connaissances sur les systèmes de filtration sous lit de rivière . . .	13
1.3.1 La qualité de l'eau	13
1.3.2 La productivité	14
1.4 Organisation du mémoire	16
1.4.1 Objectifs	16
1.4.2 Méthodologie employée	17

TABLE DES MATIÈRES

2	Modélisation	19
2.1	Représentation du système	19
2.1.1	Comparaison des représentations	20
2.2	Hypothèses réalisées	22
2.3	Équations	23
2.3.1	Équation générale	23
2.3.2	Conditions aux interfaces entre couches	24
2.3.3	Conditions aux limites	25
2.4	Paramètres du système	26
2.5	Étude du système	27
2.5.1	Coefficients permettant de caractériser la productivité d'un système de RBeF	27
2.5.2	Calcul sur base d'une simulation numérique	30
2.5.3	Calcul sur base de données expérimentales	32
3	Simulation numérique	35
3.1	Méthode numérique	35
3.1.1	Méthode des différences finies	36
3.1.2	Méthode des éléments finis	37
3.1.3	Méthode des volumes finis	38
3.2	Logiciel	38
3.2.1	ANSYS Fluent	39
3.2.2	COMSOL Multiphysics	39
3.2.3	Abaqus	39
3.2.4	Choix du logiciel et de la méthode	39
3.3	Paramètres de la simulation	40
3.3.1	Discrétisation	40
3.3.2	Solveur	43
3.3.3	Méthode et terminaison	44
3.4	Choix des paramètres de la simulation	44
3.4.1	Critère de sélection des paramètres de la simulation	44
3.4.2	Étude du maillage	45
3.4.3	Étude de l'ordre des fonctions de Lagrange	49

TABLE DES MATIÈRES

3.4.4	Choix réalisés	51
3.5	Pré-validation par comparaison à de précédents résultats	51
3.5.1	Effet de l'épaisseur de la zone colmatée	52
3.5.2	Coefficient de productivité	52
4	Application de la simulation, le cas de Camiri	57
4.1	Contexte du cas de Camiri	57
4.1.1	La Bolivie	57
4.1.2	Camiri	59
4.1.3	Réseau de distribution des eaux de Camiri	60
4.1.4	Précédents travaux	62
4.2	Paramètres du système	63
4.2.1	Géométrie	63
4.2.2	Pression appliquée	66
4.2.3	Perméabilité	66
4.2.4	Largeur active du domaine	77
4.2.5	Paramètres utilisés	78
4.3	Application aux galeries de Camiri	80
4.3.1	Valeurs des coefficients obtenus	80
4.3.2	Visualisations du champ de pression et des vitesses dans le système	81
4.3.3	Comparaison des coefficients de productivité théoriques	83
4.4	Vérification des hypothèses	84
4.4.1	Modélisation en couches	84
4.4.2	Isotropie des couches	84
4.4.3	Nombre de Reynolds	85
5	Coefficients de productivité expérimentaux de Camiri	87
5.1	Relevés	87
5.1.1	Obtention de la hauteur d'eau dans le puits	87
5.1.2	Matériel utilisé	89
5.1.3	Protocole d'utilisation	89
5.2	Pré-traitement des données relevées	90
5.2.1	Pression atmosphérique	90

TABLE DES MATIÈRES

5.2.2	Cycle analysable	91
5.2.3	Hauteur maximale et initiale	92
5.2.4	Découpage en cycle de production	92
5.3	Traitement des données	94
5.3.1	Première méthode : numériquement	94
5.3.2	Seconde méthode : grâce au temps caractéristique	95
5.4	Résultats obtenus	96
5.4.1	Comparaison avec les paramètres pratiques obtenus précédemment	97
5.4.2	Analyse des résultats	98
5.4.3	Comparaison des coefficients de productivité théorique et pratique	100
6	Conclusions et perspectives	101
6.1	Conclusions	101
6.2	Perspectives	102
6.2.1	Simulation	103
6.2.2	Analyses	103
6.2.3	Relevés	103
6.2.4	Méthodes de calcul des coefficients expérimentaux	104
A	Géométrie des systèmes de filtration sous lit de rivière de Camiri	105
A.1	Plan schématique	105
A.2	Dimensions relevées par Blavier	107
A.3	Comparaison des géométries utilisées	109
A.3.1	Comparaison trigonométrique	109
A.3.2	Nombre et formes des collecteurs	110
A.3.3	Section et diamètre des collecteurs	111
A.3.4	Surface au sol des puits	111
A.3.5	Débit des pompes	112

TABLE DES MATIÈRES

B	Données du travail effectué par Van Engeland	113
B.1	Paramètres utilisés par Van Engeland	113
B.2	Graphe montrant l'effet de la zone colmatée sur le coefficient de productivité β	113
C	Maillages pré-définis dans COMSOL	115
D	Graphes obtenus par analyse des données expérimentales	117
	Bibliographie	121

TABLE DES MATIÈRES

Table des figures

1.1	Consommation et production d'eau dans le monde	2
1.2	Stress hydrique par pays dans le monde en 2013	5
1.3	Représentation schématique de la filtration sur berge	11
1.4	Infiltration et filtration sur berge	11
1.5	Vue transversale d'un système de filtration sous lit de rivière . . .	12
1.6	Représentation schématique d'un système de filtration sous lit de rivière	13
2.1	Représentation faite dans ce mémoire d'un système de filtration sous lit de rivière	19
2.2	Représentation de Van Engeland et de Willemart d'un système de filtration sous lit de rivière	20
2.3	Représentation de Blavier d'un système de filtration sous lit de rivière	21
2.4	Représentation de Vekemans d'un système de filtration sous lit de rivière	21
2.5	Représentation des conditions aux limites du système de RBeF modélisé	25
2.6	Représentation de l'évolution du niveau de l'eau dans un puits d'un système de RBeF	29
3.1	Type de maillage réalisé dans la méthode des différences finies . .	36
3.2	Type de maillage réalisé dans les méthodes des éléments et des volumes finis	37

TABLE DES FIGURES

3.3	Localisation des nœuds d'une fonction d'interpolation quadratique sur une maille triangulaire	41
3.4	Les fonctions de base de l'approximation de Lagrange, d'ordre quadratique	42
3.5	Vitesses superficielles obtenues selon l'axe x avec des fonctions de Lagrange discontinue	43
3.6	Représentation de la surface utilisée pour vérifier la conservation du débit	45
3.7	Découpe de la zone de lit en cinq morceaux : 3 rectangles et 2 triangles	46
3.8	Différentes géométries considérées et leur maillage pour en produire un adapté à la géométrie	47
3.9	Erreur relative du débit et temps de simulation en fonction de la taille de maillage utilisée	48
3.10	Représentation de la surface sur laquelle la conservation du débit est respectée	48
3.11	Temps de simulation en fonction de l'erreur relative $\epsilon_{\text{rel, colm-coll}}$	50
3.12	Comparaison des profils de pression de la modélisation pour différentes hauteur de zone colmatée et échelle de couleur de la pression normalisée.	53
4.1	Carte de la Bolivie avec relief	58
4.2	Carte de la Bolivie : zoom sur la ville de Camiri	59
4.3	Carte de Chorety et disposition des galeries	61
4.4	Vue en coupe d'une galerie de RBeF et variables géométriques utilisées dans la modélisation	64
4.5	Exemples de carottes de sable récoltées à Camiri	67
4.6	Représentation des tailles de tamis utilisées pour l'analyse granulométrique des échantillons de sable	68
4.7	Échantillon de sable divisé par tamisage en 11 parties différentes en fonction de la taille des particules	69
4.8	Schéma du dispositif expérimental permettant de déterminer la porosité d'un milieu poreux	70

TABLE DES FIGURES

4.9	Schéma du dispositif expérimental permettant de déterminer la perméabilité d'un milieu poreux	72
4.10	Évolution au cours du temps du volume de liquide de viscosité connue récolté pour déterminer la perméabilité du milieu poreux .	75
4.11	Photo du profil vertical de sable sur les berges du Parapeti	76
4.12	Distribution massique des particules de sable se trouvent dans des carottes relevées à Camiri	78
4.13	Évolution du coefficient β de chaque galerie en fonction de la largeur active considérée	79
4.14	Représentation de la pression au sein du système sous forme de flèches proportionnelles à la valeur de celle-ci	82
4.15	Profils de pression du système de RBeF de la galerie 1 pour 2 largeurs actives	82
5.1	Représentation de la position du capteur de pression au sein du puits de la galerie	88
5.2	Cahier répertoriant les cycles de pompage de la galerie 7	90
5.3	Données relevées au sein du puits de la galerie 2 à Camiri	92
5.4	Découpage des données en cycles de production pour la galerie 2 .	93
5.5	Approximation linéaire des cycles pour la galerie 2	95
5.6	Représentation des valeurs prises par la hauteur d'eau en fonction de temps multiples du temps caractéristique	96
5.7	Données relevées au sein du puits de la galerie 6 à Camiri	99
5.8	Données relevées au sein du puits de la galerie 7 à Camiri	99
A.1	Vue en coupe d'une galerie de RBeF et variables géométriques associées	107
B.1	Graphe montrant l'évolution du coefficient β en fonction de l'épaisseur de la zone colmatée	114
D.1	Graphes de la galerie 1	117
D.2	Graphe de la galerie 5	119

Liste des tableaux

3.1	Comparaison des valeurs de coefficient de productivité intensif obtenues par simulation dans ce travail en utilisant les paramètres de Van Engeland et celles obtenues avec la simulation de Van Engeland	54
3.2	Comparaison des valeurs de coefficient de productivité intensif obtenues par simulation dans ce travail en utilisant les paramètres de Willemart et celles obtenues avec la simulation de Willemart . . .	55
4.1	Géométrie utilisée dans ce travail des 7 systèmes de filtration sous lit de rivière se trouvant à Camiri	65
4.2	Perméabilités théoriques obtenue pour deux carottes de sable et valeurs des paramètres déterminés pour obtenir cette perméabilité	74
4.3	Valeur et expression des paramètres de la simulation de ce travail	79
4.4	Valeur des coefficients de productivité du système obtenus avec la simulation et les paramètres déterminés dans ce travail	80
4.5	83
5.1	Paramètres utilisés dans les deux méthodes afin de calculer les coefficients de productivité sur base expérimentale	91
5.2	Coefficients k obtenus expérimentalement pour chacune des galeries avec les deux méthodes proposées	97
5.3	Récapitulatif des coefficients de productivité pratique obtenus pour chaque galerie au cours du temps	97
A.1	Géométrie des 7 systèmes de filtration sous lit de rivière se trouvant à Camiri	108

LISTE DES TABLEAUX

A.2	Comparaison de la largeur supérieure des graviers entre les valeurs données par Blavier et les valeurs calculées trigonomiquement sur base d'autres valeurs	109
A.3	Comparaison de la forme des collecteurs considérée dans des travaux précédents pour chaque galerie	110
A.4	Comparaison du nombre de collecteurs utilisé dans les simulations des travaux précédents pour chaque galerie	110
A.5	Comparaison du débit des pompes des puits relevé par Blavier et donné par la COOPAGAL	111
A.6	Comparaison du débit des pompes des puits relevé par Blavier et donné par la COOPAGAL	111
A.7	Comparaison de la surface au sol de chaque puits relevée par Blavier et donnée par la COOPAGAL	111
A.8	Comparaison du débit des pompes situé dans les puits, relevé par Blavier et donné par la COOPAGAL	112
B.1	Paramètres utilisés par Van Engeland dans sa simulation	113
C.1	Paramètres des différents maillages pour une physique de type "Dynamique des fluides" pré-encodées dans COMSOL	115

Acronymes

BRICS	Brésil - Russie - Inde - Chine - Afrique du Sud. 2, 6
COOPAGAL	Cooperativa de agua y alcantarillado. 60, 61, 63, 66, 90, 103, 104, 105, 111, 112
IDH	Indice de Développement Humain. 57
ODD	Objectifs de Développement Durable. 8
OMD	Objectifs du Millénaire pour le Développement. 7
OMS	Organisation mondiale de la Santé. 3
ONU	Organisation des Nations unies. 4, 6, 7
PVD	pays en voie de développement. 3
RBeF	Riverbed filtration. 10, 14, 15, 16, 17, 24, 27, 28, 30, 32, 39, 57, 62, 64, 80, 82, 100, 101, 103
RBF	Riverbank filtration. 10
ULB	Université libre de Bruxelles. 62
WBI	Wallonie-Bruxelles International. 62

Chapitre 1

Introduction

Obtenir de l'eau potable sans épuiser les réserves non renouvelables est un des défis du monde à l'heure actuelle. Dans cette introduction, la problématique de l'eau potable est abordée afin de comprendre où se situent principalement les besoins en eau potable et obtenir quelques informations sur comment ceux-ci risquent d'évoluer dans le monde entier. Plusieurs systèmes permettant d'obtenir de l'eau potable sont présentés, dont le système de filtration sous lit de rivière étudié dans ce travail. Un état de l'art des informations sur la productivité de tels systèmes est réalisé. Les objectifs du travail sont ensuite présentés avec la méthodologie appliquée pour les atteindre.

1.1 L'eau

La planète Terre est appelée planète bleue car elle est principalement constituée d'eau. Cependant, la majorité de cette eau n'est pas de l'eau douce, directement utilisable par l'homme. L'eau, bien qu'un besoin élémentaire de santé, n'est pas disponible universellement. Avec l'augmentation de la demande en eau et la diminution des ressources disponibles, la disponibilité en eau pourraient diminuer et poser des problèmes plus globaux dans le futur. Cette section explore pourquoi la thématique de l'eau est au centre des préoccupations de la plupart des pays et les objectifs pris au niveau mondial.

1. INTRODUCTION

1.1.1 L'eau potable dans le monde

L'eau couvre environ 70% de la planète. Cela représente près de 1.4 milliards de km³ d'eau. Cependant, cette eau est principalement salée : seuls 2.8% de l'eau sur Terre consiste en de l'eau douce. De plus, 60 à 70% de ces quelques pourcent se trouvent sous forme de glace et près de 30% se trouvent dans les sols. Seul un pourcentage minime – inférieur à 1% de l'eau douce – est de l'eau de surface, directement utilisable par l'homme [1].

Cette eau n'est toutefois pas répartie de manière équitable dans le monde. En effet, les pays pauvres en eau se situent principalement en Afrique, en Océanie ainsi qu'aux Proche et Moyen-Orients (Figure 1.1). Ces pays sont plus susceptibles de ne pas avoir accès à l'eau potable, les rendant dépendants (maintenant ou dans le futur) d'autres pays. Les îles sont elles aussi généralement dépendantes de l'importation d'eau [2]. Seuls 9 pays se partagent près de 60% des ressources en eau douce : les pays du BRICS (Brésil - Russie - Inde - Chine - Afrique du Sud), à l'exception de l'Afrique du Sud, ainsi que le Canada, l'Indonésie, les États-Unis, la Colombie et la République démocratique du Congo [3].

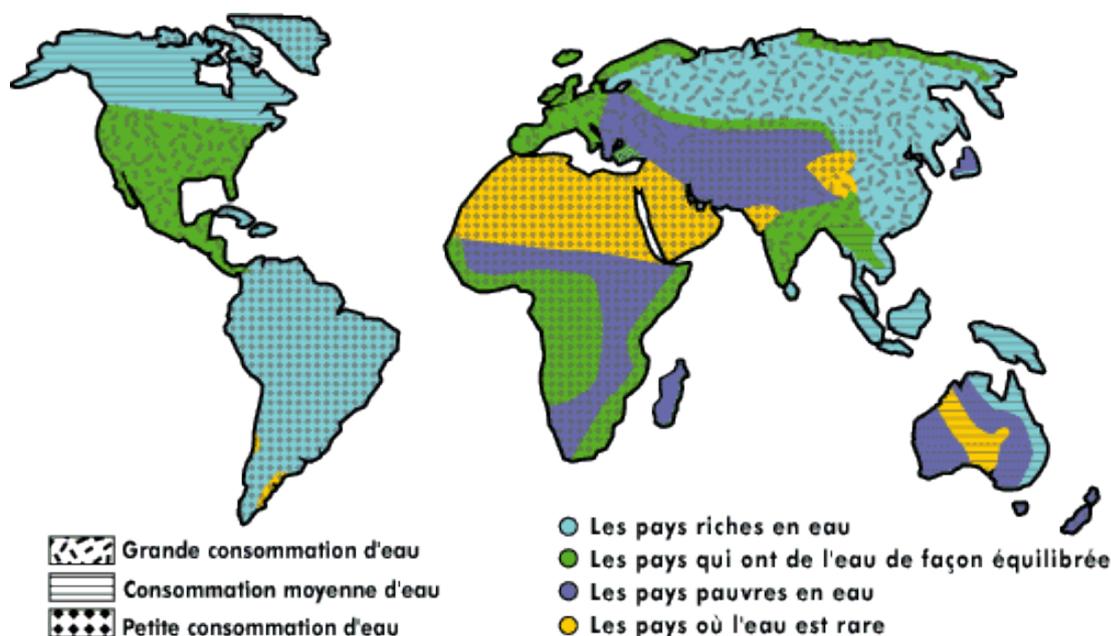


Figure 1.1 – Consommation et production d'eau dans le monde –
Source : Tuxboard

Toutefois, même les habitants de pays possédant de l'eau n'y ont pas toujours accès. Par exemple, la moitié de la population de la République démocratique du Congo n'a pas accès à l'eau alors qu'elle est citée parmi les 9 pays partageant la majorité des ressources en eau. On peut également penser aux pays en guerre et dont certaines zones du pays sont inaccessibles [4]. Certains pays ont des précipitations annuelles suffisantes pour subvenir à leurs besoins, mais ont toutefois du mal à gérer leurs ressources en eau certains mois de l'année à cause de variations saisonnières importantes [5].

Il faut également considérer le fait que l'eau douce n'est pas directement utilisable pour la consommation humaine. Des agents porteurs de maladies peuvent s'y trouver rendant nécessaire son assainissement, qui peut être cher et mauvais pour l'environnement. Dans ce contexte, il semble important d'utiliser et de développer des techniques d'assainissement et de traitement des eaux [1, 6].

1.1.2 Besoins en eau potable

L'eau est un bien nécessaire à l'humain. On recommande une consommation de 2 litres d'eau par jour [1, 7]. Cependant, l'humain utilise également l'eau pour d'autres nécessités. Ainsi, l'Organisation mondiale de la Santé (OMS) recommande un minimum de 20 litres d'eau par jour et par personne « pour répondre aux besoins fondamentaux d'hydratation et d'hygiène personnelle ». Pour vivre décemment, cette limite est estimée à 50 litres par jour, tandis que pour vivre confortablement, elle est établie à 100 litres par jour. Cette quantité minimale exprime le fait qu'un certain nombre de nettoyages de ses mains et d'aliments doivent être faits afin de limiter la prolifération de maladies hydriques telles que le choléra, la typhoïde ou la poliomyélite [1, 7]. La consommation actuelle comprend de grande disparité entre pays et régions. Ainsi, en Afrique sub-saharienne, de 10 à 20 litres d'eau sont utilisés par jour et par personne, tandis qu'en Amérique du Nord, plus de 250 litres sont utilisés quotidiennement par personne [5].

L'accès à l'eau potable n'est pas seulement important pour la santé de la population mais également pour son économie. En effet, près de 90% des besoins en eau le sont pour l'industrie et l'agriculture. Ceci est valable autant pour les

1. INTRODUCTION

pays en voie de développement (PVD) (principalement pour l'agriculture) que pour les pays développés (principalement pour l'industrie) [1].

Une gestion durable de la consommation d'eau permettrait également de mieux gérer sa production alimentaire et énergétique. Cela permettrait de préserver les écosystèmes et leur biodiversité. L'Organisation des Nations unies (ONU) insiste sur l'importance que des efforts soient faits dans la manière d'utiliser l'eau afin de gérer les ressources mondiales, dont certaines ne sont pas renouvelables [8].

1.1.3 Problèmes actuels

Bien que l'accès à l'eau se répande de plus en plus, les événements de stress hydriques sont également plus nombreux. Un pays subissant un stress hydrique épuise ses ressources en eaux souterraines renouvelables et utilise ses sources d'eau souterraines fossiles non renouvelables ou des sources d'eau non conventionnelles telles que l'eau dessalée, les eaux usées ou les eaux de drainage de l'agriculture. La pénurie d'eau n'épargne aucun continent (Figure 1.2) et affectait près de 40% de la population en 2015. On s'attend à ce que ce nombre augmente [1, 9].

Deux exemples récents sont à noter : la ville du Cap en Afrique du Sud et l'état de Californie aux États-Unis.

- La ville du Cap a reçu des précipitations inférieures à la moyenne ces 3 dernières années, résultant en un appauvrissement de sa nappe phréatique qui ne se renouvelle pas et en un assèchement des terres environnantes. Le développement de la ville a également favorisé l'utilisation de la nappe à une vitesse qui ne lui permet pas de se renouveler. Début 2018, une date nommée le « jour zéro » – jour où l'alimentation en eau sera coupée dans tous les robinets des résidences, bureaux et commerces, à l'exception des hôpitaux – a été fixée au 12 avril 2018. Pour prévenir ceci, les citoyens ont été invités à réduire leur consommation d'eau à 87 litres dans un premier temps puis à 50 litres [10, 11].
- Aux États-Unis, la Californie a connu une sécheresse de 2012 à 2016, qui a poussé l'état à prendre des mesures importantes pour limiter son effet. Dans son communiqué de presse, le gouverneur indique que la sécheresse « a réduit la production agricole dans certaines régions, tué environ 100 millions

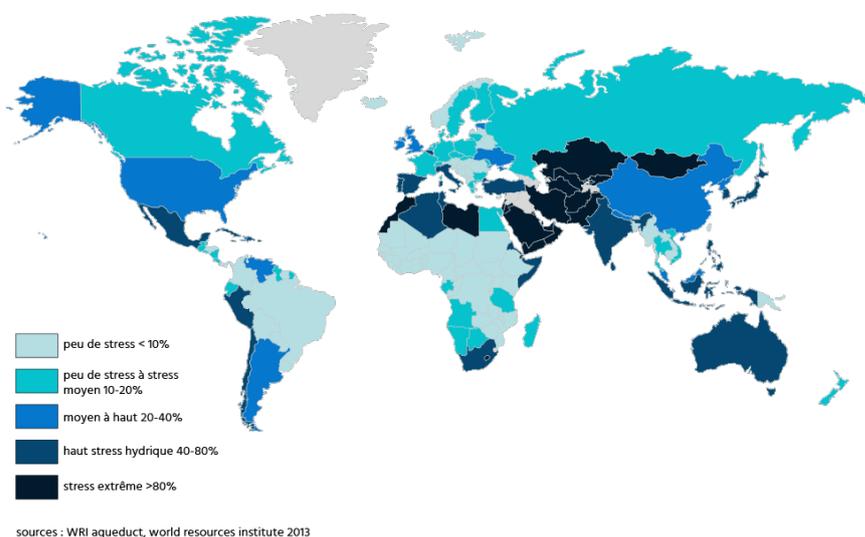


Figure 1.2 – Stress hydrique par pays dans le monde en 2013 - - Une partie importante du monde est en situation de stress hydrique. Les pays industrialisés sont particulièrement touchés, dû à leur consommation d'eau dans le secteur industriel. L'Asie et l'Afrique du Nord sont également sévèrement touchés. – Source : Mohamed El Baz

d'arbres, nuit à la faune et perturbe l'approvisionnement en eau potable de beaucoup de communautés rurales », avec des conséquences négatives qui vont durer « pendant des années » [12]. Des techniques de géo-ingénierie ont été utilisées pour mitiger les effets de cette sécheresse. Une de ces techniques consiste à créer de l'eau artificielle (par ensemencement des nuages – *cloud seeding*). Une des méthodes de *cloud seeding* consiste à injecter des pastilles d'iodure d'argent dans les nuages [13]. Cependant, ces molécules peuvent s'avérer dangereuses pour la santé et impacter la productivité des sols [14].

Ces deux exemples montrent l'importance de trouver des techniques de filtration d'eau productives, peu chères et n'ayant pas d'impact sur l'environnement.

Un autre problème lié à l'eau est un problème d'ordre sanitaire. Les maladies hydriques sont une des principales causes de décès dans le monde : chaque année, 2 millions de personnes meurent de maladies diarrhéiques liées à de mauvaises conditions d'hygiène. On parle également de 1000 enfants morts chaque jour [7, 8].

1. INTRODUCTION

Dans les pays où l'eau est disponible, il se peut toutefois qu'elle soit difficile d'accès. En effet, seules 24% des personnes ayant accès à de l'eau potable en 2015 bénéficient d'une distribution d'eau potable directement chez elles. Le temps nécessaire pour aller chercher de l'eau potable prive de nombreux enfants de la possibilité d'aller à l'école. De plus, des risques d'agression existent [4].

1.1.4 Problèmes futurs

Dans l'avenir, l'accès à l'eau risque de devenir plus problématique qu'à présent. Cela s'explique par le fait que la quantité d'eau utilisée par personne et par an augmente, alors que la quantité d'eau disponible diminue ou risque de diminuer.

Augmentation de la quantité d'eau nécessaire dans le futur

En 1960, l'humanité consommait environ 2 000 km³ d'eau par an, contre 4 000 km³ en 2000. La fourchette estimée de la consommation d'eau en 2080 varie de 7 000 à 10 000 km³ d'eau [15].

De nombreux facteurs influencent cette augmentation, dont notamment :

La démographie : L'augmentation démographique mondiale est exponentielle.

L'ONU estime que la population humaine atteindra 9.8 milliards en 2050 et 11.2 en 2100 [16].

Les modifications économiques : Une meilleure économie entraîne une hausse de l'urbanisation et peut changer les habitudes de consommation des populations, comme par exemple une hausse de la consommation de viande (dont la production demande quatre fois plus d'eau que la production de céréales) [1].

L'industrialisation : L'économie des pays développés se base principalement sur l'industrialisation et les puissances montantes (BRICS) industrialisent activement leur pays. Les activités manufacturières demandent de grandes quantités d'eau et peuvent polluer les points d'eau environnants [17].

Diminution de la quantité d'eau disponible actuellement

Certains facteurs poussent également à une diminution des quantités disponibles :

Guerres et conflits : Ceux-ci entraînent des limitations de certains accès, diminuant plus ou moins temporairement l'accès à l'eau. L'ONU estime que 300 rivières transfrontalières peuvent constituer un enjeu conflictuel, notamment aux Proche- et Moyen-Orient où des tensions sont déjà présentes. Le Nil est, par exemple, considéré comme fleuve à risques, entre l'Égypte, le Soudan et l'Éthiopie [5].

Changement climatique : Les modifications du climat peuvent provoquer des sécheresses, inondations, fontes de glaciers et montées du niveau hydrique résultant en une perte d'eau douce [8].

Stress hydriques : Les stress hydriques poussent à l'utilisation de sources qui sont considérées comme non renouvelables à l'échelle de l'humain. Ce sont, par exemple, des sources qui ont été créées dans d'autres ères [8].

D'autres problèmes tels que la pollution des océans et les rejets des eaux usagées sans assainissement risquent également de diminuer la quantité d'eau disponible pour la consommation humaine [8].

1.1.5 Objectifs mondiaux

Objectifs du millénaire pour le développement

Ce millénaire, l'ONU a introduit des objectifs pour le développement mondial. Une première série d'objectifs, nommés les Objectifs du Millénaire pour le Développement (OMD), ont été adoptés en 2000 avec une année de réalisation prévue pour 2015. Dans ces 8 objectifs, la cible 7.C concerne l'accès à l'eau potable :

« Réduire de moitié, d'ici à 2015, le pourcentage de la population qui n'a pas d'accès de façon durable à un approvisionnement en eau potable, ni à des services d'assainissement de base. »

L'objectif pour 2015 est que 88% de la population ait accès à de l'eau potable. Cet objectif est atteint dès 2011 et concerne 91% de la population mondiale en 2015,

1. INTRODUCTION

dépassant de 3% l'objectif fixé par l'ONU. Dans les régions en développement, l'accès est passé de 70 à 87%. Cependant, l'écart entre régions peut être grand. En effet, l'accès de façon durable à un approvisionnement en eau potable est de 56% en Océanie contre 94% en Amérique latine et aux Caraïbes en 2011 [9, 18].

Bien que ces chiffres soient encourageants, il est important de réaliser que cela signifie tout de même que plus de 600.000 personnes n'ont toujours pas accès à de l'eau potable.

De nombreux efforts peuvent encore être réalisés, notamment dans l'accès à l'eau courante dans son foyer et l'accès à des installations d'assainissement améliorées [9, 18].

Objectifs du Développement Durable

En 2016, une nouvelle série d'objectifs ont été adoptés pour l'horizon 2030 : les Objectifs de Développement Durable (ODD). Dans cette série de 17 objectifs, le sixième concerne l'eau propre et l'assainissement [7] :

« Garantir l'accès de tous à l'eau et à l'assainissement et assurer une gestion durable des ressources en eau. »

L'importance de cet objectif est soulevé par deux faits :

- D'ici à 2050, au moins une personne sur quatre est susceptible de vivre dans un pays affecté par des pénuries d'eau chroniques ou fréquentes [7] ;
- Le manque d'eau concerne plus de 40% de la population mondiale [8].

Au 10 avril 2018, dans l'Union Européenne, Eurostat indique que des « progrès significatifs envers les objectifs de développement durable » ont été réalisés pour le sixième objectif depuis leur lancement [19]. Peu de résultats ont été publiés à ce jour (avril 2018) en raison du lancement récent de ces objectifs.

1.2 Systèmes d'obtention d'eau potable

1.2.1 Les ressources en eau

Trois sources d'eau existent : l'eau de mer, l'eau de surface et l'eau souterraine. L'eau de surface consiste en l'eau des rivières ainsi que des lacs naturels et

artificiels. Ces sources d'eaux permettent un usage dans le réseau de distribution après avoir suivi un traitement adapté [3, 16].

L'eau souterraine

Une fois puisée, l'eau souterraine est le type d'eau qui demande généralement le moins d'étapes de traitement, ce dernier étant souvent limité à une désinfection. Pour des problèmes spécifiques tels que l'excès de fer ou de manganèse, d'autres traitements peuvent toutefois être requis.

L'utilisation de l'eau souterraine est la solution la plus souvent utilisée pour l'alimentation en eau potable [3].

L'eau de surface

L'eau de surface a une qualité dépendante du type d'eau de surface et des activités humaines aux alentours. Elle est plus susceptible d'avoir été polluée que les eaux souterraines. En cas d'écoulement, la qualité de l'eau est meilleure en amont et diminue vers l'aval [3].

L'eau de mer

L'utilisation de l'eau de mer nécessite son dessalement. Ce processus est énergivore, ce qui en fait une solution coûteuse. Seuls les pays disposant de ressources économiques suffisantes et subissant un stress hydrique utilisent actuellement cette technique [3]. De plus, elle requiert un accès à une mer ou un océan, ce qui n'est pas toujours le cas, limitant son utilisation à certains pays. On remarque par ailleurs que les pays pauvres en eau (voir Figure 1.1) ont généralement peu d'espaces côtiers.

Le dessalement de l'eau de mer peut, par exemple, se faire par distillation ou par des procédés à membranes. En plus du coût associé, les procédés de dessalement tendent également à poser des problèmes environnementaux dû au rejet de saumure et à l'utilisation d'énergie [3].

1. INTRODUCTION

1.2.2 Les opérations de traitement

Les principales catégories d'opérations du traitement des eaux sont la filtration sur membrane, la filtration biologique, l'ozonation, la filtration lente sur sable ainsi que la filtration rapide. De nombreuses techniques de traitement des eaux en découlent, telles que la filtration sur membrane, la filtration sur charbon actif, l'oxydation avancée, l'osmose inverse, l'adsorption, la distillation, etc. [3] Toutefois, ces techniques de traitements des eaux peuvent être chères en énergie, ressources, maintenance et rejeter beaucoup de gaz à effets de serre et de produits chimiques [6].

Une technique plus ancienne et plus simple, faisant partie de la catégorie des filtrations lentes sur sable, est réutilisée de nos jours : la filtration sur berge, également appelée *Riverbank filtration* (RBF) en anglais [3, 20]. Une technique similaire est, de nos jours, également exploitée : la filtration sous lit de rivière (*Riverbed filtration* (RBeF)). Ces deux techniques utilisent une rivière existante et ses berges ou lit pour filtrer l'eau de manière naturelle. Elles sont environnementalement et économiquement intéressantes [3].

Filtration sur berge

La filtration sur berge (RBF) exploite un phénomène naturel dans lequel les eaux de rivière percolent vers les nappes phréatiques à travers les berges de la rivière. Les eaux sont récoltées par des puits creusés dans la berge, éventuellement à l'aide de collecteurs horizontaux (voir Figure 1.3). Selon sa qualité, l'eau récoltée subit ensuite d'autres traitements. Toutefois, de nombreux pathogènes et matériaux organiques sont retirés naturellement grâce à la filtration de la berge [21, 22].

Dans certains cas, la filtration sur berge est remplacée ou couplée à de l'infiltration (Figure 1.4). La seule différence entre les deux techniques est que, dans le cas de l'infiltration, l'eau provient d'un réservoir et plus directement de la rivière. Elle peut également avoir été pré-traitée. Une des raisons de préférer l'infiltration est, par exemple, les conditions géologiques qui ne permettraient pas de creuser un puits à proximité de la rivière [21].

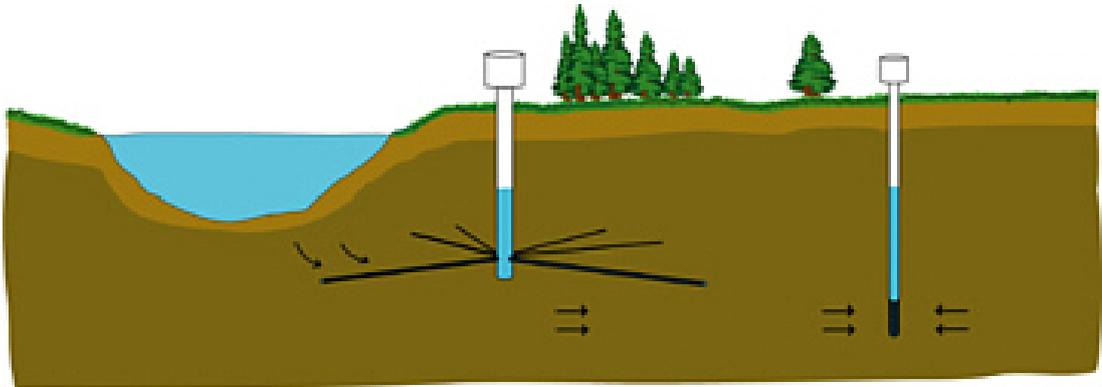


Figure 1.3 – Deux types de filtration sur berge existent : une horizontale et une verticale. Toutes deux permettent de récolter, dans un puits, l'eau de la rivière passant à travers la berge de celle-ci. – Source : [22]

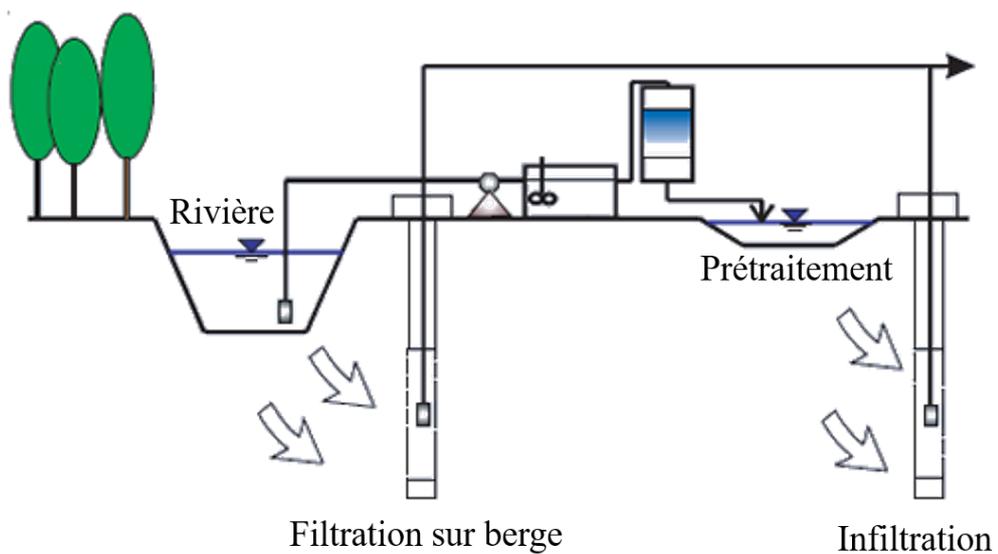


Figure 1.4 – Comparaison entre la filtration sur berge et l'infiltration : la première puise son eau directement de la rivière, alors que dans la seconde, l'eau est pré-traitée et stockée dans un bassin. – Source : [21]

Filtration sous lit de rivière

La filtration sous lit de rivière (RBeF) est proche de la RBF : elle utilise également le processus naturel d'infiltration de l'eau pour obtenir une eau de

1. INTRODUCTION

meilleure qualité. Dans cette variante, l'eau traverse le lit de la rivière et est récoltée par un collecteur en-dessous de celui-ci (voir Figure 1.5). L'eau arrive dans un puits où elle peut ensuite être pompée vers une centrale de traitement.

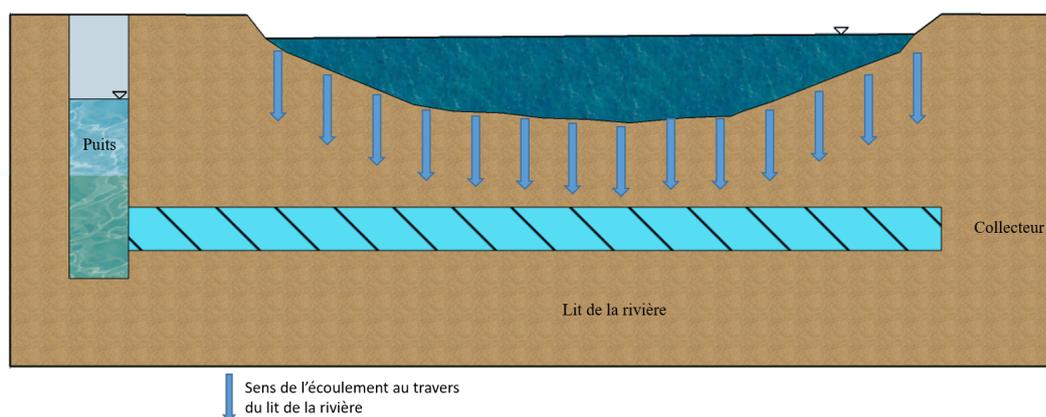


Figure 1.5 – Vue transversale d'un système de filtration sous lit de rivière.

– Source : [20]

Le système se compose de plusieurs couches (voir Figure 1.6) : le ou les collecteur(s), les graviers, le lit de la rivière et la rivière. Les graviers sont ajoutés manuellement par l'homme au-dessus du collecteur, perpendiculairement au sens de l'écoulement de la rivière. Le lit de la rivière recouvre le tout. Les particules constitutives du lit de la rivière étant plus petites que les interstices des graviers, ceux-ci vont progressivement se colmater, changeant la perméabilité du système au cours du temps, jusqu'à atteindre une perméabilité relativement constante.

Implémentations

Les systèmes de filtration sur berge sont utilisés depuis plusieurs décennies en Europe et aux États-Unis [23]. Depuis le début de ce millénaire, d'autres pays en voie de développement l'implémentent également. Ils ont notamment été implémentés en Inde [23, 24, 25], sur le Rhin en Allemagne [3, 21, 26], aux Pays-Bas [3, 27] ainsi que sur l'Ohio river à Louisville au Kentucky (USA) [28].

À notre connaissance, un système de filtration sous lit de rivière n'a été documenté que sur la rivière Parapeti à Camiri (Bolivie) [20, 29, 30, 31, 32, 33,

1.3 Connaissances sur les systèmes de filtration sous lit de rivière

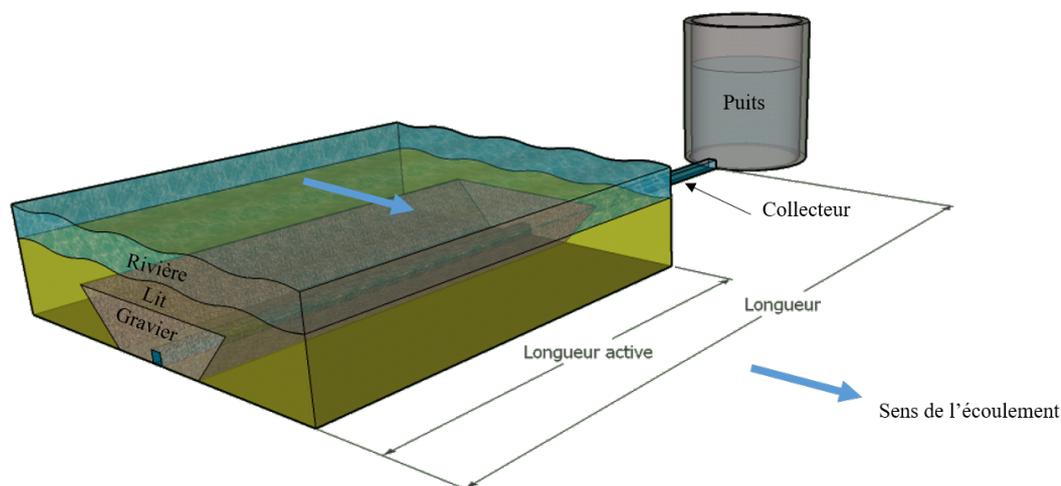


Figure 1.6 – Représentation schématique d'un système de filtration sous lit de rivière. – Source : [20]

34, 35, 36, 37, 38, 39] et sur les rivières Montmorency et Sainte-Anne à Québec (Canada) [40, 41, 42, 43, 44].

1.3 Connaissances sur les systèmes de filtration sous lit de rivière

Les systèmes de filtration sous lit de rivière sont étudiés selon deux aspects : la qualité de l'eau qu'ils produisent et la productivité des systèmes. Ce mémoire se focalise sur la productivité de l'eau. Les facteurs jouant sur celles-ci sont introduits et les informations à leur sujet explicitées.

1.3.1 La qualité de l'eau

Au sein d'un système de filtration sous lit de rivière, des processus physiques, chimiques et biologiques permettent d'augmenter la qualité de l'eau, notamment en réduisant la quantité de matières suspendues, organiques et microbiennes ainsi que la turbidité. La couleur de l'eau est également améliorée. Cependant, cette efficacité de réduction n'est pas constante et peut être difficile à prévoir.

1. INTRODUCTION

Pour plus d'informations sur la qualité de l'eau, le lecteur peut se référer aux travaux précédents sur ce sujet : [34, 35, 39].

1.3.2 La productivité

Dans les 3 à 5 premières années suivant la mise en place d'un système de filtration sous lit de rivière, la productivité diminue de 25 à 50% et est ensuite relativement constante. C'est le temps qu'il faut pour que le colmatage du système soit stationnaire [20].

Trois paramètres ont été identifiés comme jouant sur la productivité :

- La perméabilité en tout point du système, influencée par la nature des particules dans la galeries, l'infiltration de ces particules et la température ;
- La différence de pression motrice aux bornes de la galerie, influencée par le débit de pompage au sein du puits et l'hydrologie du cours d'eau ;
- La géométrie du système, dont les paramètres du système, les dunes et la déformation du fond de la rivière.

La littérature donne une série d'informations sur ces paramètres. Elles sont relevées ci-dessous.

Perméabilité d'un mélange de particules solides

La perméabilité d'un mélange de particules solides diminue fortement si le mélange de particules contient plus de 10% de particules fines [45]. Cela peut entraîner un colmatage, c'est-à-dire une forte diminution de la perméabilité et par conséquent, du débit de percolation au travers du milieu poreux [20].

La perméabilité d'un milieu poreux constitué de particules de même taille est proportionnelle à la taille des particules au carré [46]. Il est difficile d'évaluer la perméabilité d'un milieu poreux théoriquement, bien que des modèles existent (modèle de Kozény-Carman, équation d'Ergun). Cependant, ces modèles ne donnent des résultats corrects que pour des sphères de même taille [46]. Cette hypothèse n'est pas réaliste dans le cas d'un système de RBeF et rend ces modèles théoriques difficiles à exploiter. Toutefois, d'autres méthodes existent, telle que la méthode numérique développée par Vidal [47]. Il est aussi possible d'estimer

1.3 Connaissances sur les systèmes de filtration sous lit de rivière

la perméabilité d'un mélange de particules solides de manière expérimentale, ce qui devrait donner de meilleurs résultats.

Il est à noter que la perméabilité d'une zone au sein d'un RBeF n'est pas constante dans le temps. En effet, il y a des fluctuations entre saisons et lors des premières années du système. Les modifications sont relativement lentes : il faut un certain temps avant d'arriver à une perméabilité constante [20]. Celui-ci n'est pas connu de manière précise mais est estimé à 3 à 6 ans.

Infiltration des particules dans chaque couche et composition des couches

Dans un système de RBeF, les fines particules présentes dans l'eau de la rivière s'infiltrent dans la couche supérieure du lit de la rivière, diminuant ainsi sa porosité. Vekemans [33] a montré que deux zones pouvaient être colmatées : la zone de gravier et la zone située juste en dessous de la zone renouvelée. L'infiltration n'est pas la seule cause de colmatage : les micro-organismes et processus biologiques et biochimiques peuvent également jouer un rôle [6].

L'infiltration des particules se déroule de manière saisonnière. Lors de faibles pluies, une sédimentation et un dépôt de fines particules se produit alors que l'infiltration peut s'inverser lors de débits importants [20].

Avoir une variation dans la taille des grains entre couches peut apporter des avantages car des grains mixtes montrent une grande conductivité hydraulique et offrent une meilleure infiltration naturelle [6].

Fond de la rivière

La résistance d'un fluide à l'écoulement dans un système de RBeF dépend de la forme des aspérités du lit de la rivière [20]. La forme du fond de la rivière est influencée par la force de traînée exercée par le lit sur l'écoulement du fluide et les mouvements sédimentaires induits par l'écoulement sur les sédiments [45]. Ce processus est dynamique et influencé par beaucoup de facteurs : la taille des particules constitutives, la pente du cours d'eau, la vitesse du fluide, la profondeur, la taille des sédiments et la vitesse de chute des particules.

Il est difficile de prendre en compte la géométrie du fond de la rivière dans un modèle décrivant l'écoulement dans un système de RBeF car elle est instable

1. INTRODUCTION

et aléatoire. Cependant, il est important d'étudier le phénomène car la vitesse de percolation au niveau des crêtes est plus élevée qu'au niveau des dunes [20]. Toutefois, Willemart [38] a montré que, dans un système de RBeF, la longueur d'onde et l'amplitude des dunes n'ont pas d'influence sous certaines conditions. Pour cela, il faut que l'amplitude des dunes soit plus petite ou égale à :

- 0,013 fois la hauteur de la galerie ;
- 0,02 fois la largeur du collecteur ;
- 0,0005 fois la largeur de la galerie ;
- 0,013 fois la hauteur de la zone de lit ;
- ou 0,005 fois la longueur d'onde des dunes.

1.4 Organisation du mémoire

1.4.1 Objectifs

Ce mémoire s'inscrit dans la continuité de précédents travaux sur le sujet. L'objectif général de ces travaux est d'établir une méthode permettant la conception de systèmes de filtration économiques et durables basés sur la filtration sous lit de rivière.

Afin de mieux comprendre ce système, il est souhaité obtenir une modélisation et une simulation du système permettant de rendre compte de la productivité du système et de son influence sur la qualité de l'eau avant sa construction. Les paramètres de ces systèmes pourraient alors être optimisés sur base des résultats de simulation et ajustés à la demande en eau d'une région ou d'une ville.

L'objectif de ce mémoire est de créer une méthode de prédiction de la productivité d'un système de RBeF plus précise que celles existantes.

Des objectifs spécifiques sont alors fixés pour atteindre cet objectif général :

1. Simuler le système sous le logiciel COMSOL

Le système est modélisé. Une représentation du système est choisie et des équations permettant de décrire l'écoulement du fluide au sein de celui-ci sont posées. Celles-ci sont dépendantes d'un certain nombre d'hypothèses

qui sont énoncées. Des coefficients permettant de mesurer la productivité sont définis.

La simulation est ensuite réalisée au sein du logiciel COMSOL et les paramètres de cette simulation sont choisis.

2. Appliquer la simulation à des systèmes de filtration existants

La simulation est utilisée pour prédire la productivité de sept systèmes de RBeF situés à Camiri en Bolivie. Des échantillons de sable sont relevés afin de déterminer expérimentalement la perméabilité des milieux poreux situés au-dessus de la galerie.

3. Calculer les valeurs réelles des coefficients permettant de mesurer la productivité des systèmes simulés

Des données récoltées sur place sont traitées afin de mesurer la productivité des systèmes simulés. Un programme informatique permet le traitement automatique de ces données.

1.4.2 Méthodologie employée

Ce premier chapitre pose les bases du travail : il explique l'intérêt, la technologie étudiée ainsi que les objectifs. Il est suivi par un chapitre constitué d'un exposé des représentations du système faites précédemment ainsi qu'une nouvelle représentation sur base de celles-ci. Ensuite, les équations mises en jeu sont rappelées et les hypothèses prises pour sélectionner ces équations ainsi que les paramètres influençant la modélisation sont énoncés.

La modélisation proposée est simulée dans les chapitres 3 et 4. Le chapitre 3 explique les choix faits au sujet des paramètres la simulation et pré-valide la simulation et la modélisation en comparant les résultats à ceux obtenus dans d'autres travaux. Le chapitre 4 utilise la simulation pour obtenir des coefficients de productivité théorique. Pour cela, la perméabilité des différentes sous-couches d'un système de RBeF situé à Camiri en Bolivie est calculée de manière théorique et pratique. Des analyses granulométriques sont également réalisées dans ce cadre-là. Au chapitre 5, les coefficients de productivité pratique sont calculés grâce à l'analyse de données récoltées sur place. Une méthode systématique pour calculer ces coefficients est proposée.

1. INTRODUCTION

Le dernier chapitre présente les conclusions à retirer de ce travail ainsi que les pistes à prendre pour la suite du travail sur la productivité des systèmes.

Chapitre 2

Modélisation

Afin de représenter le système, un modèle volontairement idéalisé est proposé. Ceci permet de poser des équations sur une géométrie simplifiée afin d'en faire une étude numérique par la suite.

2.1 Représentation du système

Le système est représenté en trois couches. La plus profonde est la couche de gravier (en gris sur la Figure 2.1) ajoutée lors de la construction. La deuxième est une couche composée des particules constitutives du lit (en jaune). Sur la partie supérieure, se trouve une couche de particules constitutives du lit, colmatée par de plus fines particules se trouvant dans l'eau (en rouge).

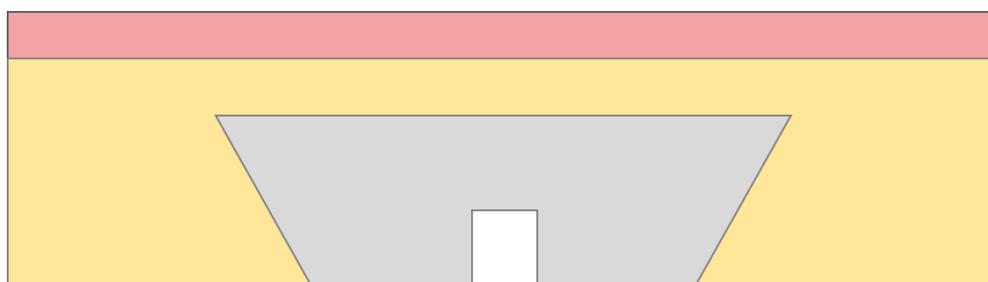


Figure 2.1 – Représentation du système proposée dans ce mémoire. Le système est composé de plusieurs couches : les graviers (gris), les particules constitutives du lit (jaune) et la couche colmatée (rouge)

2. MODÉLISATION

2.1.1 Comparaison des représentations

Van Engeland [20] représente le système en quatre couches. La couche supérieure est séparée en deux couches : une couche colmatée et une couche de particules renouvelées par le courant de la rivière, modélisée par des dunes (voir Figure 2.2).

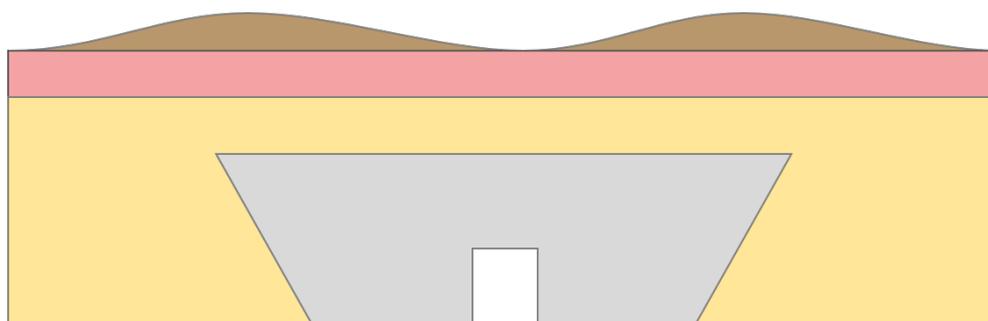


Figure 2.2 – Représentation du système faite par Van Engeland [20] et par Willemart [38] : les graviers (gris), les particules constitutives du lit (jaune), la couche colmatée (rouge) et la couche renouvelée (brun)

Le choix de ne pas considérer, dans ce travail, les dunes dans la représentation du modèle s'explique par deux raisons :

- les dunes n'ont pas de rôle déterminant dans le calcul du coefficient de productivité [20] ;
- il est difficile de différencier la zone renouvelée (les dunes) de la zone colmatée. Il est donc également difficile d'obtenir une valeur de perméabilité pour chacune de ces couches, paramètres nécessaires pour simuler le système.

Blavier [32], quant à elle, utilise également une représentation en trois couches : une couche de gravier, couverte d'une couche de particules de tailles fine et intermédiaire, elle-même couverte d'une couche de particules de taille intermédiaire (voir Figure 2.3). Cette représentation, bien qu'en trois couches, n'est pas similaire à celle utilisée. En effet, cela correspondrait à une couche de gravier (en gris), une couche colmatée (en rouge) et une couche renouvelée (en brun). Toutefois, cela revient à dire que la zone colmatée recouvre tout l'espace entre la zone contenant des graviers et les dunes. Cette hypothèse n'est pas exclue lorsque le système atteint sa productivité finale. Cependant, il n'a pas été prouvé que le

2.1 Représentation du système

colmatage se produira sur toute la partie se trouvant au-dessus des graviers, justifiant le choix de la représentation choisie dans ce mémoire. Par ailleurs, Blavier ne précise pas le type de milieu se trouvant sur les côtés de la zone contenant des graviers (en blanc sur la Figure 2.3), l'étude ayant été faite en une dimension.

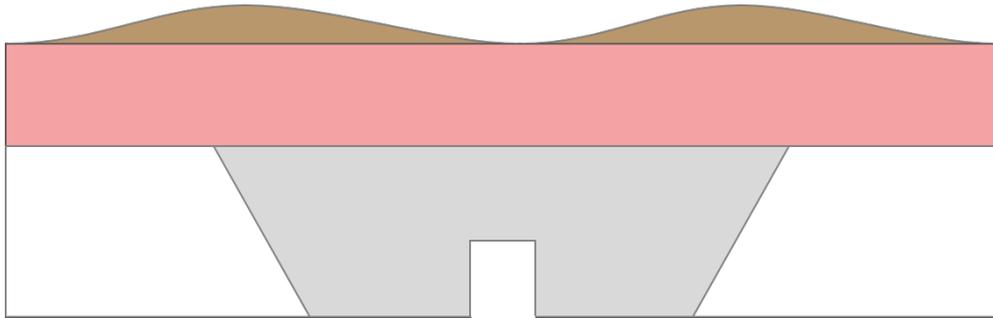


Figure 2.3 – Représentation du système faite par Blavier [32] : les graviers (gris), la couche colmatée (rouge) et la couche renouvelée (brun). Les parties blanches n'ont pas été modélisées.

Vekemans utilise une autre représentation : dans son cas, les particules constitutives du lit sont, ce qu'elle appelle, la zone non renouvelée (en opposition à la zone renouvelée) qu'elle estime colmatée. Il n'y a pas de couche rouge et de couche jaune mais un mélange de ces deux couches. Cette représentation va encore un pas plus loin par rapport à celle de Blavier et suggère un colmatage total du lit de la rivière, en opposition à la seule zone non colmatée – la zone renouvelée – se trouvant au contact de l'eau de la rivière.

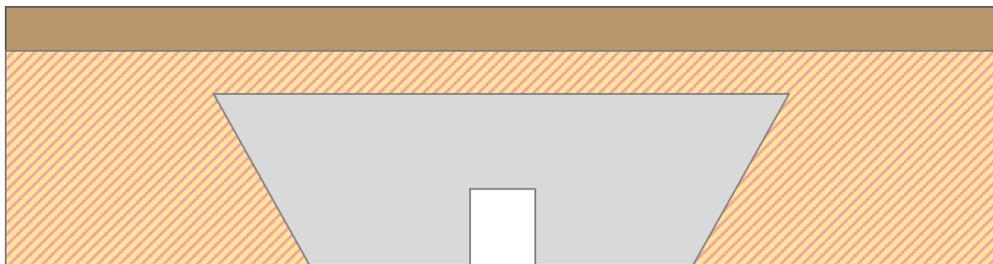


Figure 2.4 – Représentation du système faite par Vekemans [33] : les graviers (gris), la zone non renouvelée (jaune et rouge) et la couche renouvelée (brun)

2.2 Hypothèses réalisées

Pour permettre de poser un jeu d'équations, un certain nombre d'hypothèses sont prises. Celles-ci sont explicitées et discutées ci-dessous afin de comprendre les possibilités et les limites de la modélisation proposée.

1. L'étude est bidimensionnelle. Willemart [38] a prouvé qu'une étude unidimensionnelle comme celle réalisée par Blavier [32] n'est pas suffisante. Par ailleurs, l'étude tridimensionnelle n'est pas nécessaire vu la symétrie du système ainsi que sa longueur transverse à l'écoulement dans la rivière, rendant les effets de bords négligeables.
2. Les couches sont isotropes et les milieux poreux homogènes : les paramètres des particules constitutives de ces couches sont les mêmes en tout point de la couche, autant au bord du lit qu'en son centre. Ceci implique que l'épaisseur de la zone colmatée est identique sur toute la largeur du domaine considéré. Pour qu'un système soit anisotrope, il faut qu'il y ait de l'ordre. Ceci peut se créer lors de l'écoulement d'un fluide au sein d'un milieu poreux. En effet, celui-ci peut ordonner les particules au sein de ce milieu lors de son passage. Il est important de réaliser que la séparation en couches est elle-même une manière de représenter de l'anisotropie : la zone colmatée est une zone différente de la zone de lit résultant de l'écoulement du fluide au sein du système. Si l'on souhaitait prendre plus en compte l'anisotropie du système que par la séparation en couche, on pourrait être mené à augmenter le nombre de couches, à diviser des couches de manière verticale en plus des découpes horizontales faites dans ce travail ou encore à définir des matrices de perméabilité pour l'ensemble du milieu au-dessus de la galerie.
3. Le nombre de Reynolds de l'écoulement est inférieur à 1 en tout point du système. Cela signifie que les effets visqueux dans l'écoulement sont plus importants que les effets inertiels. Ceci peut être vérifié sur base des données récoltées et a déjà été confirmé dans de précédents travaux [20, 37, 38]. Cette hypothèse permet de modéliser l'écoulement par la loi de Darcy [46].
4. Le système est considéré comme étant quasi-stationnaire. Le système peut évoluer sous trois conditions : le colmatage des couches, une modification

de la morphologie du fond de la rivière ainsi qu'une modification des forces motrices (hauteur d'eau de la rivière, pompe). Or, l'évolution du système se traduit par un changement de son champ de pression, qui se propage à la vitesse du son. Ce temps caractéristique est très court en comparaison au temps de colmatage et de changement de morphologie, ce qui justifie de considérer le système comme quasi-stationnaire. Cela se traduit par une absence de dérivée par rapport au temps dans les équations.

5. La pression à la limite supérieure du modèle est constante et égale à la pression due à la différence de hauteur entre la rivière et le puits.
6. Il est suffisant de modéliser le système pour une différence de pression ΔP donné, comme si l'on faisait un instantané du système. En effet, une fois l'équation résolue, il suffit d'utiliser la linéarité du modèle pour obtenir les résultats pour tout ΔP . Une valeur réaliste sera toutefois choisie pour obtenir des vitesses ayant un sens physique.
7. L'influence de la longueur d'onde et de l'amplitude des dunes sur la productivité est considérée comme non significative. Dans le cas étudié, Willemart [38] a montré que les dunes sont plus petites d'au moins 7,5 fois la condition énoncée à la section 1.3.2.

2.3 Équations

2.3.1 Équation générale

L'écoulement au sein d'un milieu poreux est gouverné par la loi de Darcy :

$$\vec{v} = -\frac{K}{\eta} \vec{\nabla} P \quad (2.1)$$

Où	\vec{v}	est la vitesse superficielle du liquide	(m/s),
	K	est la perméabilité du milieu poreux	(m ²),
	η	est la viscosité dynamique du liquide	(Pa.s),
	$\vec{\nabla} P$	est le gradient de pression motrice	(Pa/m).

2. MODÉLISATION

De plus, le système ne comporte ni source, ni puits. Le flux entrant une surface fermée est égal au flux sortant de cette surface. En appliquant le théorème d'Ostrogradski au flux d'une surface fermée, la divergence de la vitesse superficielle \vec{v} du liquide est nulle :

$$\vec{\nabla} \cdot \vec{v} = 0 \quad (2.2)$$

Ces deux équations permettent d'obtenir une équation générale décrivant l'écoulement du liquide dans le milieu poreux. En intégrant l'Équation 2.1 dans l'Équation 2.2 :

$$\vec{\nabla} \cdot \left(\frac{K}{\eta} \vec{\nabla} P \right) = 0 \quad (2.3)$$

La perméabilité et la viscosité dynamique étant non-nulles et constantes au sein d'une couche d'un système de RBeF, on obtient l'équation générale suivante :

$$\Delta P = 0 \quad (2.4)$$

Cette équation ne permet pas de décrire tout l'écoulement au sein d'un système de RBeF car la perméabilité et la viscosité n'y sont pas constantes. En effet, celles-ci sont différentes pour chaque couche du système et nécessitent de poser des conditions aux interfaces entre couches.

2.3.2 Conditions aux interfaces entre couches

Les différentes couches ont des coefficients de perméabilité K différents. Il y a donc un saut de gradient de pression aux interfaces entre couches. A l'interface entre deux couches, la conservation du flux de matière permet d'écrire :

$$\vec{v}_1 \cdot \vec{n} = \vec{v}_2 \cdot \vec{n} \quad (2.5)$$

\Leftrightarrow

$$K_1 \cdot \frac{\partial P}{\partial n} \Big|_{\text{interface, couche 1}} = K_2 \cdot \frac{\partial P}{\partial n} \Big|_{\text{interface, couche 2}} \quad (2.6)$$

Où \vec{n} est le vecteur normal à l'interface $(-)$,
 K_1 est le coefficient de perméabilité de la couche 1 (m^2) ,
 K_2 est le coefficient de perméabilité de la couche 2 (m^2) .

2.3.3 Conditions aux limites

La Figure 2.5 place la représentation proposée précédemment dans un repère orthonormé et explicite les conditions aux limites.

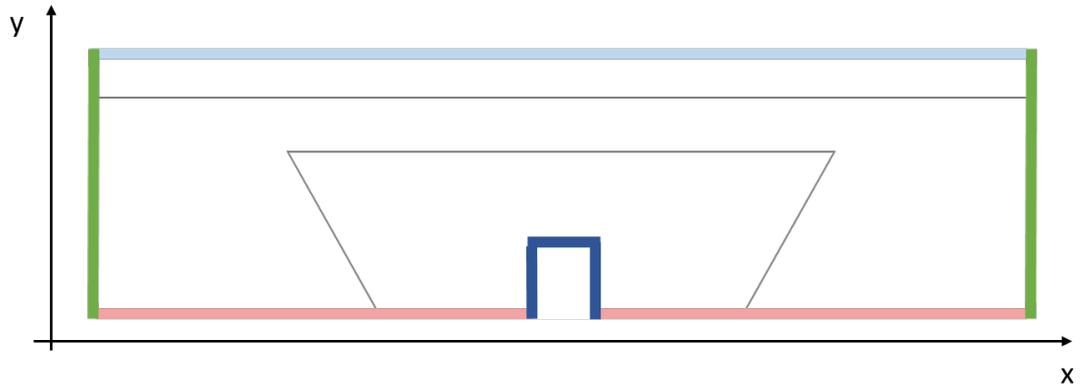


Figure 2.5 – Représentation du système et conditions aux limites

Une différence de pression entre le collecteur et la surface est établie grâce à une pompe. La pression au collecteur $P_{\text{collecteur}}$ (en bleu foncé) est choisie comme pression de référence nulle. En choisissant cette référence (arbitraire), la pression à la surface P_{surface} est positive. Celle-ci (en bleu clair) est égale à la différence de pression hydrostatique entre le sommet de la rivière et le niveau dans le puits, $\Delta P_{\text{hydrostatique}}$.

$$P_{\text{surface}} = \Delta P_{\text{hydrostatique}} \quad (2.7)$$

$$P_{\text{collecteur}} = 0 \quad (2.8)$$

La largeur du domaine (bords rose et bleu) est choisie telle que la galerie n'a aucune influence sur les galeries adjacentes. Cette largeur est nommée largeur active du domaine et symbolisée par l_a . Cette largeur est choisie de manière à

2. MODÉLISATION

considérer que tous les effets liés à la galerie sur la rivière sont compris dans le volume défini par la surface de la représentation du système multipliée par la longueur active du système, elle-même définie comme étant la longueur de la galerie sous laquelle l'écoulement se produit effectivement. Ce choix de largeur active implique qu'aucun flux ne passe à travers les bords verticaux (en vert) :

$$\frac{\partial P}{\partial x} = 0 \quad (2.9)$$

La condition sur la limite horizontale inférieure (en rose) est une condition de type mur : le collecteur est posé sur une roche considérée imperméable. Il n'y a pas d'écoulement :

$$v = 0 \quad \Leftrightarrow \quad \frac{\partial P}{\partial y} = 0 \quad (2.10)$$

2.4 Paramètres du système

Les paramètres du système sont sa géométrie, la pression appliquée à ses bornes et les coefficients de perméabilité des différentes couches.

La géométrie du système demande, entre autres, de connaître l'épaisseur des différentes couches. Ceci n'est pas évident, d'autant plus qu'elles peuvent changer au fur et à mesure du temps, en raison du colmatage progressif du système.

La largeur active du domaine, définie précédemment, doit également être calculée afin de prendre en compte tous les effets de la galerie sur la rivière. Ce paramètre pourra être obtenu par simulation numérique. Dans un premier temps, il n'est pas nécessaire de connaître la valeur de ce paramètre de manière précise. En effet, pour autant qu'il soit assez grand pour tenir en compte de tous les effets (ce qui est facilement observable en simulation), seul le temps de simulation est affecté par un choix de paramètre trop élevé.

La pression appliquée à la surface du système est un autre paramètre du système. Comme énoncé précédemment, la linéarité du problème fait que le choix de cette pression n'a pas d'importance tant que les hypothèses sont vérifiées (dont celle impliquant le nombre de Reynolds qui dépend de la vitesse). Il est toutefois utile de définir une pression réaliste afin d'obtenir des vitesses réalistes également.

Les coefficients de perméabilité peuvent être obtenus théoriquement ou expérimentalement, comme expliqué à la sous-section 1.3.2. La méthode théorique donne un ordre de grandeur alors que la méthode expérimentale informe de manière plus précise sur la perméabilité d'un milieu. Il est toutefois à noter que dans les deux cas, il est nécessaire d'obtenir des échantillons du lit de la rivière et de différencier les couches modélisées dans ces échantillons.

2.5 Étude du système

Le système est à présent modélisé. Toutefois, le but de ce travail est d'étudier la productivité de celui-ci. Pour cela, il est nécessaire de définir des coefficients permettant de rendre compte de cela. Trois coefficients sont proposés dans ce travail.

2.5.1 Coefficients permettant de caractériser la productivité d'un système de RBeF

Le système modélisé, il faut maintenant pouvoir l'étudier de manière à en retirer des données intéressantes permettant de le caractériser. Cette section propose d'étudier le coefficient de productivité proposé par Blavier [37] ainsi que celui proposé par Van Engeland [20]. Sur base de ceux-ci, le temps caractéristique du puits est également étudié. Ces trois coefficients sont appelés plus généralement les coefficients de productivité d'une galerie.

Coefficient de productivité

Le coefficient de productivité d'un système de filtration sous lit de rivière caractérise le temps pour que le puits de ce système se remplisse.

Le remplissage du puits d'un système de RBeF peut être modélisé par une équation différentielle ordinaire linéaire et du première ordre, dont la solution peut prendre la forme suivante [37] :

$$H(t) = H_f - (H_f - H_0) \cdot e^{-k \cdot t} \quad (2.11)$$

2. MODÉLISATION

- Où $H(t)$ est la hauteur d'eau dans le puits au temps t (m),
 H_f est la hauteur d'eau maximale dans le puits (m),
 H_0 est la hauteur d'eau dans le puits au temps $t = 0$ (m),
 k est ce qu'on définit comme étant le coefficient
de productivité du système (min⁻¹).

Deux raisons justifient ce modèle :

- D'après la loi de Darcy (Équation 2.1), la vitesse superficielle du fluide est proportionnelle à la différence de pression motrice entre le puits et la rivière. Ceci signifie donc que l'évolution de la hauteur d'eau dans le puits est proportionnelle à la différence de hauteur d'eau entre le puits et la rivière [20].
- Le graphe de l'évolution de l'eau au sein d'un puits, obtenu grâce à des données relevées sur le terrain donne une courbe caractéristique d'une réponse indicielle d'un système du premier ordre (voir exemple sur la Figure 2.6) [48, 49].

Le débit associé à cette équation s'écrit :

$$Q(t) = \Omega_p \frac{dH(t)}{dt} \quad (2.12)$$

$$= k \cdot \Omega_p \cdot (H_f - H_0) \cdot e^{-k \cdot t} \quad (2.13)$$

$$= k \cdot \Omega_p \cdot (H_f - H(t)) \quad (2.14)$$

- Où Ω_p est la surface au sol du puits associé au système RBeF (m²).

Temps caractéristique

L'Équation 2.11 peut également être écrite sous une autre forme, permettant de donner une interprétation au coefficient k :

$$H(t) = H_f - (H_f - H_0) \cdot e^{-\frac{t}{\tau}} \quad (2.15)$$

- Où τ est le temps caractéristique d'un système de RBeF associé à un puits (min).

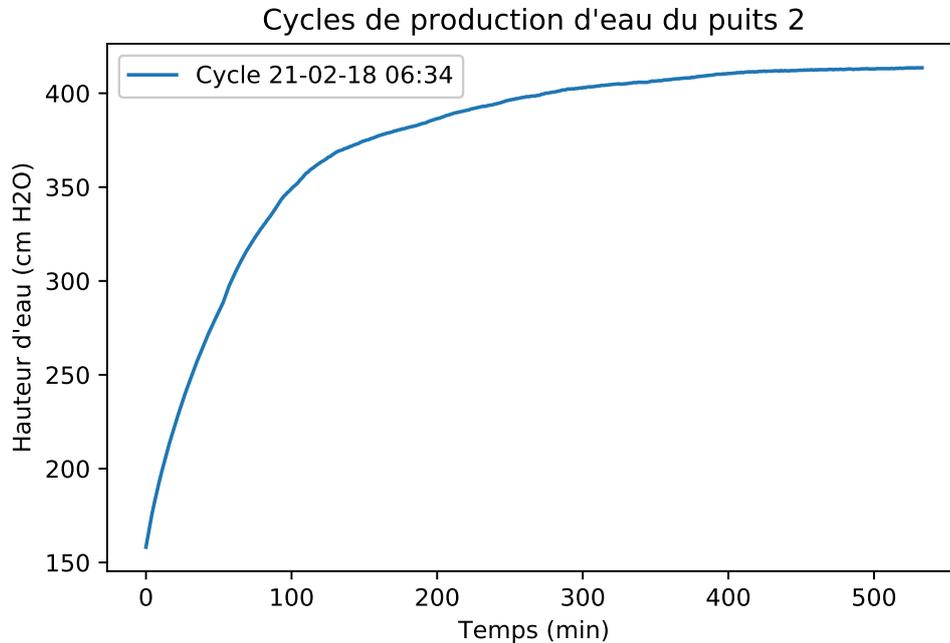


Figure 2.6 – Représentation de l'évolution du niveau de l'eau dans un puits d'un système de RBeF – Cette image représente un cycle de production au sein du puits 2. La légende indique le début du cycle.

Cette forme permet d'intégrer directement le coefficient τ , temps caractéristique du système, dans les équations du système en posant $\tau = 1/k$. Ce temps caractéristique est plus facilement interprétable que le coefficient k . En effet, celui-ci représente le temps nécessaire pour que le puits arrive à 63.2% de sa capacité maximale [48].

Coefficient de productivité intensif

Le coefficient de productivité tel que défini précédemment et proposé par Blavier [37] est sensible à la géométrie du puits. En effet, celui-ci mesure la vitesse à laquelle le puits se remplit, ce qui dépend de sa surface au sol, de la viscosité du liquide et de la longueur active de la galerie. Par exemple, pour la surface au sol du puits, plus celle-ci sera grande, plus le coefficient de productivité diminuera pour une même efficacité du système (même quantité d'eau produite). Pour des géométries de puits différentes, il n'est donc pas possible de comparer

2. MODÉLISATION

les coefficients de productivité k .

Pour pallier à ceci, Van Engeland [20] a utilisé un coefficient différent du coefficient k : le coefficient β (m^2). La relation entre les deux est la suivante :

$$k = \frac{L_a \cdot \rho \cdot g}{\eta \cdot \Omega_p} \cdot \beta \quad (2.16)$$

Où L_a est la longueur active de la galerie (m),
 ρ est la masse volumique du liquide (kg/m^3),
 g est l'accélération de la gravité (m^2/s).

Il est proposé de nommer β coefficient de productivité intensif et de renommer k coefficient de productivité extensif, permettant de rendre compte de cette sensibilité ou non à la géométrie et au liquide traversant le système.

Ce coefficient n'a pas été interprété précédemment. Au vu de ces unités (m^2), il pourrait toutefois être comparé à un coefficient de perméabilité de la galerie de RBeF.

L'équation liant le débit au coefficient β est donc la suivante :

$$Q(t) = \frac{L_a \cdot \rho \cdot g}{\eta} \cdot \beta \cdot (H_f - H(t)) \quad (2.17)$$

2.5.2 Calcul sur base d'une simulation numérique

Les coefficients de productivité s'obtiennent sur base du débit d'eau passant à travers le collecteur. Celui-ci est facilement calculé à partir de la solution des équations décrivant l'écoulement dans un système de RBeF et est directement proportionnel au coefficient k (Équation 2.14) et β (Équation 2.17) dans lesquelles $H_f - H(t)$ est remplacé par $\Delta P / (\rho \cdot g)$.

Coefficient de productivité k

En appliquant le changement proposé et en mettant k en évidence, l'Équation 2.14 devient :

$$k = \frac{1}{\Omega_p} \cdot \frac{1}{H_f - H(t)} \cdot Q \quad (2.18)$$

$$= \frac{1}{\Omega_p} \cdot \frac{\rho \cdot g}{\Delta P} \cdot Q \quad (2.19)$$

Où Q est le débit d'eau passant au travers du collecteur (m^3/s).

Temps caractéristique τ

Par définition, le temps caractéristique se calcule directement sur base du coefficient k .

Coefficient de productivité β

En appliquant le changement proposé et en mettant β en évidence, l'Équation 2.17 devient :

$$\begin{aligned} \beta &= \frac{\eta}{L_a} \cdot \frac{1}{\rho \cdot g} \cdot \frac{1}{H_f - H(t)} \cdot Q \\ &= \frac{\eta}{L_a} \cdot \frac{1}{\Delta P} \cdot Q \end{aligned} \quad (2.20)$$

L'équation obtenue montre un lien plus naturel entre le débit Q et le coefficient β qu'entre le Q et le coefficient k . En effet, le coefficient β relie le débit Q à la viscosité, à la longueur active et à la pression qui sont trois paramètres qui jouent un rôle sur la productivité du système mais pas de manière intrinsèque. Ceci supporte donc l'utilisation de ce nouveau coefficient par rapport au coefficient k .

Calcul du débit

Pour évaluer k , τ et β à partir des résultats d'une simulation numérique, il faut calculer le débit Q . La représentation étant en 2D, le débit de surface est calculé sur un contour et ensuite multiplié par la longueur active de la galerie pour obtenir le débit. L'équation suivante peut être utilisée pour calculer Q :

2. MODÉLISATION

$$Q = L_a \int_l \vec{v} \cdot d\vec{l} \quad (2.21)$$

$$= -L_a \int_l \frac{K}{\eta} \vec{\Delta P} \cdot \vec{n} dl \quad (2.22)$$

Où l est le contour du collecteur (bleu foncé sur la Figure 2.5) (m),
 \vec{n} est la normale à ce contour (pointant vers l'extérieur du système) (-).

Vu les conditions aux limites imposées, le contour l peut également être défini sur d'autres zones que le contour du collecteur par principe de conservation du débit. Il peut, par exemple, être le contour de la zone contenant des graviers.

Le calcul du débit nécessite les résultats d'une simulation numérique. Pour le calculer, et ainsi trouver la valeur des coefficients de productivité, il est nécessaire d'avoir déterminé les paramètres du système (section 2.4), en ce compris les perméabilités des couches.

2.5.3 Calcul sur base de données expérimentales

Les valeurs caractérisant un système de RBeF peuvent être obtenues sur base d'une courbe expérimentale de l'évolution de la hauteur d'eau au sein du puits associé.

Coefficient de productivité k

La solution de l'équation différentielle linéaire du premier ordre (Équation 2.11) peut être ré-arrangée de manière à obtenir l'équation d'une droite en fonction du temps.

$$\ln \left(\frac{H_f - H(t)}{H_f - H_0} \right) = -k \cdot t \quad (2.23)$$

Ceci signifie que le coefficient k est égal à l'opposé de la pente de la droite obtenue.

Temps caractéristique τ

Pour identifier la valeur de τ sur base de la réponse indicielle du système, il suffit de trouver la valeur de $H(t)$ correspondante. En effet, en choisissant une valeur de t égale à un multiple de τ dans l'Équation 2.15, la valeur de $H(t)$ devient indépendante de τ et peut donc être calculée [48, 49].

$$H(n \cdot \tau) = H_f - (H_f - H_0) \cdot e^{-\frac{n \cdot \tau}{\tau}} \quad (2.24)$$

$$= H_f - (H_f - H_0) \cdot e^{-n} \quad (2.25)$$

$$= H_0 + (H_f - H_0) \cdot (1 - e^{-n}) \quad (2.26)$$

Pour déterminer la valeur de $H(n \cdot \tau)$, il faut donc connaître la valeur de H_f et de H_0 . Ces deux valeurs sont facilement obtenues sur base de la réponse indicielle. En effet, H_f correspond à la valeur asymptotique de la hauteur d'eau, c'est-à-dire la hauteur d'eau finale (et maximale) dans le puits. De son côté, H_0 est la hauteur d'eau initiale (et minimale) dans le puits. Une fois la valeur de $H(n \cdot \tau)$ déterminée, il faut obtenir l'argument donnant cette valeur d'eau, ce qui permet donc de calculer la valeur de τ .

L'équation pour obtenir τ est donc donnée par :

$$\tau = \frac{1}{n} \cdot \arg(H(t) = H(n \cdot \tau)) \quad (2.27)$$

$$= \frac{1}{n} \cdot \arg\left(H(t) = H_0 + (H_f - H_0) \cdot (1 - e^{-n})\right) \quad (2.28)$$

Coefficient de productivité β

Le coefficient β peut directement être obtenu sur base de la valeur du coefficient k en utilisant l'Équation 2.16.

2. MODÉLISATION

Chapitre 3

Simulation numérique

La simulation met en œuvre numériquement la modélisation présentée précédemment. Cette simulation permet d'analyser et d'étudier le modèle sous différents aspects. Ce chapitre se concentre sur la présentation de la méthode et du logiciel choisis et montre que ceux-ci sont adaptés au problème modélisé. Une étude des paramètres de discrétisation est réalisée afin de minimiser les erreurs causées par celle-ci. Finalement, la simulation est pré-validée en reproduisant des résultats obtenus dans des travaux précédents.

3.1 Méthode numérique

En fonction du problème étudié, différentes méthodes peuvent être utilisées pour effectuer une simulation numérique. Dans cette section, trois méthodes utilisées dans la résolution d'équations aux dérivées partielles sont explicitées et comparées afin de déterminer une méthode adaptée aux systèmes de filtration sous lit de rivière.

Les équations aux dérivées partielles sont résolues en discrétisant les équations. Pour cela, une méthode de discrétisation est utilisée et permet de transformer les équations aux dérivées partielles en équations algébriques car le système est stationnaire.

3. SIMULATION NUMÉRIQUE

3.1.1 Méthode des différences finies

La méthode des différences finies consiste à discrétiser les équations aux dérivées partielles en utilisant un développement en série de Taylor tronqué [50, 51]. Originellement, la discrétisation opérée ne se basait pas sur la géométrie du modèle mais sur l'équation, ce qui donne, dans le cas d'axes orthogonaux, un maillage rectangulaire, comme représenté sur la Figure 3.1. Toutefois, la méthode peut également être utilisée sur des maillages non alignés.

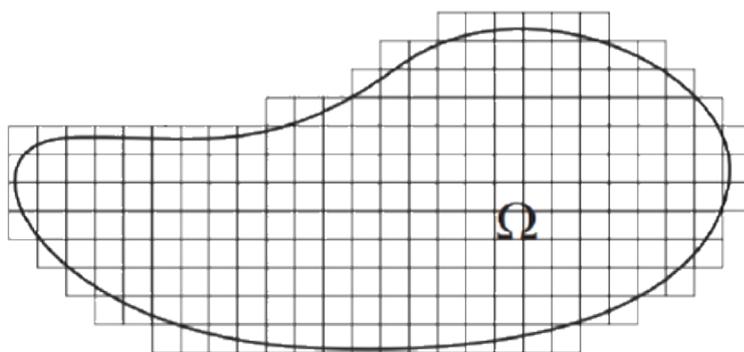


Figure 3.1 – Type de maillage réalisé dans la méthode des différences finies

– Source : Research Gate

Une fois cette discrétisation faite, les dérivées des équations continues sont remplacées par des différences entre deux points. En fonction de la position du point choisi pour effectuer la différence, on parlera de différence à gauche, à droite ou centrée [50, 52]. Pour illustrer cela, une approximation au deuxième ordre de la dérivée de la fonction u au point x sur un pas de taille h pour une différence centrée est donnée à l'Équation 3.1 :

$$u'(x) \approx \frac{u(x+h) - u(x-h)}{2h} \quad (3.1)$$

Le système d'équations linéaires ainsi obtenu peut ensuite être résolu [50].

Cette méthode permet d'approcher la valeur d'une fonction en un point. Elle est généralement utilisée pour réaliser un échantillonnage ou obtenir une valeur locale de la fonction.

3.1.2 Méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis est une méthode intégrale dans laquelle le modèle géométrique utilisé est découpé en formes géométriques simples (triangles, rectangles) proportionnées et de tailles finies. Comme la discrétisation se fait sur base de la géométrie du système, cette méthode est adaptée à des géométries irrégulières. Un exemple d'un tel maillage est représenté à la Figure 3.2. La taille des éléments varie en fonction de la précision voulue. Le maillage du système, c'est-à-dire la découpe en éléments finis, est donc défini en fonction de la précision souhaitée [51].

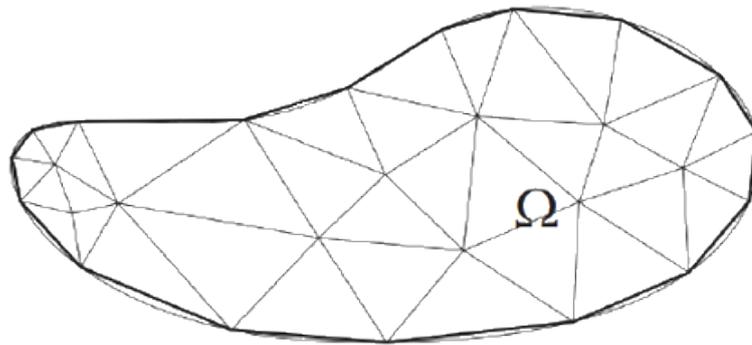


Figure 3.2 – Type de maillage réalisé dans les méthodes des éléments et des volumes finis – Source : Renato Cardoso Mesquita

Les équations régissant le modèle étudié sont formulées pour chaque élément fini. Pour cela, les champs de chaque élément sont approximés par une fonction simple (linéaire ou quadratique par exemple), donnant une description locale de la physique du système. La contribution de chaque élément est assemblée pour créer un système global d'équations, représenté par une matrice généralement creuse. Ce système peut alors être résolu grâce à des méthodes numériques d'algèbre linéaire [51, 53].

La méthode des éléments finis a été historiquement utilisée pour les problèmes d'analyses structurales, mais elle est à présent utilisée pour de nombreux autres problèmes multi-physiques. Elle donne de très bons résultats pour les problèmes dominés par des écoulements en régime laminaire, mais est peu adaptée aux écoulements turbulents [51].

3. SIMULATION NUMÉRIQUE

3.1.3 Méthode des volumes finis

La méthode des volumes finis utilise également la découpe de la géométrie en formes géométriques simples de petites tailles, comme la méthode des éléments finis.

Dans cette méthode, les intégrales de volume V des équations aux dérivées partielles contenant un terme de divergence sont converties en intégrale de surface S autour des frontières du volume V grâce au théorème d'Ostrogradski. Celui-ci s'écrit pour une fonction vectorielle continûment différentiable \vec{F} définie sur V et son voisinage :

$$\iiint_V (\vec{\nabla} \cdot \vec{F}) dV = \oiint_S (\vec{F} \cdot \vec{n}) dS \quad (3.2)$$

En utilisant les lois de conservation, les flux entrants une surface sont nécessairement sortants : ce qui sort d'une surface rentre nécessairement dans une autre. Cette méthode se basant directement sur les lois de conservation, elle permet donc de conserver la quantité de mouvement, le moment et l'énergie [51].

Une fois les valeurs calculées sur le maillage, une fonction d'interpolation ou d'extrapolation peut être utilisée pour obtenir une solution continue [51, 53].

La pression et la vitesse se trouvant dans les équations relatives aux lois de conservation, il faut utiliser un algorithme pour résoudre des équations liant ces variables. Un de ces algorithmes est l'algorithme SIMPLE, un algorithme itératif [51].

Cette méthode a historiquement été utilisée pour les problèmes de dynamique des fluides.

3.2 Logiciel

Trois logiciels de simulation utilisés en mécanique des fluides sont présentés : ANSYS Fluent, COMSOL Multiphysics et Abaqus. Toutefois, d'autres logiciels existent comme, par exemple, Star CCM+, hyperworks et Moldflow.

3.2.1 ANSYS Fluent

ANSYS Fluent est un logiciel permettant d'effectuer des simulations de mécanique des fluides et se basant sur la méthode des volumes finis. Il propose une large quantité de modèles mais il n'est pas facile d'avoir accès aux équations et de les définir.

Van Engeland [20] a réalisé une modélisation d'un système de RBeF sur le logiciel ANSYS Fluent. La modélisation donnait de bons ordres de grandeur. Cependant, différents problèmes ont été rencontrés par le passé dont notamment la gestion des coins.

3.2.2 COMSOL Multiphysics

COMSOL Multiphysics est un logiciel de simulation numérique basé sur la méthodes des éléments finis. Comme son nom l'indique, il permet de simuler des phénomènes multi-physiques. Par ailleurs, COMSOL donne la possibilité de définir facilement ses propres équations aux dérivées partielles.

3.2.3 Abaqus

Abaqus est un logiciel d'analyse par éléments finis. Il est principalement utilisé dans l'industriel automobile et aérospatiale. Abaqus a initialement été créé pour résoudre des problèmes à la physique non linéaire.

3.2.4 Choix du logiciel et de la méthode

La simulation a déjà été réalisée sous ANSYS Fluent mais comportait certains problèmes, notamment au niveau des vitesses superficielles. Une simulation utilisant une autre méthode est donc proposée dans ce travail. L'étude des galeries de RBeF se fait dans ce travail grâce à la simulation du champ de pression en utilisant la méthode des éléments finis sur le logiciel COMSOL Multiphysics. Ce choix s'est fait pour deux raisons principales :

- Le logiciel est disponible au laboratoire.

3. SIMULATION NUMÉRIQUE

- Des personnes de références utilisant régulièrement COMSOL sont disponibles dans l'unité de recherche dans laquelle le travail a été mené.

La méthode des éléments finis ne conserve pas le débit. Une attention particulière devra y être faite dans la suite du travail.

3.3 Paramètres de la simulation

La modélisation est réalisée sur le logiciel COMSOL Multiphysics 5.3.

L'ordinateur utilisé possède un processeur i7-4930K CPU avec 6 cœurs cadencés à 3.40 GHz et est équipé de 32 GB de RAM.

3.3.1 Discrétisation

Lors du processus de discrétisation, une fonction d'interpolation est choisie afin d'interpoler le résultat de la simulation entre les valeurs discrètes obtenues sur les nœuds du maillage. Cette fonction est constituée de plusieurs fonctions de base (*shape functions* ou *basis functions* en anglais). Ces fonctions de base servent à calculer le polynôme qui interpole la fonction. Pour ce faire, ces fonctions sont combinées linéairement avec les points connus de la fonction, c'est-à-dire les nœuds du maillage afin d'obtenir la valeur de cette variable sur les autres points de la géométrie. Il y a autant de fonctions de base que de nœuds [54].

Dans le cas d'une maille triangulaire (voir Figure 3.3) et une fonction d'ordre quadratique, un nœud supplémentaire (point vide) est ajouté entre les sommets du triangle, qui sont les mailles de la discrétisation (point noir). La liaison entre ces points se fait grâce aux fonctions d'interpolation. L'interpolation entre les nœuds du maillage se fait de manière à minimiser l'erreur en utilisant des fonctions d'ordre quadratique au maximum. Si une fonction linéaire avait été utilisée, le côté gauche serait approximé par une droite comme les deux autres côtés. Augmenter l'ordre permet donc d'augmenter la précision de l'interpolation.

Polynômes de Lagrange

Les fonctions de base de Lagrange ou polynômes de Lagrange en une dimension, de degré n et associées aux $n + 1$ nœuds se trouvant aux abscisses x_i , $i =$

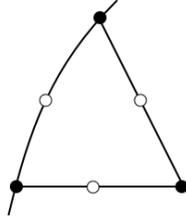


Figure 3.3 – Localisation des nœuds d’une fonction d’interpolation quadratique sur une maille triangulaire : les nœuds noirs représentent les nœuds du maillage, les nœuds vides représentent les nœuds supplémentaires dus à l’ordre choisi. – Source : COMSOL

$1, \dots, n + 1$, sont les polynômes définis par [50, 54, 55] :

$$l_i(x) = \prod_{j=1, j \neq i}^{n+1} \frac{x - x_j}{x_i - x_j} \quad (3.3)$$

Dans le cas quadratique, les trois polynômes associés aux nœuds situés en $x_1 = -1$, $x_2 = 0$, $x_3 = 1$ sont :

$$l_1(x) = \frac{1}{2} x \cdot (x - 1) \quad (3.4)$$

$$l_2(x) = 1 - x^2 \quad (3.5)$$

$$l_3(x) = \frac{1}{2} x \cdot (x + 1) \quad (3.6)$$

Ces fonctions sont tracées sur la Figure 3.4.

Ces fonctions ont deux propriétés [54, 55] :

1. La somme des $n + 1$ fonctions de base vaut 1 en tout point :

$$\sum_{i=1}^{n+1} l_i(x) = 1 \quad \forall x; \quad (3.7)$$

2. Chaque fonction a une valeur unitaire en exactement un nœud, son nœud associé, et une valeur nulle en tout autre nœud :

$$l_i(x_j) = \delta_{ij} = \begin{cases} 1, & \text{si } i = j, \\ 0, & \text{si } i \neq j. \end{cases} \quad (3.8)$$

3. SIMULATION NUMÉRIQUE

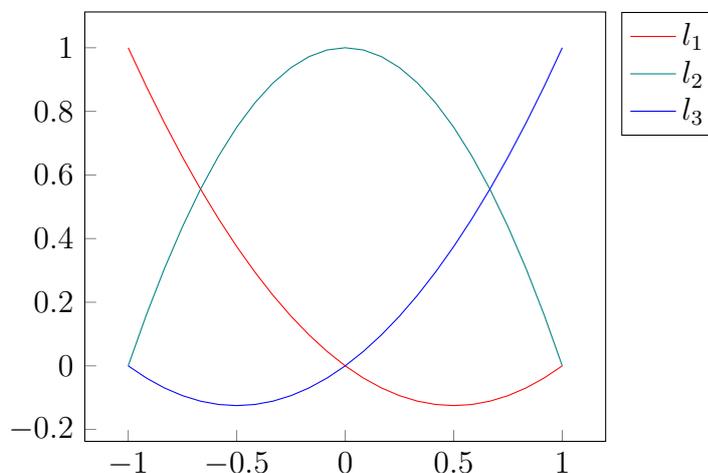


Figure 3.4 – Les fonctions de base de l’approximation de Lagrange, d’ordre quadratique associés aux nœuds $x_1 = -1$, $x_2 = 0$ et $x_3 = 1$.

Le lecteur trouvera une visualisation des fonctions de Lagrange d’ordre 1, 2 et 3 avec les fonctions de bases associées sur le site de l’Université technique de Prague : <https://mech.fsv.cvut.cz/~stransky/en/intermech/femapprox1d/>.

Le polynôme d’interpolation $p(x)$ pour des points (x_i, y_i) s’écrit alors :

$$p(x) = \sum_{i=1}^{n+1} y_i \cdot l_i(x)$$

L’interpolation de Lagrange peut donner des résultats médiocres dans certains cas, même pour un ordre tendant vers l’infini (phénomène de Runge). D’autres fonctions d’interpolation existent pour palier à ce problème, dont notamment l’interpolation d’Hermite qui nécessite les valeurs d’une fonction aux nœuds mais également celles de ses dérivées [56].

Le paramètre par défaut de COMSOL est la méthode de Lagrange pour les équations générales et la méthode de Lagrange discontinue pour les équations aux conditions aux limites. Cependant, cette dernière méthode donnait de fortes discontinuités dans les vitesses superficielles obtenues (voir Figure 3.5). Ce paramètre a donc été changé pour utiliser la méthode de Lagrange classique pour ces équations-là également.

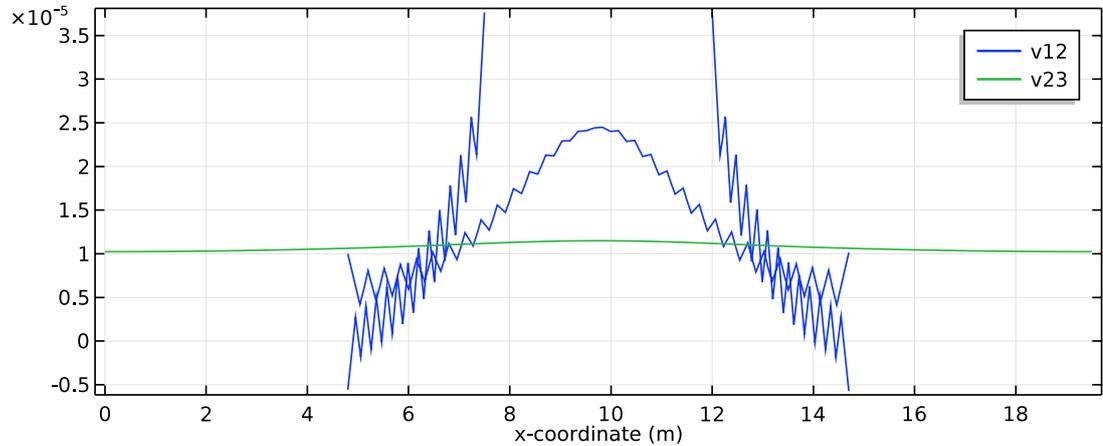


Figure 3.5 – Vitesses superficielles obtenues selon l’axe x avec des fonctions de Lagrange discontinue (v_{12} est la vitesse superficielle calculée sur le contour de la zone contenant des graviers, v_{23} sur le contour entre la zone de lit et la zone colmatée).

3.3.2 Solveur

COMSOL propose trois solveurs direct pour résoudre des systèmes linéaires : MUMPS, PARDISO et SPOOLES. Ils sont tous les trois basés sur la décomposition LU. Les trois solveurs donnent les mêmes résultats si le problème est correctement défini. Leur différence se trouve principalement dans leur vitesse et l’usage de la mémoire. MUMPS et PARDISO peuvent enregistrer une partie de la solution sur le disque dur ce qui limite la quantité de RAM nécessaire [57].

Des méthodes itératives existent également. Celles-ci sont basées sur la méthodes du gradient conjugué et ses variations [57]. Les solveurs itératifs utilisent significativement moins de mémoire que les solveurs directs. Cependant, ces solveurs sont moins automatiques que les solveurs directs et peuvent requérir des paramètres différents en fonction de la géométrie ou du problème. Ceci peut être problématique, particulièrement dans ce modèle, car la géométrie du problème n’est pas totalement fixée et peut donc nécessiter un ajustement récurrent des paramètres de la simulation.

Comme suggéré par COMSOL [58], une méthode directe avec une approche couplée (*fully coupled approach*) est utilisée comme point de départ car il s’agit

3. SIMULATION NUMÉRIQUE

d'une simulation en 2D. La méthode itérative avec une approche séparée (*segregated approach*) est préférée pour une simulation 3D.

Le solveur choisi est PARDISO, par défaut mais comme annoncé, les trois solveurs donnent les mêmes résultats. En utilisant la méthode de Lagrange discontinue pour les conditions aux limites, seul le solveur PARDISO donnait un résultat, ce qui tend à confirmer que ce problème était mal posé.

3.3.3 Méthode et terminaison

La terminaison se fait sur base de la tolérance avec un nombre maximal d'itérations fixés à 250. La tolérance est fixée à 10^{-6} .

3.4 Choix des paramètres de la simulation

Différents paramètres et méthodes ont été présentés dans la section précédente. Cependant, bien qu'informé sur ceux-ci, des choix doivent être réalisés sur le type de fonction de discrétisation, leur ordre ainsi que le maillage utilisé. Ces décisions sont prises de manière à conserver le débit et obtenir un champ de vitesse indépendant du maillage, permettant d'assurer la qualité de la simulation numérique.

3.4.1 Critère de sélection des paramètres de la simulation

La conservation du débit se calcule en comparant le débit passant entre la zone colmatée et la zone de lit (en vert sur la Figure 3.6) avec le débit passant au travers du collecteur (en rouge). Ces deux débits devraient être équivalents par conservation du débit autour d'une surface fermée car les conditions aux limites ont été posées de manière à ce que le débit au travers des autres limites du système (en gris) soit nul.

Cependant, la méthode des éléments finis, utilisée dans cette simulation, ne conserve pas le débit. Une non-égalité des débits peut donc se produire, ce qui n'invalide pas pour autant la méthode. Il est toutefois important de minimiser cette différence. Une erreur relative d'un millièème est considérée comme acceptable, c'est donc la limite que l'on souhaite atteindre.

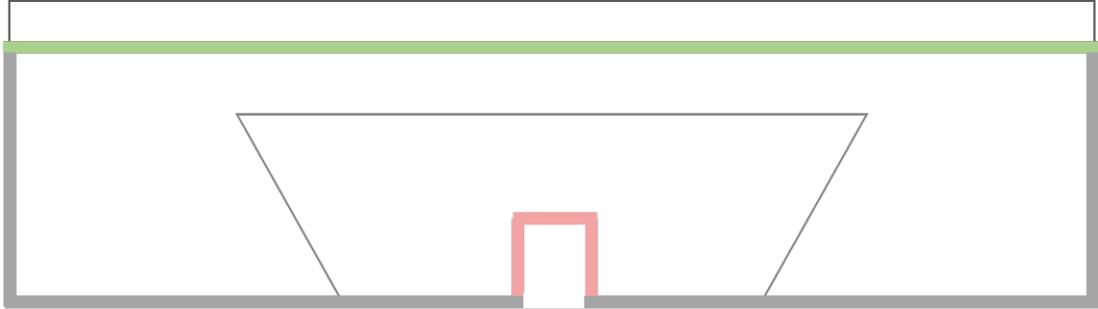


Figure 3.6 – Représentation de la surface utilisée pour vérifier la conservation du débit. La conservation du débit impose que le débit entrant $Q_{\text{zone colmatée}}$ (en vert) soit égal au débit sortant $Q_{\text{collecteurs}}$ (en rouge), le débit sur les contours gris étant nuls.

L'erreur relative est définie comme :

$$\epsilon_{\text{rel, colm-coll}} = \frac{Q_{\text{zone colmatée}} - Q_{\text{collecteurs}}}{Q_{\text{zone colmatée}}} \quad (3.9)$$

Où $\epsilon_{\text{rel, colm-coll}}$ est défini comme étant l'erreur relative $(-)$,
 $Q_{\text{zone colmatée}}$ est le débit du liquide passant de la zone colmatée à la zone de lit (m^3/s) ,
 $Q_{\text{collecteurs}}$ est le débit du liquide sur les contours du collecteur (m^3/s) .

3.4.2 Étude du maillage

Deux paramètres sont étudiés sur le maillage. Tout d'abord, la géométrie du maillage utilisée sur chaque partie du système est explorée. Une fois celle-ci fixée, une étude sur la taille est réalisée.

Géométrie du maillage

Un maillage basé sur la géométrie de la modélisation est d'abord réalisé. Toutefois, le maillage de la zone de lit se fait alors sans profiter entièrement de l'aspect rectangulaire de cette zone. Cette partie est donc découpée cinq morceaux permettant d'obtenir trois rectangles et deux triangles (voir Figure 3.7). De cette

3. SIMULATION NUMÉRIQUE

manière, il est possible d'utiliser un maillage rectangulaire sur les parties rectangulaires de la géométrie et un maillage triangulaire sur les parties triangulaires. Ceci peut également être réalisé sur la zone de gravier : celle-ci peut être divisée en deux triangles et trois rectangles. Dans un premier temps, seule la première découpe est effectuée.

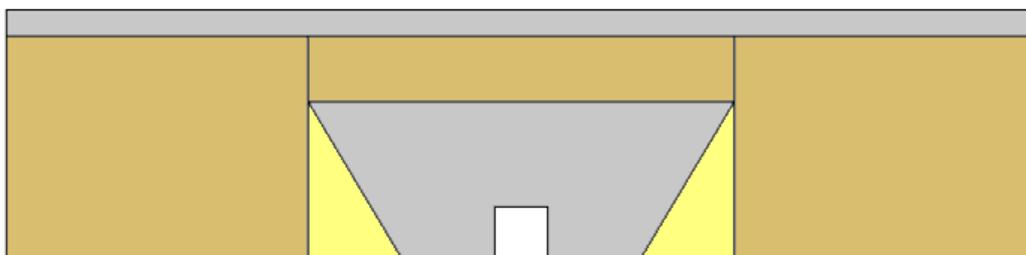


Figure 3.7 – Découpe de la zone de lit en cinq morceaux : 3 rectangles (en brun) et 2 triangles (en jaune). Ceci permet de tester un maillage prenant avantage de la géométrie en obtenant des figures géométriques de bases identiques à la forme de mailles proposées par COMSOL.

Différents maillages ont été obtenus pour chacune des deux géométries, avec ou sans raffinement au niveau des coins du collecteur. Ces quatre maillages sont visibles à la Figure 3.8. La taille du maillage utilisée est la taille grossière (*coarse*) calibrée dans COMSOL pour la dynamique des fluides (voir caractéristiques dans l'Annexe C).

Le raffinement autour du collecteur permet d'améliorer l'erreur relative $\epsilon_{\text{rel, colm-coll}}$ de plus d'un facteur 2, ramenant celle-ci de 5.5% lorsqu'il n'y a pas de raffinement à 2.3% avec raffinement, dans le cas d'une fonction de Lagrange cubique et d'un maillage grossier sur la galerie 5 (avec les paramètres de Van Engeland : voir Annexe A.3 pour la géométrie et Annexe B.1 pour les autres paramètres). Un raffinement autour des coins supérieurs de la zone de gravier a également été testé en plus du raffinement autour du collecteur. Cependant, cela n'a pas donné de meilleurs résultats qu'avec le raffinement autour du collecteur uniquement.

Les géométries coupées donnent des maillages réguliers. Cela n'améliore pas la précision de la réponse mais permet toutefois d'améliorer la rapidité d'exécution de la simulation en diminuant le temps de compilation des équations. Dans le

3.4 Choix des paramètres de la simulation

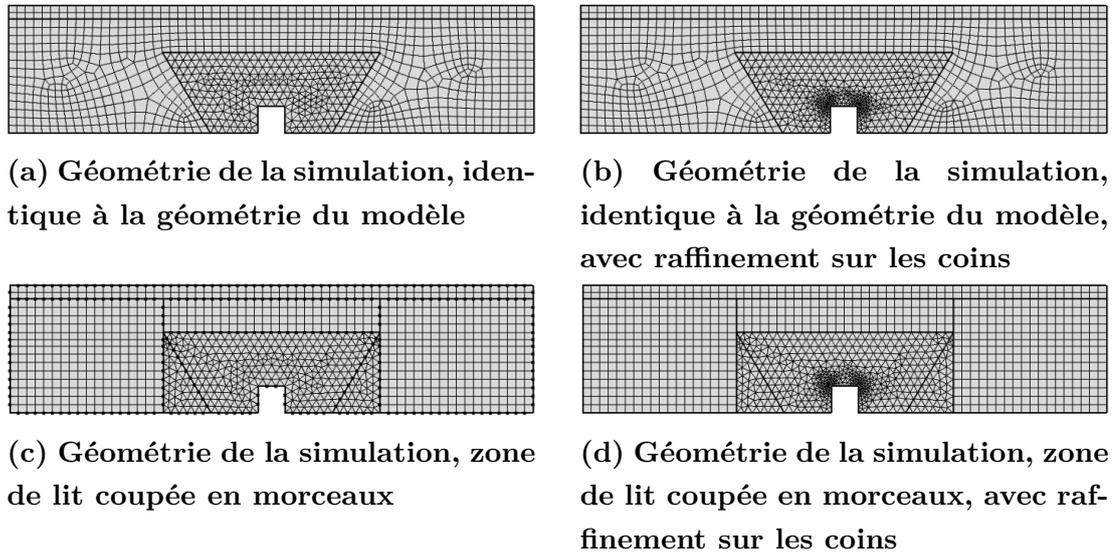


Figure 3.8 – Différentes géométries considérées et leur maillage pour en produire un adapté à la géométrie, cas de la galerie 5 basé sur la géométrie utilisée par Van Engeland.

cas d’une simulation avec une taille extrêmement fine (*extremely fine*, caractéristiques dans l’Annexe C) sur la galerie 5 avec les paramètres de Van Engeland, ce temps est réduit de 73% grâce au maillage plus régulier obtenu en découpant la géométrie. S’il s’avère nécessaire d’améliorer la rapidité de la simulation, une possibilité serait de découper la zone de gravier. Ceci n’est pas fait dans ce travail vu la vitesse de la simulation actuelle (de l’ordre de quelques dizaines de secondes au plus, en fonction de la taille du maillage).

Taille du maillage

Le maillage utilisé précédemment est de taille dite grossière dans COMSOL. Afin de déterminer la taille du maillage à utiliser, une étude de la conservation du débit est réalisée pour différentes tailles de maille pré-encodées dans COMSOL pour des problèmes de dynamique des fluides (voir Annexe C).

Le graphe de la Figure 3.9 montre, en bleu, l’évolution de l’erreur relative $\epsilon_{\text{rel, colm-coll}}$ en fonction de la taille maximale des mailles. Le temps de simulation pour chacune de ces tailles est également visible en rouge.

3. SIMULATION NUMÉRIQUE

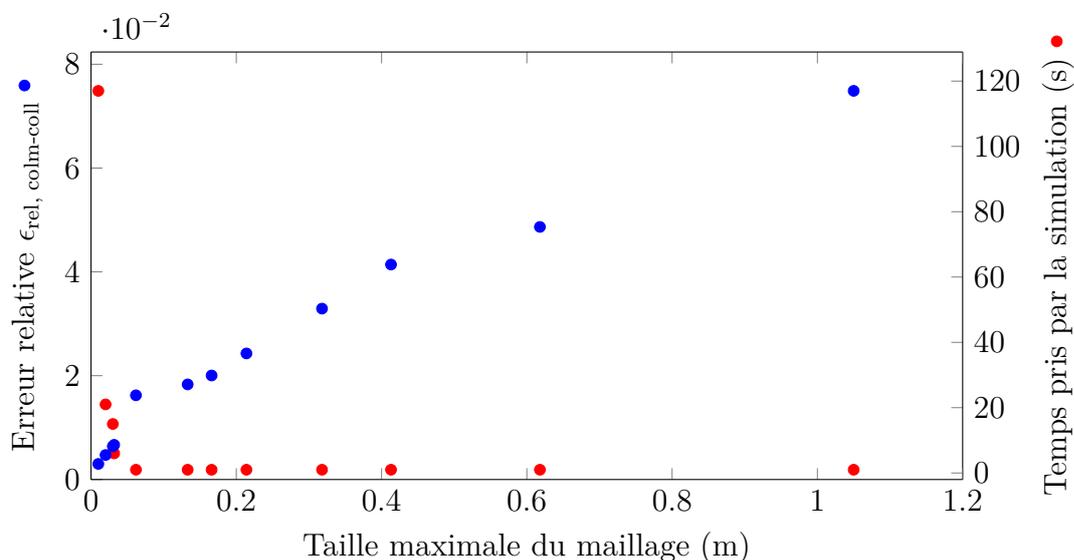


Figure 3.9 – Erreur relative du débit et temps de simulation en fonction de la taille de maillage utilisée. La simulation a été réalisée sur la galerie 5 avec les paramètres de Van Engeland.

Il est toutefois à noter que la conservation du débit est bien respectée sur la surface comprenant uniquement la zone de lit. Ceci est représenté de la même manière que précédemment sur la Figure 3.10. Le débit sortant n'est plus celui autour du collecteur, mais autour de la zone contenant des graviers.



Figure 3.10 – Représentation de la surface sur laquelle la conservation du débit est respectée. La conservation du débit impose que le débit entrant (vert) soit égal au débit sortant (rouge), le débit sur les contours gris étant nuls.

De la même manière, l'erreur relative peut être définie :

3.4 Choix des paramètres de la simulation

$$\epsilon_{\text{rel, colm-lit}} = \frac{Q_{\text{zone colmatée}} - Q_{\text{gravier}}}{Q_{\text{zone colmatée}}} \quad (3.10)$$

Où $\epsilon_{\text{rel, colm-lit}}$ est défini comme étant l'erreur relative $(-)$,
 $Q_{\text{zone colmatée}}$ est le débit du liquide passant de la zone colmatée à la zone de lit (m^3/s) ,
 Q_{gravier} est le débit du liquide sur les contours de la zone de graviers (m^3/s) .

Une hypothèse est que le problème vient de la gestion des angles et des vecteurs normaux. Une technique redéfinissant le vecteur normal de chaque frontière en ajoutant des équations différentielles partielles faibles sur les frontières (*weak boundary PDE*) a été testée mais n'a pas permis d'améliorer les résultats de manière significative.

3.4.3 Étude de l'ordre des fonctions de Lagrange

Au vu de la géométrie et du maillage, des fonctions de Lagrange d'ordre quadratique sur les domaines et d'ordre linéaire sur les bords semblent appropriées.

Cependant, des fonctions d'ordre plus élevé permettent d'obtenir de meilleurs résultats en termes de conservation du débit. Ainsi, pour une géométrie avec raffinement et maillage grossier, une fonction septique (ordre 7) donne une erreur relative $\epsilon_{\text{rel, colm-coll}}$ d'environ un centième (0.0096) alors que les paramètres suggérés ci-dessus donnent une erreur relative d'un peu plus de 3 centièmes (0.0329). Pour un maillage fin, les différences sont de 0.006 contre 0.02. Cet ordre permet donc d'améliorer d'un facteur 30 la solution trouvée dans ce cas. Il semble donc intéressant de considérer des fonctions d'ordre supérieur.

Toutefois, deux problèmes se marquent lorsque le degré sur la surface et sur les bords sont les mêmes :

- La conservation du débit autour de la zone de lit (Figure 3.10) n'est plus respectée alors qu'elle l'était précédemment : $\epsilon_{\text{rel, colm-lit}}$ n'est pas nul. Ceci se produit pour les fonctions d'ordres 6 et 7.

3. SIMULATION NUMÉRIQUE

— Les profils obtenus des vitesses superficielles sont moins continus et deviennent oscillants.

Par ailleurs, il est à remarquer qu'il n'est pas possible d'appliquer un ordre supérieur sur les bords que sur les domaines. Le problème devient alors mal posé. Il faut donc imposer une différence d'au-moins un ordre entre les fonctions pour les surfaces et pour les bords.

De plus, différents tests ont été réalisés et l'ordre de la fonction de Lagrange sur les bords n'influence pas l'erreur relative $\epsilon_{\text{rel, colm-coll}}$. Un ordre linéaire est choisi.

Il reste à déterminer l'ordre des fonctions de Lagrange sur les domaines. Pour cela, la perte de débit et le temps de simulation sont analysés pour plusieurs degrés de fonction, comme cela est fait sur la Figure 3.9 pour des fonctions quadratiques. Le graphe de la Figure 3.11 montre l'erreur relative $\epsilon_{\text{rel, colm-coll}}$ en fonction du temps de simulation. Ce dernier dépend principalement de la taille du maillage et de l'ordre de la fonction de Lagrange.

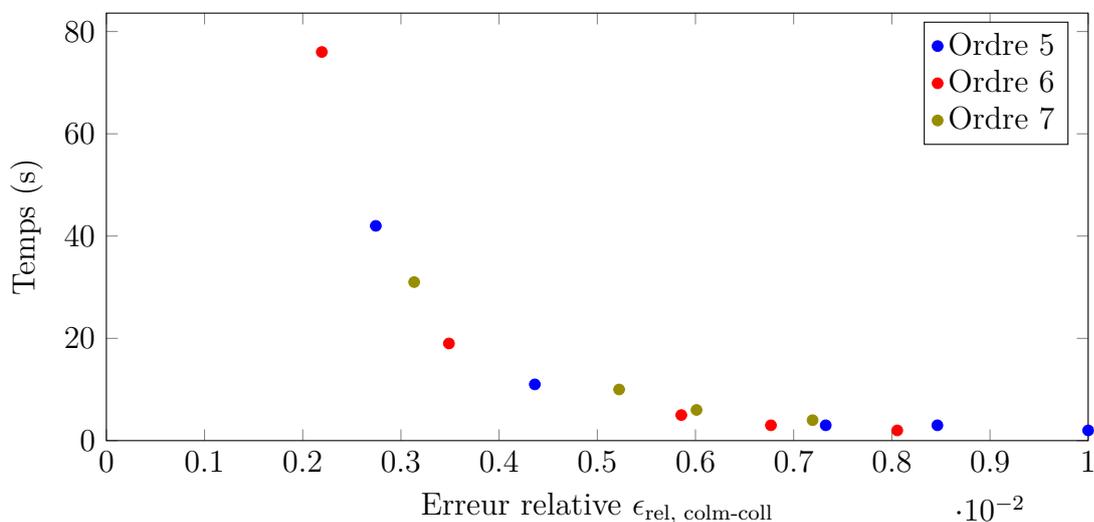


Figure 3.11 – Temps de simulation en fonction de l'erreur relative $\epsilon_{\text{rel, colm-coll}}$. La simulation a été réalisée sur la galerie 5 avec les paramètres de Van Engeland.

L'erreur reste, dans tous les cas, supérieure à 0.1%, l'objectif souhaité. En effet, celle-ci vaut, au mieux, 0.2194 % pour l'ordre 6 (en rouge) avec un maillage

3.5 Pré-validation par comparaison à de précédents résultats

extrêmement fin. Le temps nécessaire est alors de 76 secondes. Si l'on souhaite obtenir une simulation plus rapide, le choix optimal est la fonction d'ordre 5 (en bleu) avec le maillage extra fin, permettant d'obtenir une erreur relative de 0.436% en 11 secondes.

Une explication sur la différence marquée entre $\epsilon_{\text{rel, colm-coll}}$ et $\epsilon_{\text{rel, colm-lit}}$ peut venir du fait que le premier coefficient, $Q_{\text{collecteur}}$, est calculé sur base de la pression (Équation 2.22) alors que $Q_{\text{zone de lit}}$ et $Q_{\text{colmatée}}$ sont calculées sur base de la vitesse (Équation 2.21). Cette deuxième manière diminue les erreurs numériques, ce qui pourrait expliquer la différence entre ces deux coefficients.

3.4.4 Choix réalisés

La géométrie choisie est la géométrie coupée, avec raffinement autour du collecteur. Le maillage est rectangulaire (*mapped*) dans les parties rectangulaires et triangulaire sur les autres. Il est à noter que, pour des collecteurs ronds, le raffinement est réalisé automatiquement avec le maillage triangulaire et ne nécessite donc pas d'action particulière. La taille du maillage choisi est *extra fine*. En effet, en sélectionnant cette taille et en choisissant des fonctions de Lagrange d'ordre sept sur les domaines, la simulation conserve le débit à trois millièmes près, et garde le temps de simulation en-dessous de 30 secondes. Les fonctions de Lagrange sur les bords sont d'ordre linéaire.

Bien que la conservation du débit n'est pas obtenue au millième souhaité, il est important de noter que ceci n'influence pas la validité de la simulation. En effet, la non-conservation du débit est attendue par l'utilisation de la méthode des éléments finis. Par ailleurs, le débit est bien conservé sur la zone de lit. Les débits, permettant de calculer les coefficients de productivité, peuvent être calculés sur ces zones-là.

3.5 Pré-validation par comparaison à de précédents résultats

Avant d'utiliser la modélisation et la simulation, celles-ci sont d'abord pré-validées par rapport aux travaux des années précédentes afin de confirmer que

3. SIMULATION NUMÉRIQUE

des résultats similaires sont obtenus.

3.5.1 Effet de l'épaisseur de la zone colmatée

L'effet de l'épaisseur de la zone colmatée est étudié comme fait précédemment par Van Engeland [20]. La conclusion était que l'augmentation de l'épaisseur de la zone colmatée n'avait plus d'impact sur la productivité une fois que celle-ci a atteint 0.5 mètre. Pour vérifier ce résultat numériquement, une analyse de la galerie 7 est réalisée pour diverses hauteurs de zone colmatée. Lorsque la zone colmatée augmente, le lit de la rivière diminue de manière à ce que la hauteur totale de la galerie reste la même.

Les mêmes paramètres que Van Engeland ont été utilisés. Ceux-ci se trouvent dans l'Annexe B.1. Seule la couche de dune n'a pas été modélisée, alors que celle-ci est modélisée par Van Engeland. Toutefois, elle n'influence pas significativement le coefficient β [20] et ne devrait donc également pas influencer les distributions de pression.

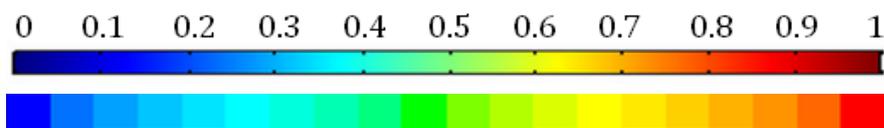
Des distributions de pression similaires à celles de Van Engeland sont obtenues. Ceci est montré à la Figure 3.12. Le lecteur fera attention de comparer les échelles de couleurs utilisées.

3.5.2 Coefficient de productivité

Il est également possible de comparer les coefficients de productivité obtenus par la modélisation et la simulation développées dans ce travail, avec ceux obtenus dans les travaux précédents. Pour cela, les mêmes paramètres et représentations que ceux de leurs auteurs respectifs ont été utilisés. Les coefficients de leurs travaux respectifs sont repris dans le Tableau 3.1 et le Tableau 3.2. Si ceux-ci utilisaient le coefficient extensif k , le coefficient intensif β est calculé sur base de la géométrie décrite dans leurs travaux en utilisant l'Équation 2.16.

Selon les sources, le nombre de collecteurs considéré pour les galeries 1 et 2 n'est pas le même. C'est pourquoi la différence est faite dans le tableau pour les puits 1 et 2. Quand rien n'est indiqué, il est considéré que le système a un unique collecteur.

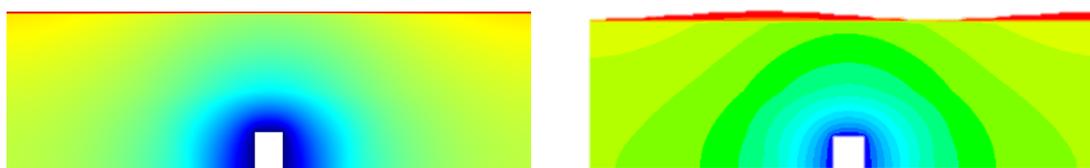
3.5 Pré-validation par comparaison à de précédents résultats



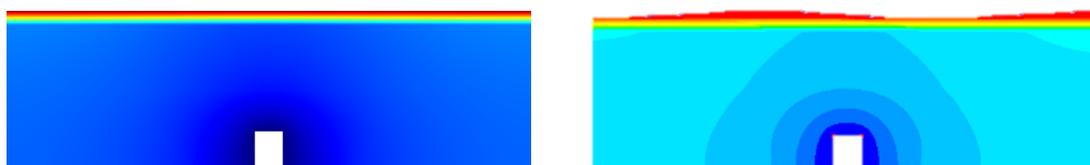
(a) Échelles de couleur de la pression normalisée



(b) Hauteur de zone colmatée nulle



(c) Hauteur de zone colmatée de 10 cm



(d) Hauteur de zone colmatée de 50 cm

Figure 3.12 – Comparaison des profils de pression de la modélisation pour différentes hauteur de zone colmatée et échelle de couleur de la pression normalisée. A gauche (haut pour l'échelle) sur COMSOL Multiphysics, à droite sur Ansys Fluent (bas pour l'échelle).

Lorsque l'on parle de résultat de la simulation de ce travail pour la modélisation d'un auteur x , on veut ainsi parler des résultats de la simulation sous COMSOL sur base de la géométrie et des paramètres utilisés par x . Le but est de comparer les résultats obtenus par une autre simulation avec cette simulation. Pour cela, il est nécessaire d'utiliser la même modélisation afin de comparer des valeurs équivalentes.

3. SIMULATION NUMÉRIQUE

Les résultats obtenus dans ce travail avec la modélisation de Van Engeland (Tableau 3.1) sont proches de ceux obtenus par sa simulation sous ANSYS Fluent. Pour appuyer ce propos, le rapport entre les 2 modélisations est calculé. Plus ce rapport est proche de 1, plus les simulations sont similaires. Un coefficient plus petit que 1 indique que le β obtenu par Van Engeland est plus petit que celui obtenu dans ce travail, et inversement. Le rapport dans ce cas-ci est proche de 1 et vaut en moyenne 0.960. La plus grande différence se remarque pour le puits 2 où le rapport n'est que de 0.785.

	Modélisation de Van Engeland		Rapport
	Simulation Van Engeland	Ce travail	
Puits 1			
Puits 1 - 2 collecteurs			
Puits 2	$3.06 \cdot 10^{-12}$	$3.900 \cdot 10^{-12}$	0.785
Puits 2 - 2 collecteurs		$4.140 \cdot 10^{-12}$	1.011
Puits 3	$4.62 \cdot 10^{-12}$	$4.568 \cdot 10^{-12}$	1.035
Puits 4	$4.34 \cdot 10^{-12}$	$4.192 \cdot 10^{-12}$	1.035
Puits 5	$4.34 \cdot 10^{-12}$	$4.192 \cdot 10^{-12}$	0.960
Puits 6			
Puits 7	$4.15 \cdot 10^{-12}$	$4.322 \cdot 10^{-12}$	1.041

Tableau 3.1 – Comparaison des valeurs de coefficient de productivité intensif obtenues par simulation dans ce travail en utilisant les paramètres de Van Engeland et celles obtenues avec la simulation de Van Engeland [20].

Les résultats avec la modélisation de Willemart (Tableau 3.2) sont du même ordre de grandeur. Cependant, le rapport n'est pas proche de 1 comme avec la modélisation de Van Engeland. Le rapport moyen est ici de 0.602. La plus grande différence se marque pour le puits 5, avec un rapport de 0.422. Il est toutefois intéressant de voir que les résultats de la modélisation de Willemart et de Van Engeland montrent eux-même une grande différence pour le puits 5, avec un rapport de 0.409.

En comparant les résultats obtenus avec la simulation faite dans ce travail entre eux, on voit que le choix de la modélisation n'influence pas significativement

3.5 Pré-validation par comparaison à de précédents résultats

	Modélisation de Willemart		Rapport
	Simulation Willemart	Ce travail	
Puits 1	$2.749 \cdot 10^{-12}$	$4.148 \cdot 10^{-12}$	0.663
Puits 1 - 2 collecteurs		$3.930 \cdot 10^{-12}$	
Puits 2		$3.544 \cdot 10^{-12}$	
Puits 2 - 2 collecteurs	$3.067 \cdot 10^{-12}$	$3.464 \cdot 10^{-12}$	0.782
Puits 3			
Puits 4			
Puits 5	$1.775 \cdot 10^{-12}$	$3.580 \cdot 10^{-12}$	0.422
Puits 6			
Puits 7			

Tableau 3.2 – Comparaison des valeurs de coefficient de productivité intensif obtenues par simulation dans ce travail en utilisant les paramètres de Willemart et celles obtenues avec la simulation de Willemart [38].

les coefficients obtenus. Les résultats pouvant être comparé sont ceux des puits 2 (1 et 2 collecteurs) et 5. Ceux-ci diffèrent de maximum 8.7%.

En-dehors du puits 5 avec la modélisation de Willemart, la méthode utilisée permet d'obtenir des coefficients proches de ceux trouvés précédemment sous le logiciel ANSYS Fluent.

3. SIMULATION NUMÉRIQUE

Chapitre 4

Application de la simulation, le cas de Camiri

La simulation réalisée et pré-validée, il est à présent possible de l'appliquer. Pour valider cette simulation, celle-ci est appliquée à un système de filtration sous lit de rivière existant se trouvant à Camiri en Bolivie. Pour cela, il est nécessaire de déterminer la valeur des paramètres du système. L'application à un cas réel permet de comparer les coefficients obtenus avec la simulation à ceux mesurés sur place.

4.1 Contexte du cas de Camiri

La problématique de l'eau a été abordée de manière générale au chapitre 1 et a permis de comprendre l'importance de développer de nouvelles techniques de filtration d'eau. Cette section propose d'étudier le contexte de la Bolivie plus particulièrement ainsi que de présenter la ville de Camiri où se situent sept galeries de RBeF.

4.1.1 La Bolivie

La Bolivie est un pays d'Amérique latine, considéré comme en développement. Il n'a plus d'accès à la mer depuis la fin du XIX^e siècle, suite à une guerre contre le Chili. Le pays a un relief très varié, allant de 90 à plus de 6500 mètres d'altitude.

4. APPLICATION DE LA SIMULATION, LE CAS DE CAMIRI



Figure 4.1 – Carte de la Bolivie avec relief – Source : Ezilon Maps

L'Indice de Développement Humain (IDH) de la Bolivie est considéré comme « moyen » en 2015 avec un score de 0.674. [59] Cette catégorie est la 3^e sur les 4 existantes (très élevé, élevé, moyen, faible). Cet indice prend en compte l'espérance de vie à la naissance, le revenu national brut par habitant ajusté en parité de pouvoir d'achat et les niveaux d'éducation moyen et attendu [60].

L'eau est distribuée dans toutes les grandes villes de Bolivie. Elle n'y est toutefois pas potable. Certains villages sont régulièrement sujets à des coupures d'eau de plusieurs heures.

4.1.2 Camiri

Camiri est une ville située au sud-est de la Bolivie, dans le département de Santa Cruz. Elle est parfois considérée comme la capitale du pétrole du pays. Sa population est d'environ 35.000 personnes. Le climat se divise en deux saisons : la saison sèche en hiver (de mai à octobre) et la saison humide en été. Elle se trouve à environ 900 mètres d'altitude.



Figure 4.2 – Carte de la Bolivie avec relief, zoom sur la ville de Camiri –
Source : Ezilon Maps

La ville de Camiri est longée par la rivière Parapeti. Cette rivière de type alluviale a un fond déformable de 90 mètres de large et une profondeur d'eau moyenne d'un mètre, mais pouvant atteindre 4,5 mètres [20]. Elle est principalement constituée de sable [33]. La source de la rivière se trouve dans la cordillère des Andes. Elle se jette dans les Marais de Izogog au nord-est de Camiri. Le débit et la hauteur d'eau sont fort variables en fonction de la fonte des neiges dans la Cordillère des Andes et donc des saisons. Le débit varie entre $5 \text{ m}^3/\text{s}$ et $1000 \text{ m}^3/\text{s}$. Cette grande différence de débit entraîne l'érosion des berges et la remise en suspension des particules du fond. Cela influe donc sur la turbidité et la couleur de la rivière [20, 33].

4. APPLICATION DE LA SIMULATION, LE CAS DE CAMIRI

La ville de Camiri est entourée de montagnes.

4.1.3 Réseau de distribution des eaux de Camiri

Le réseau de distribution des eaux de Camiri est géré depuis 1974 par la Cooperativa de agua y alcantarillado (COOPAGAL), en français la coopérative des eaux et des égouts. Le réseau est alimenté grâce au Parapeti mais également grâce à l'eau provenant de El Chorro.

Source « El Chorro »

Un nouveau système d'approvisionnement en eau potable est en place depuis 2008 pour soutenir la demande en eau croissante de la population de la ville. Ce système utilise l'eau provenant de la source « El Chorro » située dans une montagne à 5,6 km de Camiri. L'altitude de la source permet d'utiliser la gravité comme seule force pour alimenter la ville, rendant cette filière de production économique [33].

L'eau obtenue via cette source d'eau est cependant très sujette à l'augmentation de la turbidité en cas de pluies intenses. L'eau récoltée ne respecte alors pas les normes relatives aux eaux de distribution en Bolivie et ne peut donc pas être utilisée. Par ailleurs, pendant la saison sèche, cette source n'est pas toujours suffisante pour répondre à la demande [33].

Le système est également fortement vulnérable aux glissements de terrain pouvant endommager les canalisations [33].

Galeries filtrantes sur la rivière Parapeti

L'eau de la rivière Parapeti est filtrée grâce aux systèmes de filtration sous lit de rivière. Ces systèmes se trouvent à Chorety, un village à côté de Camiri. Cette source de production permet de compléter la demande en eau potable de la ville.

Les systèmes de filtration sont au nombre de 7. Les premiers ont été construits en 1981, alors que les derniers ont été mis en place en 2006. Chaque galerie est reliée à un puits où l'eau, filtrée par le lit de la rivière, est récoltée puis pompée vers un réservoir principal à Chorety. Chaque système fonctionne donc en deux temps ou cycles :

4.1 Contexte du cas de Camiri

- Un cycle de production lors duquel l'eau percole à travers les galeries et remplit le puits grâce à la différence de pression hydrostatique entre le niveau de l'eau dans le puits et le niveau de la rivière. Les pompes sont arrêtées.
- Un cycle de pompage lors duquel l'eau du puits est pompée vers le réservoir central. Un cycle complet peut prendre plusieurs heures. Cependant, la COOPAGAL utilise également les systèmes sur des cycles incomplets, parfois de l'ordre de 15 minutes.

La Figure 4.3 montre la disposition des 7 galeries sur le site de Chorety.



Figure 4.3 – Disposition des galeries le long de la rivière Parapeti à Chorety (Camiri) – Source : [32]

Les puits de la rive gauche sont chacun reliés à la station de pompage. Les galeries 3 et 4, sur la rive droite, sont reliées à la galerie 5. Les autres galeries

4. APPLICATION DE LA SIMULATION, LE CAS DE CAMIRI

sont indépendantes l'une de l'autre. Le lecteur trouvera en Annexe A.1 un plan schématique plus détaillé des galeries.

Selon Vekemans [33], de mauvaises finitions de la galerie 6 seraient la cause de problèmes de turbidité de l'eau produite par cette galerie. De plus, les travaux lors de la construction des dernières galeries en 2006 auraient endommagé la galerie 5, réduisant sa productivité.

Traitement des eaux

Une fois récoltées, les eaux sont envoyées vers un des quatre réservoirs de la ville de Camiri. Là, les eaux sont traitées à l'hypochlorite de calcium ($\text{Ca}(\text{ClO})_2$) et peuvent servir à fournir de l'eau à la ville. L'eau provenant de la source « El Chorro » est filtrée avant d'être traitée au chlore afin de réduire la quantité de matière organique qui réagit avec le chlore [33].

4.1.4 Précédents travaux

L'étude des systèmes de filtration sous lit de rivière de Camiri a commencé par une pré-étude réalisée par l'Université libre de Bruxelles (ULB). Celle-ci met en avant qu'il est possible d'optimiser le processus de décolmatage naturel des couches superficielles du lit de la rivière [61].

Sur base de ce travail, la SISAB (*Superintendencia de Saneamiento Basico* – Surintendance de l'Assainissement de Base en Eau), l'instance bolivienne vérifiant la régulation au niveau sanitaire et le respect des objectifs du gouvernement, demande à obtenir des scénarios de gestion optimale de ces systèmes qu'elle estime bien adaptés aux conditions locales boliviennes [62]. En 2007, le Service Traitement des Eaux et Pollution de l'ULB soumet à la Wallonie-Bruxelles International (WBI) – service des Relations internationales de la Fédération Wallonie-Bruxelles, s'occupant notamment de la coopération au développement – une proposition de projet d'étude des systèmes de RBeF de Camiri afin de développer les connaissances de ces systèmes et les optimiser. Le projet est accepté le 5 juillet 2007 pour une durée de 3 ans. Celui-ci est dans la lignée des priorités du gouvernement bolivien en matière d'accès à l'eau. Il a pour but de lutter contre l'insuffisance des ressources aquifères en Bolivie au niveau local. [61]

Depuis, d'autres travaux ont été réalisés sur le sujet. Ce travail fait surtout référence aux travaux de Blavier [32, 37], Vekemans [33], Van Engeland [20] et Willemart [38] car ceux-ci traitent également de la modélisation et de la simulation du système. Des études sur la qualité de l'eau ont également été réalisées par Latinis [34], Gargouri [35] et Wuyts [39]. D'autres travaux ont été réalisés par Ronsse [29], Stoquart [31], Craddock [63] et Sterckx [30].

4.2 Paramètres du système

La modélisation proposée dans le chapitre 2 nécessite un certain nombre de paramètres, précisés dans la section 2.4. Pour réaliser la simulation, il est donc nécessaire de déterminer la valeur de ces paramètres. Cette section présente et justifie les choix au niveau de la géométrie, des perméabilités des couches, de la pression appliquée et de la largeur active du domaine.

4.2.1 Géométrie

La géométrie utilisée dans la simulation se base sur le plan schématique réalisé par la COOPAGAL (voir Annexe A.1) et sur les dimensions relevées par Blavier (voir Annexe A.2).

La représentation du système étant différente de celle utilisée par Blavier, les variables géométriques et leur valeur associée utilisées dans ce travail sont ré-écrites au Tableau 4.1 pour permettre la reproduction des résultats. Les paramètres sont définis sur la Figure 4.4. La justification des choix réalisés pour la géométrie ainsi qu'une discussion sur les géométries utilisées dans les autres travaux se trouvent en Annexe A.3.

La longueur active L_a , non définie sur la Figure 4.4, est la longueur de la galerie sous laquelle l'écoulement se produit effectivement. Les paramètres H_{col} et H_{lit} , représentant la hauteur de la zone colmatée et la hauteur de la zone de lit, ne se retrouvent pas dans le Tableau 4.1. En effet, ces paramètres ne sont pas connus. Le lecteur peut toutefois noter qu'une seule inconnue s'y trouve car ces 2 variables sont liées à la hauteur totale, H_{tot} .

$$H_{lit} = H_{tot} - H_{col} \tag{4.1}$$

4. APPLICATION DE LA SIMULATION, LE CAS DE CAMIRI

H_{col} est choisie comme étant la variable inconnue du système. Toutefois, Van Engeland [20] a montré que l'influence de cette hauteur sur la productivité ne changeait plus de manière significative une fois que celle-ci dépasse 50 cm. Toutefois, le graphe présentant ce résultat dans le travail de Van Engeland indique que l'effet sur le coefficient β peut varier d'un facteur deux entre une valeur de H_{col} de 50 cm à 1.5 m en fonction de la galerie considérée. Bien que l'effet s'atténue fortement à partir d'une distance de 50 cm, une augmentation de la hauteur aura tout de même une influence sur les coefficients de productivité. La Figure B.1 en question est disponible à l'Annexe A.3 de ce travail.

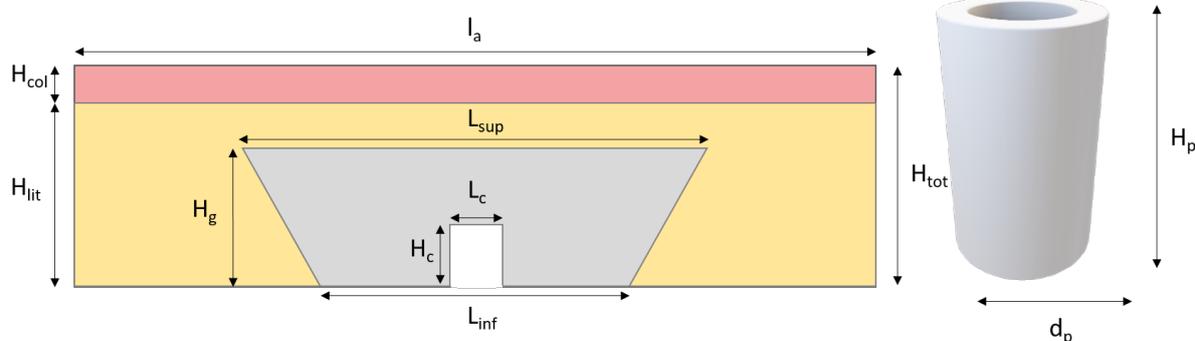


Figure 4.4 – Variables géométriques utilisées dans la modélisation d'une galerie de RBeF et du puits associé

Quelques commentaires peuvent être faits sur le Tableau 4.1 :

- Les galeries 3 et 4 sont reliées à la galerie 5 : elles n'ont donc pas de pompe.
- Les galeries 1 et 5 ont chacune deux pompes.
- Le puits de la galerie 6 n'a pas de hauteur indiquée. Toutefois, celle-ci n'est pas nécessaire dans cette simulation, tant que le puits est suffisamment haut pour contenir le volume d'eau d'un cycle.
- Les coefficients de productivité intensifs des galeries 3, 4 et 5 devraient être identiques car les paramètres géométriques intervenant dans le calcul de ceux-ci sont les mêmes.
- Les galeries 1 et 2 ont également les mêmes propriétés. Cependant, la galerie 2 a deux collecteurs alors que la galerie 1 n'en a qu'un.

	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7
Galleries							
L_a (m)	100	80	80	90	110	90	100
L_{inf} (m)	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	3.3	5.24
L_{sup} (m)	8.23	8.23	9.9	9.9	9.9	10.3	11.14
H_{tot} (m)	3	3	4.75	4.75	4.75	4	5.82
H_g (m)	2	2	3	3	3	3.5	2.95
Collecteur							
Forme	Circulaire	Circ.	Rectangulaire	Rect.	Rect.	Rec.	Rect.
Nombre	1	2 (séparés d'1 m)	1	1	1	1	1
$d_{collecteur}$ (m)	0.3048	0.3048					
$H_c \times L_c$ (m x m)			1 x 1	1 x 1	1 x 1	0.7 x 1	1 x 1.5
Puits							
H_p (m)	9.3	8.3	9.7	9.85	10.3	-	11.3
Ω_p (m ²)	6.79	7.07	7.07	7.07	6.79	7.07	7.74
Q_{pump} (l/s)	1.88 + 3	15	-	-	14.93 + 6.65	27	14.93

Tableau 4.1 – Géométrie utilisée dans ce travail des 7 systèmes de filtration sous lit de rivière se trouvant à Camiri

4. APPLICATION DE LA SIMULATION, LE CAS DE CAMIRI

4.2.2 Pression appliquée

La pression appliquée est égale à 50.000 Pa, ce qui équivaut à une pression d'une hauteur d'eau d'environ 5 mètres. Cependant, le système étant linéaire (voir section 2.2), le choix de cette pression n'est pas important tant que les hypothèses du modèle sont respectées.

4.2.3 Perméabilité

Le système étant séparé en trois couches, il faut déterminer la perméabilité pour chacune de ces couches.

Toutefois, deux hypothèses peuvent être émises sur la perméabilité de la zone contenant des graviers :

1. La zone de gravier est entièrement colmatée : les pores du gravier sont comblés par des particules de sable provenant de la zone de lit.
2. Les graviers sont considérés non poreux. La perméabilité des graviers colmatés est alors égale à la perméabilité des particules de sable les colmatant multipliée par la fraction volumique de ces particules de sable, c'est-à-dire la porosité du gravier non colmaté. Des expériences en laboratoire réalisées par Van Engeland [20] ont permis de valider cette hypothèse.

Seules les perméabilités de la zone de lit et de la zone colmatée doivent donc être obtenues.

Récolte du milieu

La perméabilité des couches est obtenue grâce à des échantillons récoltés sur le terrain. Pour ce faire, une carotteuse en acier inoxydable de la marque Eijkelkamp (Référence : 01.09.01.B) est utilisée. Celle-ci permet d'extraire des échantillons d'un diamètre de 40 mm jusqu'à 75 cm de profondeur.

Les échantillons ont été pris dans la rivière Parapeti, au niveau de la station centrale de pompage de la COOPAGAL à Chorety, lors des mois de février et mars 2018. Durant cette période, la saison des pluies n'était pas encore terminée, résultant en un débit relativement élevé de la rivière. Les échantillons n'ont pas été pris au centre de la rivière mais à mi-distance entre la berge et le milieu de

la rivière. Ceux-ci étaient d'une longueur de 40 à 60 cm. Des exemples de telles carottes sont disponibles à la Figure 4.5.



(a) La carotte, une fois récoltée dans la rivière, est retirée de la carotteuse et déposée sur la berge.



(b) Elle est ensuite déplacée sur un support plat où la carotte peut sécher avant d'être coupée en morceaux et rangée dans des sachets.

Figure 4.5 – Exemples de carottes de sable récoltées à Camiri. La carotte (a) a été relevée le 22 février 2018, la carotte (b) le 19 mars 2018.

Calcul théorique

La perméabilité théorique est obtenue avec des carottes récoltées les 16 et 17 mars 2018, coupées en plusieurs morceaux afin d'obtenir des échantillons à des profondeurs différentes.

Comme expliqué dans la sous-section 1.3.2, des modèles théoriques existent pour déterminer la perméabilité de particules toutes de même taille. Bien que ceci ne corresponde pas au cas présent, un calcul théorique basé sur le modèle de Kozény-Carman est réalisé afin d'obtenir un ordre de grandeur de la perméabilité.

Modèle de Kozény-Carman Le modèle de Kozény-Carman est un modèle semi-empirique de calcul de la perméabilité basé sur la loi de Poiseuille. L'équation

4. APPLICATION DE LA SIMULATION, LE CAS DE CAMIRI

ne contient que des caractéristiques géométriques du milieu poreux : le diamètre des particules le constituant et sa porosité [46].

$$K = \frac{d^2 \cdot \epsilon^2}{180 \cdot (1 - \epsilon)^2} \quad (4.2)$$

Où K est la perméabilité du milieu poreux (m^2),
 d est le diamètre des particules du milieu poreux (m),
 ϵ est la porosité du milieu poreux (-).

Le diamètre des particules est choisi comme étant le diamètre moyen des particules de sables des échantillons du lit de la rivière Parapeti. Celui-ci est obtenu par analyse granulométrique réalisée par tamisages successifs des échantillons. Chaque échantillon de sable est passé à travers 10 tamis de tailles différentes, représentées sur la Figure 4.6.

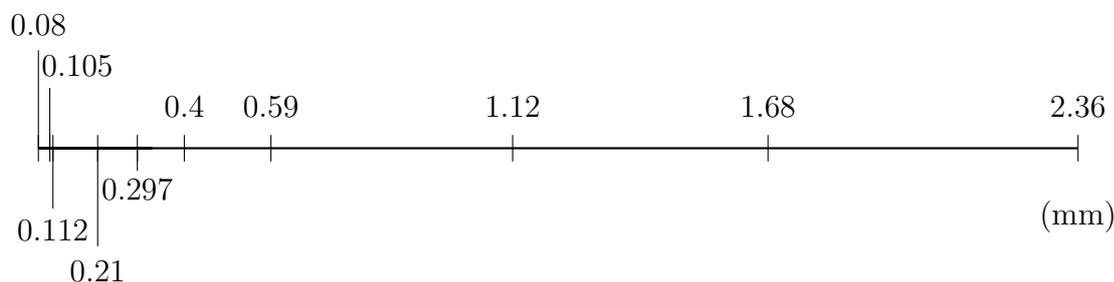


Figure 4.6 – Représentation des tailles de tamis utilisées pour l'analyse granulométrique des échantillons de sable

Ceux-ci divisent l'échantillon en 11. Un exemple d'un échantillon tamisé est disponible à la Figure 4.7.

Sur base de cette division en sable de différentes tailles, le diamètre moyen peut être calculé en considérant que les particules ne passant pas un tamis mais ayant traversé un tamis de maillage supérieur le plus proche ont une taille égale à la moyenne des tailles de ces deux tamis.

Si l'on considère N tamis, rangés par ordre décroissant de taille de maillage, le diamètre moyen peut se calculer grâce à l'Équation 4.3. Cette équation nécessite



Figure 4.7 – Échantillon de sable divisé par tamisage en 11 paquet différents en fonction de la taille des particules. Chaque paquet est pesé de manière à faire une distribution en masse de la taille des particules dans l'échantillon analysé.

de définir la valeur de $d_{\text{tamis},0}$. Dans ce travail, celui-ci est défini comme valant $2 \cdot d_{\text{tamis},1}$.

$$d_{\text{moyen}} = \sum_{i=1}^N \frac{m_i}{m_{\text{total}}} \cdot \frac{1}{2} (d_{\text{tamis},i-1} + d_{\text{tamis},i}) \quad (4.3)$$

- Où
- m_i est la masse de l'échantillon qui ne passe pas le tamis i mais passe le tamis $i - 1$ (kg),
 - m_{total} est masse totale de l'échantillon (kg),
 - $d_{\text{tamis},i}$ est le diamètre du maillage du tamis i (m).

La définition de m_i demande de préciser la valeur prise par la masse passée au travers du tamis N , tamis le plus fin. Celle-ci est considérée comme ne passant pas un tamis de diamètre nul. Cela revient à considérer l'existence d'un tamis $N + 1$ ayant un maillage de 0 mm.

La porosité du milieu poreux est obtenue en insérant de l'eau au-dessus de ce milieu. L'eau s'infiltre entre les particules de sable, permettant de déterminer

4. APPLICATION DE LA SIMULATION, LE CAS DE CAMIRI

le volume des interstices du milieu et donc sa porosité. Une représentation de l'expérience se trouve à la Figure 4.8.

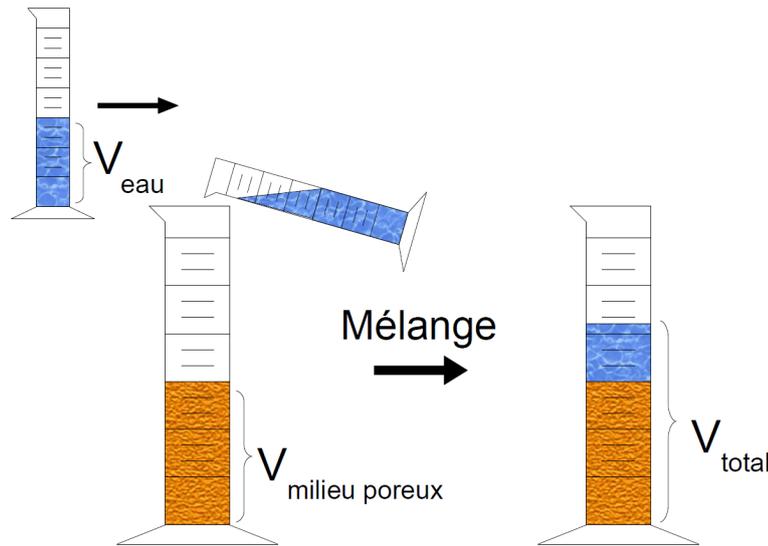


Figure 4.8 – Schéma du dispositif expérimental permettant de déterminer la porosité d'un milieu poreux – Source : [33]

Ces trois volumes se combinent dans l'Équation 4.4 pour déterminer la porosité du mélange.

$$\epsilon = \frac{V_{eau} + V_{milieu} - V_{tot}}{V_{milieu}} \quad (4.4)$$

Où V_{eau} est le volume d'eau (m^3),
 V_{milieu} est le volume du milieu poreux (m^3),
 V_{tot} est le volume total (m^3).

Plus le milieu est poreux, plus la quantité d'eau infiltrée dans le milieu sera grande et plus le volume total sera faible. À l'inverse, un milieu non poreux aura un volume total égal à la somme du volume d'eau introduit et du volume du milieu pris séparément. Le numérateur de l'Équation 4.4 est alors nul, comme attendu dans le cas d'un milieu non poreux.

Calcul expérimental

Le sable utilisé pour déterminer la perméabilité expérimentale est un mélange de deux échantillons récoltés les 22 février et 16 mars 2018. L'utilisation d'un mélange se justifie de deux manières. Premièrement, cela donne une quantité suffisante de sable pour réaliser des expériences. Secondement, ce mélange est supposé être plus représentatif du lit de la rivière que chaque échantillon séparément car cela permet de mélanger des particules provenant de deux parties du lit.

La perméabilité d'un milieu poreux peut être calculée grâce à la loi de Darcy.

$$K = v \cdot \frac{\eta \cdot H}{\Delta p} \quad (4.5)$$

Où v est la vitesse superficielle de percolation du fluide dans le milieu poreux (m/s),
 η est la viscosité dynamique du fluide (Pa.s),
 H est la hauteur du milieu poreux (m),
 Δp est la différence de pression aux bornes du milieu poreux (Pa).

La vitesse superficielle de percolation du fluide dans le milieu poreux correspond au débit du fluide divisé par l'aire de la section du milieu poreux perpendiculaire à l'écoulement.

Sur base de cette équation, il est possible de réaliser une expérience en laboratoire pour déterminer la perméabilité d'un milieu poreux. Celle-ci est schématisée sur la Figure 4.9. Pour cela, le milieu à caractériser est inséré dans un cylindre jusqu'à une hauteur déterminée. Un liquide de viscosité connue est ajouté au dessus du milieu et une différence de pression est imposée grâce à un manomètre relié au cylindre. Le volume de liquide récolté en fonction du temps est mesuré dans un verre gradué situé en-dessous du cylindre.

L'Équation 4.5 nécessite la valeur de la vitesse superficielle du liquide. Celle-ci est obtenue sur base du relevé du volume en fonction du temps. Elle correspond à la pente de cette courbe divisée par la surface du cylindre.

4. APPLICATION DE LA SIMULATION, LE CAS DE CAMIRI

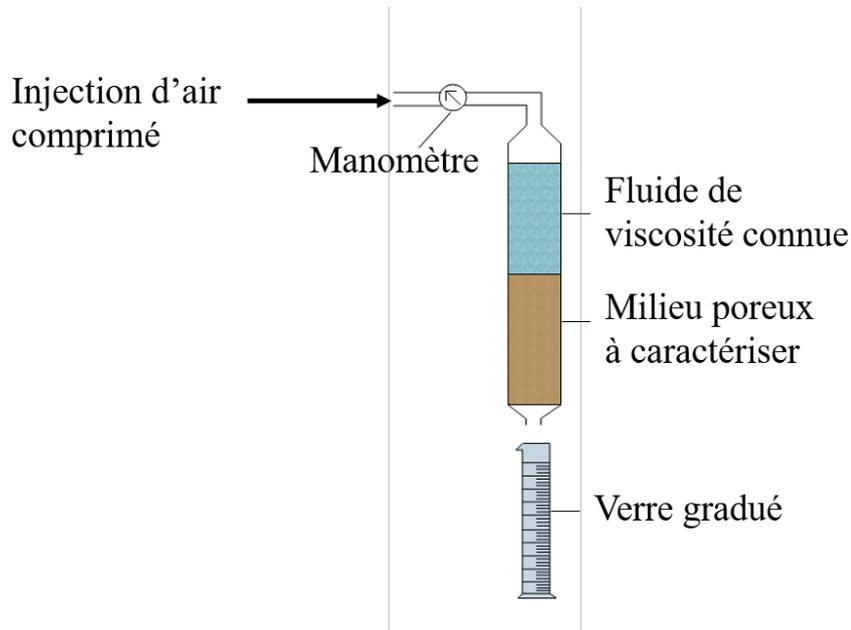


Figure 4.9 – Schéma du dispositif expérimental permettant de déterminer la perméabilité d'un milieu poreux – Source : [20]

$$v = \frac{1}{\Omega_c} \cdot \frac{dV}{dt} \quad (4.6)$$

Où Ω_c est la surface du cylindre (m^2),

$\frac{dV}{dt}$ est la dérivée par rapport au temps du volume d'eau (m^3/s).

L'Équation 4.5 devient :

$$K = \frac{1}{\Omega_c} \cdot \frac{dV}{dt} \cdot \frac{\eta \cdot H}{\Delta p} \quad (4.7)$$

Protocole Pour obtenir un coefficient de perméabilité le plus précis possible, il est conseillé de procéder en 2 étapes : une étape de mise en place et une étape d'expérience.

1. Mise en place

- (a) Une valeur de H est choisie. Connaissant le diamètre d du cylindre, le volume du milieu poreux à insérer peut être déterminé.

- (b) Le milieu est introduit dans le cylindre.
- (c) Si le milieu est sec, le liquide est introduit dans le cylindre. Sinon afin de sécher le milieu, le liquide contenu dans le milieu peut être (partiellement) récupéré en procédant d'abord sans introduction du liquide. Faire sécher le milieu la première fois permet de garder le mélange (le cas échéant) dans les proportions définies. Une autre alternative est de sécher complètement le milieu avant insertion.
- (d) Le cylindre est refermé.
- (e) La différence de pression est imposée.

Il est conseillé de faire passer le liquide dans le milieu poreux plusieurs fois afin d'imbiber celui-ci du liquide utilisé. Cette étape de mise en place est donc idéalement répétée avant de passer à l'étape d'expérience.

2. Expérience

- (a) S'il s'agit d'un mélange, le liquide est agité. Un échantillon de ce mélange est relevé afin de mesurer sa viscosité exacte grâce à un viscosimètre à bille.
- (b) Le cylindre est ouvert.
- (c) La hauteur au-dessus du milieu poreux est mesurée.
- (d) Le liquide est introduit dans le cylindre.
- (e) Le cylindre est refermé.
- (f) La différence de pression est imposée et notée une fois stable.
- (g) Le temps est mesuré au fur et à mesure de l'écoulement du liquide en commençant par la première graduation du verre gradué.
- (h) Un échantillon du liquide récolté est utilisé pour calculer sa viscosité.

En fonction de la perméabilité du milieu et de la viscosité du liquide utilisé, il peut être nécessaire de mélanger celui-ci avec de la glycérine afin que l'écoulement ne soit pas trop rapide.

4. APPLICATION DE LA SIMULATION, LE CAS DE CAMIRI

Résultats théoriques

La perméabilité du sable S80, sable du milieu modèle utilisé par Van Engeland, est de $2.85 \cdot 10^{-11} \text{ m}^2$ avec le modèle de Kozény-Carman. Sa porosité vaut 0.4 et son diamètre moyen $170 \cdot 10^{-6} \text{ m}$.

Les résultats obtenus sur base des carottes récoltées sont synthétisés dans le Tableau 4.2. Les échantillons ont été choisis de manière à voir si le haut (0 – 20 cm) et le bas de la carotte (50 – 70 cm) donnent des différences significatives sur la perméabilité. Ceci est expliqué plus en profondeur lors de l'analyse du modèle en couches, sous-section 4.4.1.

Date	Position dans la carotte	Porosité (-)	d_{moyen} ($\cdot 10^{-6} \text{ m}$)	Perméabilité ($\cdot 10^{-11} \text{ m}^2$)
16/03/2018	10 – 20 cm	0.308	149 ± 28	2.420 ± 0.088
	60 – 70 cm	0.426	151 ± 41	6.945 ± 0.505
17/03/2018	0 – 8 cm	0.337	160 ± 38	3.681 ± 0.203
	58 – 68 cm	0.353	172 ± 36	4.870 ± 0.209

Tableau 4.2 – Perméabilités théoriques obtenue pour deux carottes de sable et valeurs des paramètres déterminés pour obtenir cette perméabilité

La perméabilité moyenne de la partie supérieure de la carotte (donc du lit) est de $3.050 \cdot 10^{-11} \text{ m}^2$ alors que celle de la partie inférieure est de $5.907 \cdot 10^{-11} \text{ m}^2$. La perméabilité moyenne sur les 4 échantillons du Tableau 4.2 est de $4.479 \cdot 10^{-11} \text{ m}^2$.

Le diamètre moyen des particules composant les échantillons vaut 0.158 mm.

Résultats expérimentaux

Le mélange d'eau et de glycérine est choisi tel que l'écoulement du liquide à travers le milieu poreux prenne environ 30 secondes. La viscosité nécessaire du mélange a été calculée en utilisant l'Équation 4.7 en estimant la perméabilité à celle du sable S80, déterminée par Van Engeland [20] ($1.82 \cdot 10^{-11} \text{ m}^2$).

La méthode expérimentale est testée sur le sable S80. Ceci permet de vérifier que l'expérience est réalisée correctement et de comparer les résultats expérimentaux à la valeur obtenue avec le modèle théorique. Des résultats similaires

($1.70 \cdot 10^{-11} \pm 0.05 \cdot 10^{-11} \text{ m}^2$) à la perméabilité trouvée par Van Engeland sont obtenus.

L'expérience sur les carottes du lit de la rivière est ensuite réalisée. La hauteur de sable dans le cylindre est de 31 cm et la pression appliquée de 6 kp/cm². Les viscosités mesurées sont comprises entre 50 et 70 Pa.s.

La Figure 4.10 montre l'évolution au cours du temps du volume de liquide récolté. La perméabilité obtenue sur base de cette courbe et de l'Équation 4.7 vaut $8.05 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2$.

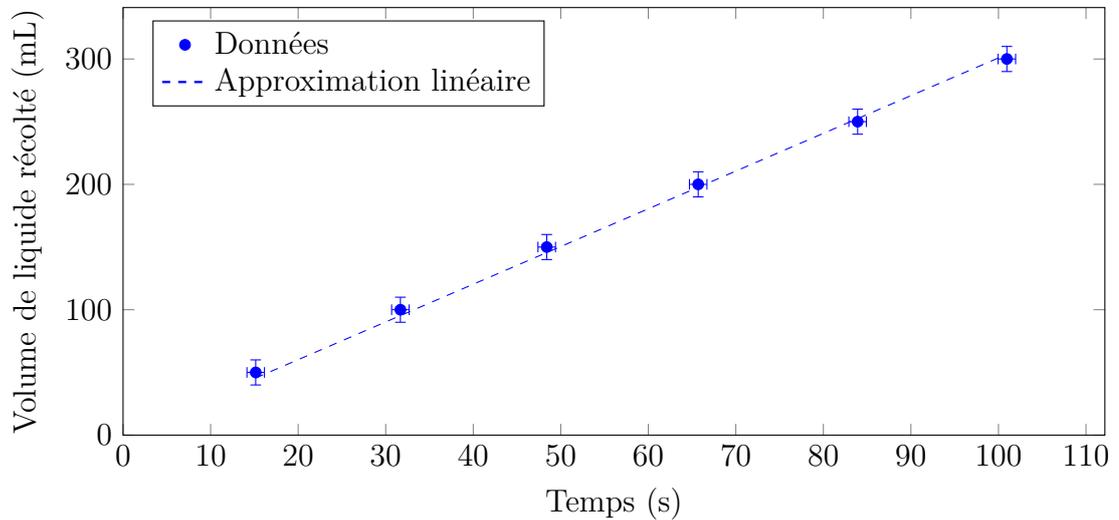


Figure 4.10 – Évolution au cours du temps du volume de liquide de viscosité connue récolté pour déterminer la perméabilité du milieu poreux.

En 2011, Vekemans [33] a récolté un échantillon de sable à Chorety sur la berge. Cet échantillon peut clairement se diviser en deux zones (voir Figure 4.11). La perméabilité de ces deux zones est de $1.56 \cdot 10^{-11} \text{ m}^2$ pour la zone supérieure et de $1.43 \cdot 10^{-13} \text{ m}^2$ pour la zone inférieure. Lors de la récolte des échantillons utilisés dans ce travail, la différence entre les deux zones n'a pu être observée car les échantillons ont été pris dans l'eau, au sein de la rivière. Il est donc difficile de savoir à quelle zone la valeur obtenue correspond. Cependant, si l'on considère que l'échantillon analysé est un mélange des deux zones de Vekemans, on obtient un résultat similaire au sien. En effet, la moyenne des deux valeurs de Vekemans donne une perméabilité de $7.87 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2$.

4. APPLICATION DE LA SIMULATION, LE CAS DE CAMIRI



Figure 4.11 – Photo du profil vertical de sable sur les berges du Parapeti. Deux parties sont visibles : la partie supérieure est supposée être la zone colmatée, la partie inférieure la zone de lit. – Source : [33]

Comparaison des résultats Les résultats théoriques et pratiques ne donnent pas les mêmes perméabilités. Pour un même échantillon (le sable S80), le modèle de Kozény-Carman ne permet pas d'obtenir une valeur exacte de la perméabilité réelle de l'échantillon. En effet, la valeur théorique calculée est $2.85 \cdot 10^{-11} \text{ m}^2$ alors que la valeur mesurée est $1.70 \cdot 10^{-11} \pm 0.05 \cdot 10^{-11} \text{ m}^2$. Le sable S80 comporte pourtant des particules ayant une distribution granulométrique étroite. Il semble donc raisonnable de supposer que, pour un mélange de particules ayant une large distribution en taille, le modèle de Kozény-Carman ne permet pas d'obtenir une perméabilité suffisamment précise de la perméabilité réelle du mélange pour le cas étudié.

Ceci est confirmé sur les échantillons relevés. La perméabilité théorique moyenne est de $4,479 \cdot 10^{-11} \text{ m}^2$ alors que la perméabilité pratique moyenne vaut $7.92 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2$. Attention toutefois que ces deux perméabilités n'ont pas été obtenues sur le même échantillon. Il serait intéressant d'obtenir ces valeurs pour un même échantillon, ce qui permettrait de mieux comparer la méthode théorique et la méthode expérimentale dans le cas d'un mélange de particules. Toutefois, il semble suffisant de mesurer directement la perméabilité par expérience.

On constate qualitativement que, de manière théorique, la perméabilité de la zone supérieure du lit est inférieure à la perméabilité de la zone inférieure du lit,

confirmant le colmatage de la couche supérieure.

Choix des perméabilités L'échantillon analysé expérimentalement a une perméabilité presque identique à la moyenne des perméabilités obtenues par Vekemans. Toutefois, Vekemans avait réussi à diviser son échantillon en deux zones distinctes, ce qui n'a pas pu être fait ici, ne permettant pas de déterminer la perméabilité de chacune des couches. La perméabilité de la zone supérieure ($1.56 \cdot 10^{-11} \text{ m}^2$) est supposée être la perméabilité de la zone renouvelée, alors que la perméabilité de la zone inférieure ($1.43 \cdot 10^{-13} \text{ m}^2$) celle de la zone de lit. Le mélange recueilli et analysé est supposé être un mélange de ces deux zones, la perméabilité de celui-ci étant égale à la perméabilité moyenne de ces 2 zones. La modélisation proposée n'utilise que la zone colmatée. La perméabilité de la zone colmatée choisie est donc celle obtenue par Vekemans : $1.43 \cdot 10^{-13} \text{ m}^2$.

La perméabilité de la zone de lit est assimilée à la perméabilité du sable S80. Cette hypothèse se justifie par la taille semblable des particules composant majoritairement les échantillons relevés. Cette affirmation se base sur l'analyse granulométrique des échantillons visibles sur la Figure 4.12. La perméabilité obtenue pour le sable S80 et, par conséquent, la perméabilité choisie de la zone de lit est : $1.703 \cdot 10^{-11} \text{ m}^2$.

La perméabilité de la zone de gravier est égale à la perméabilité de la zone de lit, multipliée par la porosité des graviers. Cette porosité a été mesurée comme valant 0.49 par Van Engeland [20]. Ce résultat n'a pas pu être vérifié car les graviers utilisés dans les galeries n'étaient pas accessibles. La perméabilité de la zone contenant des graviers est choisie à $8.3447 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2$.

4.2.4 Largeur active du domaine

La largeur active du domaine l_a est la largeur à considérer dans la simulation afin que tous les effets du système soient pris en compte. Cette distance indique, par la même occasion, la distance minimale entre deux galeries de filtration sous lit de rivière pour éviter des interférences, assurer leur fonctionnement de manière indépendante et maximiser leur productivité.

4. APPLICATION DE LA SIMULATION, LE CAS DE CAMIRI

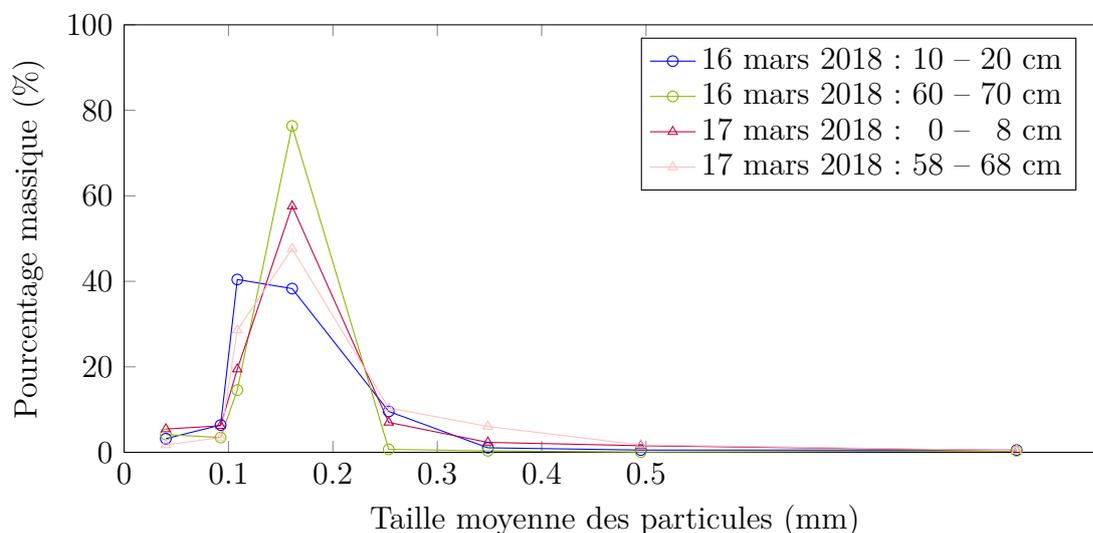


Figure 4.12 – Distribution massique des particules de sable se trouvent dans des carottes relevées à Camiri

Van Engeland a estimé que la largeur active du domaine vaut 3 fois la longueur d'onde des dunes, ce qui équivaut à une largeur de 19.5 m. [20]

Ce paramètre a été étudié dans ce travail en simulant le système avec les paramètres exposés précédemment. Pour ce faire, une étude du coefficient β de chaque galerie en fonction de la largeur active a été menée. Les résultats de cette étude se trouvent sur la Figure 4.13. Une asymptote y apparaît pour une largeur active se trouvant aux environs de 65 mètres. Pour la galerie 7, cette largeur est plutôt de l'ordre de 100 mètres. La valeur de 100 mètres est retenue.

4.2.5 Paramètres utilisés

L'ensemble des paramètres utilisés dans la simulation sont résumés dans le Tableau 4.3. Si une expression permet d'obtenir cette valeur, celle-ci est également indiquée.

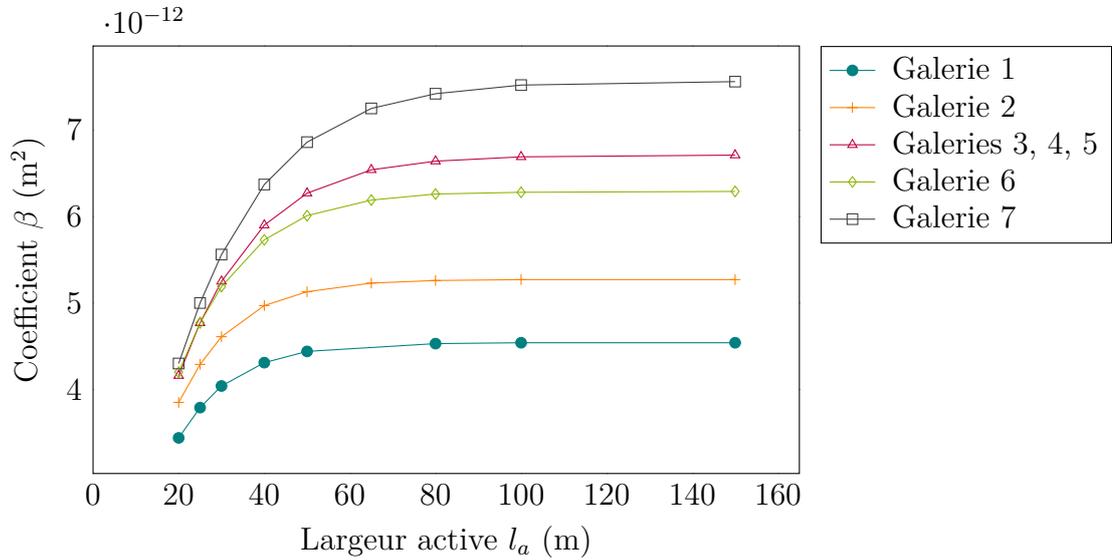


Figure 4.13 – Évolution du coefficient β de chaque galerie en fonction de la largeur active considérée

Paramètre	Expression	Valeur
Pression	$\rho \cdot g \cdot H_{\text{tot}}$	50.000 Pa
Largeur active l_a	-	100 m
Zone colmatée		
H_{colm}	-	0.5 m
K_{colm}	-	$1.43 \cdot 10^{-13} \text{ m}^2$
ϵ_{colm}	-	0.356
Zone de lit		
K_{lit}	-	$1.703 \cdot 10^{-11} \text{ m}^2$
ϵ_{lit}	-	0.39
Zone de gravier		
$K_{\text{gravier colmaté}}$	$\epsilon_{\text{gravier}} \cdot K_{\text{lit}}$	$8.3447 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2$
$\epsilon_{\text{gravier}}$	-	0.49

Tableau 4.3 – Valeur et expression des paramètres de la simulation de ce travail

4.3 Application aux galeries de Camiri

Les paramètres déterminés, il est, à présent, possible d'appliquer la simulation et obtenir les coefficients de productivité de chacun des systèmes. Les profils de pression et de vitesse permettent de mieux comprendre l'écoulement du fluide depuis la zone colmatée jusqu'au collecteur. De plus, une comparaison et une discussion des coefficients avec ceux obtenus dans les travaux précédents peuvent être faites.

4.3.1 Valeurs des coefficients obtenus

Les coefficients de productivité des systèmes de RBeF obtenus sont repris dans le Tableau 4.4. Comme attendu, les galeries 3, 4 et 5 donnent les mêmes coefficients β . Théoriquement, la galerie 7 est la galerie la plus performante, alors que les galeries 1 et 2 sont les moins intéressantes en terme de productivité.

Galerie	β ($\cdot 10^{-12} \text{ m}^2$)	k (min^{-1})	τ (min)
1	4.5374	0.0393	25.46
2	5.2681	0.0350	28.54
3	6.7116	0.0446	22.40
4	6.7116	0.0502	19.91
5	6.7116	0.0639	15.65
6	6.2915	0.0471	21.24
7	7.5588	0.0574	17.42

Tableau 4.4 – Valeur des coefficients de productivité du système obtenus avec la simulation et les paramètres déterminés dans ce travail

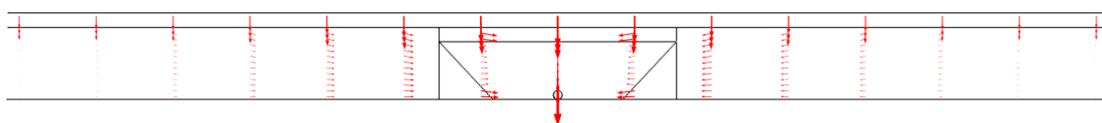
L'intérêt du coefficient β se démontre bien dans ce cas-ci : des galeries ayant la même productivité (3, 4 et 5) n'ont pas le même coefficient k , ne permettant pas de rendre compte de cette similarité entre galeries. En considérant uniquement le coefficient k (ou similairement τ), la galerie 5 serait considérée comme la plus performante.

4.3.2 Visualisations du champ de pression et des vitesses dans le système

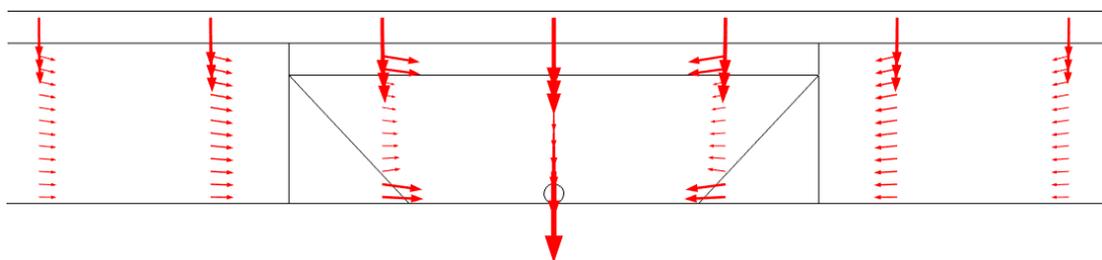
Différentes visualisations de la pression et de la vitesse peuvent être obtenues sur COMSOL et permettent de comprendre comment se déroule l'écoulement au sein du système. Les visualisations présentées dans la suite de cette section représentent la galerie 1 avec les paramètres utilisés précédemment, c'est-à-dire ceux du Tableau 4.1 et du Tableau 4.3.

La pression au sein du domaine est représentée sous forme de flèches sur la Figure 4.14. La grosseur et la longueur de celles-ci sont proportionnelles à sa valeur. Plusieurs éléments peuvent être mis en avant :

- La pression sur la zone colmatée est presque exclusivement verticale. Plus on se trouve proche du collecteur, plus celle-ci est élevée.
- Une composante horizontale entre en jeu une fois dans la zone de lit. Elle est plus élevée que dans la zone contenant des graviers. Ceci est logique car la perméabilité de cette zone est réduite dû à la présence des graviers.
- Les pressions sur les extrémités du domaine sont faibles en comparaison à celles près du collecteur. Cependant, les effets sont ressentis sur la largeur active totale. Les effets cumulatifs peuvent ainsi être relativement élevés.

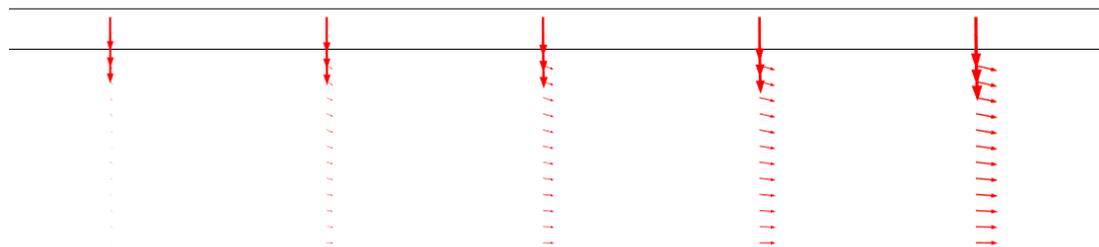


(a) Système global



(b) Zoom sur la zone du collecteur

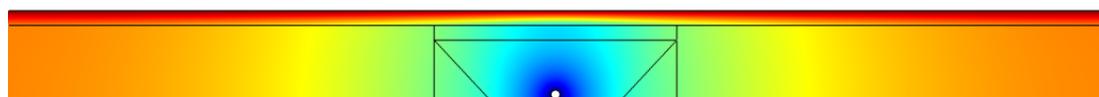
4. APPLICATION DE LA SIMULATION, LE CAS DE CAMIRI



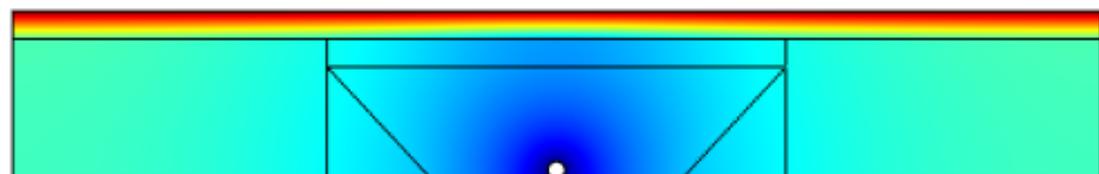
(c) Zoom sur le bord gauche

Figure 4.14 – Représentation de la pression au sein du système sous forme de flèches proportionnelles à la valeur de celle-ci

Le profil de pression en deux dimensions du système est visible à la Figure 4.15a. Celui-ci est différent de ceux obtenus précédemment avec les paramètres de Van Engeland (voir sous-section 3.5.1). Bien que les perméabilités utilisées ne soient pas exactement les mêmes, il semble que ce soit la longueur active qui ait un impact sur la distribution de pression. Pour rappel, dans les paramètres de Van Engeland, elle était fixée à 19.5 m alors qu'elle est de 100 m dans la simulation réalisée. Pour s'en assurer, la simulation est également réalisée avec une largeur de 19.5 m (voir Figure 4.15b).



(a) Avec une largeur active de 100 m



(b) Avec une largeur active de 19.5 m



Figure 4.15 – Profils de pression du système de RBeF de la galerie 1

La pression autour du collecteur ne change pas significativement entre les

deux simulations réalisées. Cependant, elle se trouve rapidement réduite lorsqu'on s'éloigne de celui-ci pour une largeur active de 19.5 m par rapport à celle de 100 m. Ceci provient directement de la réduction de l'effet cumulatif expliqué précédemment dû à la réduction de la taille du domaine.

Ceci montre bien l'impact de la largeur active dans la simulation et explique les coefficients de productivité obtenus dans ce travail.

4.3.3 Comparaison des coefficients de productivité théoriques

Les coefficients obtenus dans ce travail sont insérés dans le Tableau 4.5 permettant de comparer l'ensemble des productivités prédites par Blavier [37], Van Engeland [20] et Willemart [38].

Galerie	1	2	3	4	5	6	7
Blavier	-	0.02	-	-	-	-	-
Van Engeland	-	0.0204	0.032	0.0338	0.0413	-	0.0315
Willemart	0.0238	0.0204	-	-	0.0169	-	-
Berghman	0.0393	0.0350	0.0446	0.0502	0.0639	0.0471	0.0574

Tableau 4.5 – Coefficients de productivités k théoriques calculés par Blavier, Van Engeland, Willemart et obtenus dans ce travail

Les coefficients obtenus avec cette simulation sont plus élevés que ceux obtenus dans des simulations précédentes. Ceci est probablement dû à la largeur active considérée, comme cela a été mis en avant précédemment. Il est à remarquer que la largeur active telle que définie n'est peut-être pas la valeur correcte à considérer pour chaque galerie. En effet, certaines d'entre elles sont proches l'une de l'autre (voir plan à l'Annexe A.1). Des interférences pourraient se produire entre les systèmes de telle sorte que la largeur active réelle du système soit inférieure à la largeur active considérée dans ce travail.

4.4 Vérification des hypothèses

Plusieurs hypothèses ont été émises lors de la modélisation du système de filtration sous lit de rivière, à la section 2.2. Une partie de ces hypothèses peut maintenant être vérifiée ou discutée.

4.4.1 Modélisation en couches

Les analyses granulométriques ont servi à analyser des échantillons de carottes provenant soit du haut, soit du bas de la rivière. Il semble difficile de tirer des conclusions entre les deux parties extrêmes des carottes analysées sur la Figure 4.12.

Cependant, ces échantillons et plus particulièrement leur distribution en taille de la Figure 4.12 permettent tout de même de mettre en avant que la plupart des particules de sable ont une taille comprise entre 0.1 mm et 0.25 mm. Sur l'échantillon du 16 mars, une différence claire dans les distributions granulométriques peut se voir entre la couche supérieure (bleu) et la couche inférieure (vert) de la carotte. Cette différence se remarque également au niveau de leur porosité (0.308 contre 0.426). Toutefois, cette différence granulométrique ne se marque pas sur l'échantillon du 17 mars. Dès lors, il est difficile de formuler des conclusions par rapport au type de tailles de particules trouvées à une certaine profondeur de la rivière.

L'importante différence dans les porosités, relevées dans le Tableau 4.2, suggère que le haut de la rivière est plus colmaté que le bas, permettant de confirmer la présence d'une zone colmatée sur la partie supérieure du lit de la rivière.

Une autre hypothèse est de considérer que les échantillons relevés proviennent tous d'un même type de sable, ce qui signifie que la zone colmatée vaut au moins 70 cm.

4.4.2 Isotropie des couches

L'hypothèse d'isotropie des couches indique qu'il n'y a pas de direction préférentielle à l'intérieur de celles-ci. Les distributions granulométriques sont relativement similaires entre-elles et tendent à confirmer une certaine isotropie de la

couche colmatée. Toutefois, elles n'apportent pas assez de données pour conclure quelque chose au sujet de cette hypothèse.

4.4.3 Nombre de Reynolds

Le nombre de Reynolds dépend du liquide, de la température et du milieu considéré. La condition selon laquelle le nombre de Reynolds est plus petit que 1 doit être valable pour chaque couche de la galerie et sur l'entièreté de la plage de température à laquelle le liquide se trouve. A Camiri, la température de l'eau mesurée varie entre 22°C et 25°C.

$$Re = \frac{\rho(T) \cdot v \cdot d}{\eta(T) \cdot \epsilon} \quad (4.8)$$

Pour valider l'hypothèse donnant lieu à un nombre de Reynolds inférieur à 1 en tout point du système, le nombre de Reynolds maximum est calculé. En effet, si celui-ci est inférieur à un, alors la condition est vérifiée sur l'ensemble du système.

La vitesse superficielle maximale obtenue en simulation est de $4.29 \cdot 10^{-4}$ m/s pour une pression de 50.000 Pa.

Le diamètre des particules considéré est le diamètre moyen des échantillons analysés, c'est-à-dire $158 \cdot 10^{-6}$ m. Ce choix de diamètre ne prend pas en compte le diamètre des cailloux se trouvant dans la zone de gravier et dans le sable. En effet, il est considéré que ceux-ci font obstacles à l'écoulement dans une zone de sable.

La porosité minimale dans le milieu est la porosité de la zone de gravier colmatée. Celle-ci a été estimée à 0.19 par Van Engeland [20].

La viscosité dynamique minimale choisie pour calculer le nombre de Reynolds est la viscosité dynamique de l'eau à 40 °C. Celle-ci vaut $0.653 \cdot 10^{-3}$ Pa.s.

La valeur obtenue avec l'ensemble de ces paramètres est de 0.5455.

Ce nombre est effectivement plus petit que 1, signifiant que l'écoulement est laminaire partout et que la loi de Darcy peut être appliquée dans chaque zone du système.

Le nombre de Reynolds obtenu est plus proche de 1 qu'estimé auparavant dans d'autres travaux. Van Engeland [20] l'a estimé à 0.006 et Blavier [32] à $6.46 \cdot 10^{-4}$.

4. APPLICATION DE LA SIMULATION, LE CAS DE CAMIRI

Chapitre 5

Coefficients de productivité expérimentaux de Camiri

Des relevés de l'évolution de l'eau au sein des puits de Camiri ont été effectués lors d'un séjour sur place. Ces mesures donnent la possibilité de déterminer la valeur des coefficients des galeries, ce qui permet de mettre en perspective les résultats de la simulation. Ce chapitre explique comment les relevés ont été faits et traités afin d'obtenir les coefficients des galeries. Il compare ensuite ces coefficients avec ceux obtenus précédemment par d'autres auteurs.

5.1 Relevés

Les relevés ont été effectués au même moment que les relevés des carottes de sable, c'est-à-dire aux mois de février et mars 2018. Les puits des galeries 3 et 4 n'étaient pas accessibles par risque de grenouilles venimeuses et car le niveau de la rivière était trop haut rendant ces puits inaccessibles depuis la berge. Aucune donnée sur ces galeries n'a donc été relevée.

5.1.1 Obtention de la hauteur d'eau dans le puits

Pour déterminer les coefficients des système, il est nécessaire de mesurer l'évolution de la hauteur d'eau dans les puits des galeries. Pour ce faire, un capteur de pression est inséré dans le puits, à une hauteur h_x de son fond (voir Figure 5.1).

5. COEFFICIENTS DE PRODUCTIVITÉ EXPÉRIMENTAUX DE CAMIRI

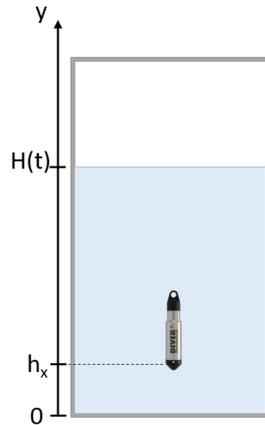


Figure 5.1 – Représentation de la position du capteur de pression au sein du puits de la galerie

La pression mesurée par le capteur correspond à la pression de la colonne d'eau au-dessus de lui additionnée de la pression atmosphérique. Toutefois, la hauteur d'eau est calculée sur base de la pression de la colonne d'eau seule. La pression atmosphérique doit donc être retirée à celle mesurée par le capteur au sein du puits. De plus, pour tenir compte de la hauteur d'eau en-dessous du capteur, la hauteur h_x doit être ajoutée. Le capteur de pression donnant des valeurs en centimètres de H_2O , la hauteur d'eau dans le puits où est placé le capteur peut s'écrire :

$$H(t) = p_{\text{baro}}(t) - p_{\text{atm}}(t) + h_x \quad (5.1)$$

- Où
- $H(t)$ est la hauteur d'eau dans le puits au temps t (cm),
 - $p_{\text{baro}}(t)$ est la pression mesurée par le capteur de pression au sein du puits de la galerie au temps t (cm H_2O),
 - $p_{\text{atm}}(t)$ est la pression atmosphérique au temps t (cm H_2O),
 - h_x est la hauteur entre le fond du puits et le capteur de pression dans le puits (cm H_2O).

5.1.2 Matériel utilisé

Deux capteurs de pression ont été utilisés.

- Un mini diver de la marque Schlumberger ;
- Un enregistreur de niveau d'eau TD Diver de la marque Eijkelkamp avec un range de 10 mètres (Référence : 11110402, acheté en février 2018).

Les données sont lues avec l'unité de lecture optique et exportées grâce au logiciel Diver Office fourni avec les capteurs de pression.

Il est possible de choisir la fréquence de relevé des données. Dans ce travail, celle-ci a été choisie à un relevé par minute.

5.1.3 Protocole d'utilisation

1. Le capteur de pression est lu et démarré avec le logiciel Diver Office. Les paramètres d'écriture sont choisis (fréquence d'échantillonnage).
2. Le capteur de pression est attaché à un câble en fer. Pour assurer que celui-ci ne flotte pas, un poids est ajouté.
3. L'opérateur s'assure qu'une mesure de la pression atmosphérique est réalisée. Pour cela, il suffit d'attendre qu'un échantillon au moins soit pris avant d'insérer le capteur.
4. Si possible, le capteur de pression est inséré dans le puits au sein d'un tube.
5. Pour déterminer la hauteur h_x , le capteur est inséré jusqu'à atteindre le fond du puits. Une fois le fond touché par le capteur, une marque est réalisée sur le câble en fer. Celle-ci est faite au niveau d'une référence proche de l'opérateur. Il s'agit, par exemple, de la plate-forme contenant les pompes et sur laquelle l'opérateur se trouve.
6. Le capteur est légèrement relevé. Une marque est à nouveau réalisée sur le câble en fer.
7. Le capteur de pression est attaché.
8. La distance entre les deux marques donne la hauteur h_x .
9. Le capteur de pression est laissé dans le puits le temps de prendre les échantillons dans l'eau.

5.2 Pré-traitement des données relevées

capteur de pression, également à une fréquence d'un relevé par minute. Cependant, il a rapidement été remarqué que la différence de pression était très faible au cours d'une journée ($< 1\%$). Les deux capteurs de pression ont ensuite été utilisés dans deux puits afin de doubler la quantité de données mesurées.

Les valeurs de pression atmosphériques ont été extrapolées linéairement entre deux valeurs prises une le matin, une l'après-midi afin d'obtenir une valeur de pression pour chaque relevé de pression dans un puits.

5.2.2 Cycle analysable

Le coefficient de productivité d'un système ne peut pas être calculé sur tous les cycles de production relevés par le capteur. En effet, certains d'entre eux sont courts par rapport au temps requis pour réaliser un cycle de production dans son entièreté. Deux critères sont proposés pour déterminer si un cycle est analysable ou non :

1. La différence de hauteur d'eau entre le début du cycle et la fin du cycle est supérieure à une hauteur d'eau ΔH prédéfinie.
2. La durée d'un cycle doit être supérieure à un seuil prédéfini.

Les coefficients sont définis en analysant les graphes de manière à considérer les cycles qui ont une asymptote. La liste de ces coefficients est repris au Tableau 5.1.

Galerie	Longueur du cycle (min)	ΔH (cm)
1	80	150
2	80	150
5	100	100
6	100	100
7	100	250

Tableau 5.1 – Paramètres utilisés dans les deux méthodes afin de calculer les coefficients de productivité sur base expérimentale

5. COEFFICIENTS DE PRODUCTIVITÉ EXPÉRIMENTAUX DE CAMIRI

5.2.3 Hauteur maximale et initiale

La hauteur d'eau initiale H_0 et la hauteur d'eau finale H_f dans le puits sont calculées sur base, respectivement, des dix premières et des dix dernières valeurs du cycle considéré.

5.2.4 Découpage en cycle de production

Les données sont reçues sous forme de liste comprenant l'ensemble de tous les cycles mesurés par un des capteurs dans un puits (voir Figure 5.3).

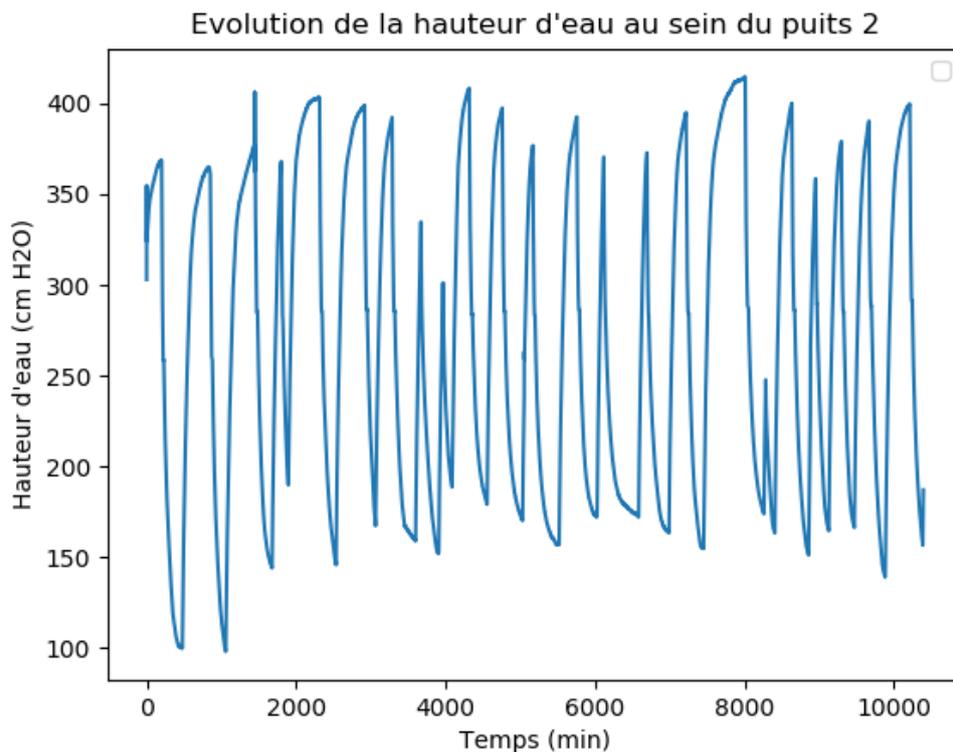


Figure 5.3 – Données relevées au sein du puits de la galerie 2 à Camiri

Cette liste doit être découpée en cycles de pompage et en cycles de production afin de permettre l'analyse de ces derniers. Ceci est fait sur base de la monotonie de la fonction : une fois que la fonction change de pente, il s'agit d'un autre cycle. Une marge de 1% sur cette croissance est toutefois laissée à un même cycle afin de

5.2 Pré-traitement des données relevées

prendre compte des variations de la hauteur d'eau dues au mouvement de l'eau ou à une différence significative entre la pression atmosphérique et celle obtenue par linéarisation des deux mesures journalières de la pression atmosphérique.

De même, si entre deux cycles de production (cycle ascendant) se trouvent un cycle très court de pompage (cycle descendant), celui-ci est supprimé et les deux cycles de production sont concaténés. Ceci permet notamment de garder un cycle même si un relevé de la pression atmosphérique est réalisé pendant le cycle de production, coupant alors en deux un cycle.

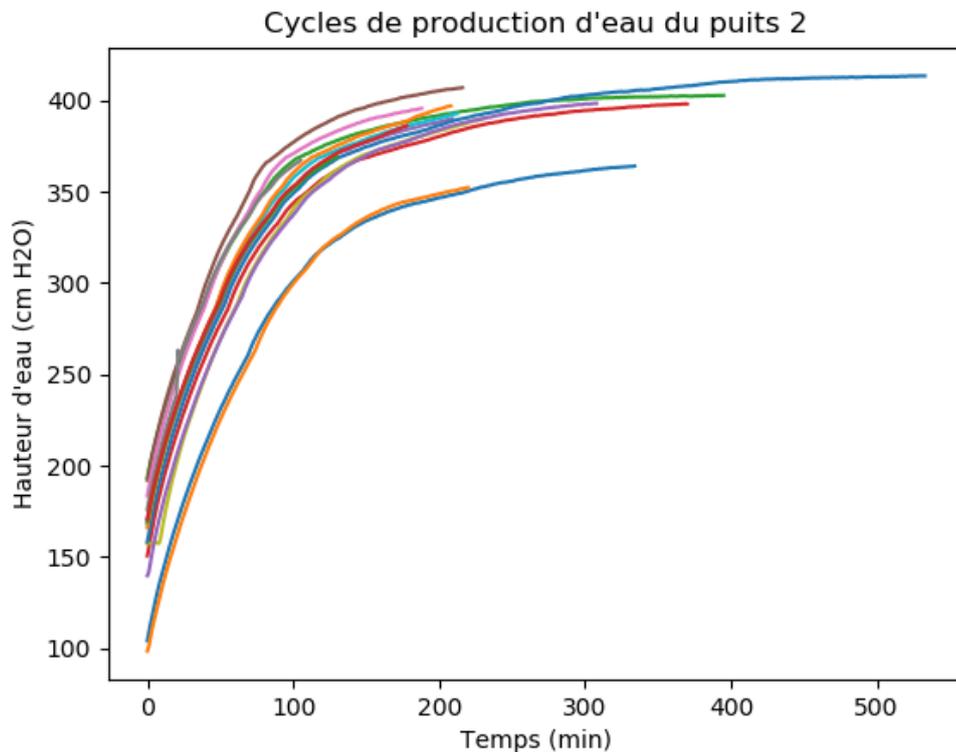


Figure 5.4 – Découpage des données en cycles de production pour la galerie 2

5.3 Traitement des données

Un système est modélisé par une équation différentielle linéaire et du premier ordre. Il est possible de résoudre cette équation de deux manières différentes afin d'obtenir la valeur du coefficient k . La première consiste à résoudre numériquement l'Équation 2.11 réécrite ci-dessous, en isolant le coefficient de l'exponentielle. La seconde utilise la monotonie de l'équation en obtenant les valeurs de celle-ci en des temps particuliers. Ces deux méthodes sont utilisées dans ce travail pour calculer la valeur des coefficients de la galerie. Elles ont été expliquées en détail dans la sous-section 2.5.3.

$$H(t) = H_f - (H_f - H_0) \cdot e^{-k \cdot t} \quad (5.2)$$

Le code des deux méthodes est disponible sur le dépôt suivant : <https://github.com/BBberghman/RBeF-ProductivityAnalysis>.

5.3.1 Première méthode : numériquement

L'Équation 5.2 est ré-écrite de manière à isoler le coefficient k .

$$\ln \left(\frac{H_f - H(t)}{H_f - H_0} \right) = -k \cdot t \quad (5.3)$$

Ceci signifie que le coefficient k est égal à l'opposé de la pente de la droite obtenue.

La valeur de $H(t)$ tend vers la valeur de H_f , ce qui veut dire que pour des t suffisamment grands, on évalue le logarithme d'un nombre se rapprochant de zéro. Le logarithme tend alors vers $-\infty$, ce qui ne permet pas d'obtenir une régression linéaire. Pour palier à ce problème, l'évaluation du logarithme ne se fait pas sur ces valeurs asymptotiques.

Tant que le coefficient de régression n'est pas supérieur à 0.99, la linéarisation de l'Équation 5.3 est refaite avec un cycle comprenant une donnée en moins. Ceci permet d'assurer la linéarité de la courbe. Les conditions de cycles analysables doivent toutefois toujours être respectées pour que le cycle soit considéré.

Par ailleurs, les courbes ayant une pente se trouvant à plus de 2 fois l'écart moyen de toutes les pentes sont écartées.

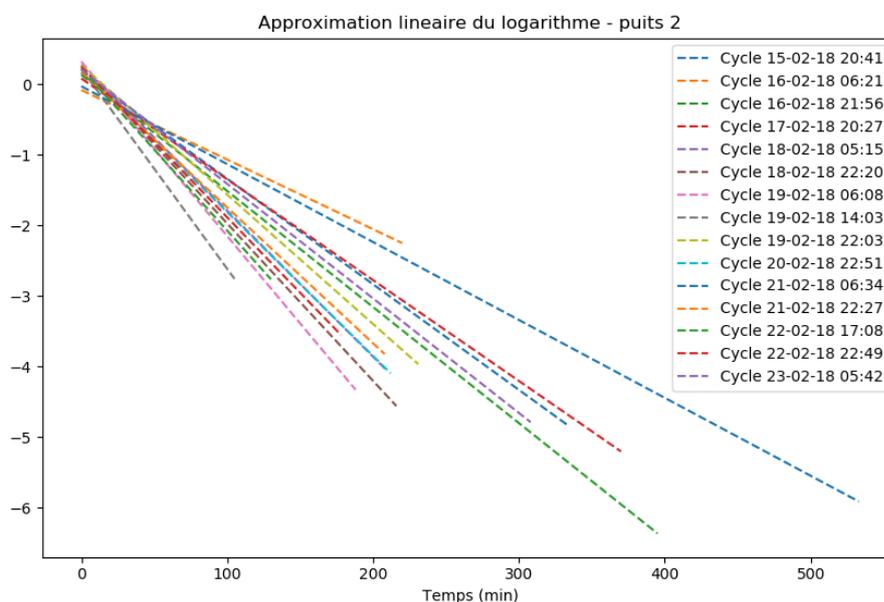


Figure 5.5 – Approximation linéaire des cycles analysables ayant un taux de régression supérieur à 0.99 et ne se trouvant pas à plus de 2 écarts-types de la pente moyenne pour la galerie 2

5.3.2 Seconde méthode : grâce au temps caractéristique

Cette méthode se base sur l'obtention du temps caractéristique d'une réponse indicielle d'un système du premier ordre.

L'équation pour obtenir τ est donnée par :

$$\tau = \frac{1}{n} \cdot \arg \left(H(t) = H_0 + (H_f - H_0) \cdot (1 - e^{-n}) \right) \quad (5.4)$$

Dans ce travail, les trois premières valeurs entières de τ sont utilisées. Celles-ci correspondent à un remplissage du puits de 63.2%, 86.5% et 95.0% de sa capacité totale. Ceci est montré sur la Figure 5.6.

Les données étant discrètes, il se peut qu'il n'y ait pas de données correspondant au pourcentage souhaité. Pour palier à ce problème, les valeurs les plus proches de part et d'autre de ce pourcentage sont obtenues et linéarisées de manière à obtenir la valeur souhaitée. Une autre approche serait de prendre une valeur de $H(t)$, déterminer le pourcentage auquel cela correspond. Ceci donne

5. COEFFICIENTS DE PRODUCTIVITÉ EXPÉRIMENTAUX DE CAMIRI

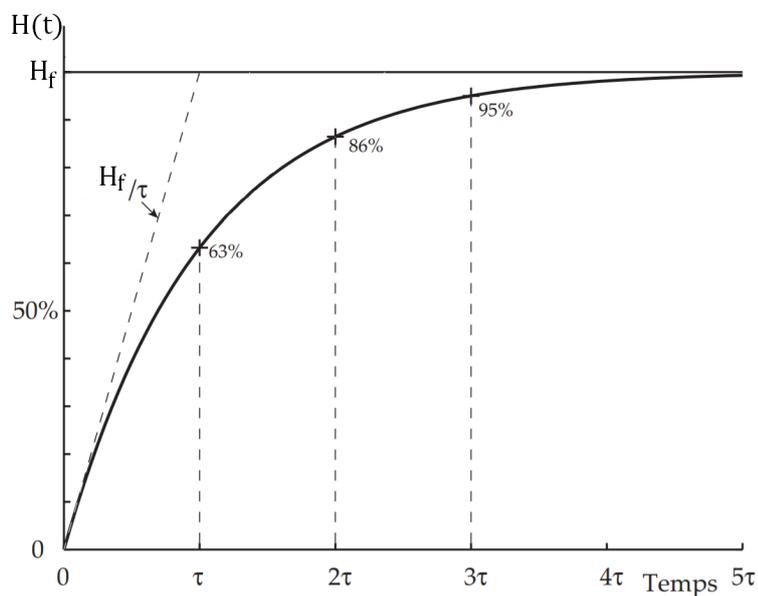


Figure 5.6 – Représentation des valeurs prises par la hauteur d'eau en fonction de temps multiples du temps caractéristique. – Source : [64]

alors la valeur de n . Rien n'empêche de faire ceci car n ne doit pas obligatoirement être un entier.

Les moyennes pour chaque n et la moyenne globale sont ensuite calculées avec leur écart-type respectif.

5.4 Résultats obtenus

L'ensemble des coefficients k obtenus pour les valeurs de paramètres exposés précédemment sont affichés dans le Tableau 5.2 pour chacune des galeries dans lesquelles des données ont été relevées et pour les deux méthodes exposées précédemment.

Sur base des coefficients de productivité calculés et des graphes de cycles, une discussion est réalisée. Celle-ci met en avant les similitudes et les différences entre les coefficients obtenus cette année et ceux obtenus les années précédentes.

Galerie	Coefficients de productivité k (min^{-1})	
	Méthode 1	Méthode 2
1	0.0171 ± 0.0026	0.0158 ± 0.0062
2	0.0189 ± 0.0048	0.0189 ± 0.0066
5	0.0132 ± 0.0042	0.0115 ± 0.0025
6	0.0214 ± 0.0032	0.0166 ± 0.0057
7	0.0058	0.0055

Tableau 5.2 – Coefficients k obtenus expérimentalement par les deux méthodes proposées

5.4.1 Comparaison avec les paramètres pratiques obtenus précédemment

L'ensemble des coefficients de productivité relevés auparavant se trouvent dans le Tableau 5.3

	Galerie 1	Galerie 2	Galerie 5	Galerie 6	Galerie 7
Vekemans (2011)		0.039			
Blavier (2012)		0.0251			
Van Engeland (2015)		0.0193	0.0154		0.0165
Willemart (2016)	0.036	0.021	0.018	0.055	
Berghman (2018)	0.0171	0.0189	0.0132	0.0214	0.0058

Tableau 5.3 – Récapitulatif des coefficients de productivité pratique obtenus pour chaque galerie au cours du temps par Vekemans, Blavier, Van Engeland et Willemart

Le coefficient de la galerie 2 est mesuré depuis plusieurs années, ce qui permet de voir son évolution. C'est également le cas pour la galerie 5. La productivité de ces 2 galeries continuent de diminuer au fur et à mesure des périodes de pluies successives. Cependant, cette évolution semble ralentir pour la galerie 2, ce qui indiquerait un colmatage complet de la zone contenant des graviers.

Le coefficient de la galerie 7 obtenu cette année est faible par rapport au coefficient de 2015. Une hypothèse tentant d'expliquer ceci est exposée par la

5. COEFFICIENTS DE PRODUCTIVITÉ EXPÉRIMENTAUX DE CAMIRI

suite.

5.4.2 Analyse des résultats

Les deux méthodes permettent d'obtenir des coefficients de productivité semblables. La différence la plus marquée entre les deux galeries apparaît pour la galerie 6. Toutefois, il semble que les deux méthodes permettent d'estimer correctement les coefficients de productivité.

Cas des galeries 1, 2 et 5

Les données relevées dans les puits associés aux galeries 1, 2 et 5 donnent des cycles complets, qui tendent à atteindre une asymptote. Les cycles de la galerie 2 ont été utilisés pour illustrer la section précédente. La régularité des cycles est bien visible, notamment sur la Figure 5.4. Les données des galeries 1 et 5 sont accessibles à l'Annexe D.

Cas de la galerie 6

Les données de la galerie 6 sont moins faciles à exploiter que les données des galeries 1, 2 et 5. En effet, les cycles observés (Figure 5.7) ne mettent pas en avant des profils aussi réguliers, rendant le traitement et le pré-traitement plus compliqués.

Cas de la galerie 7

La galerie 7 donne un coefficient de productivité 3 fois plus petit que celui relevé par Van Engeland [20] en 2015. Pour mieux comprendre ceci, l'ensemble des cycles est représenté sur la Figure 5.8. Sur ce graphe, il apparaît qu'un unique cycle ait été réalisé de manière complète. Le coefficient de productivité obtenu se base uniquement sur ce cycle-là, ce qui explique le fait qu'il n'a pas d'écart-type.

Toutefois, en choisissant une valeur de ΔH égale à 150 cm, d'autres cycles sont ajoutés à la liste des cycles analysables. Les coefficients obtenus sont alors de 0.0106 ± 0.0039 pour la première méthode et de 0.0127 ± 0.005 pour la seconde. Ces coefficients sont proches de celui obtenu par Van Engeland en 2015 (0.0165).

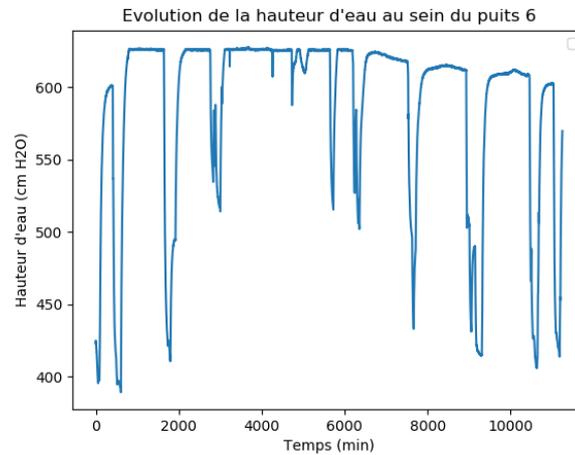


Figure 5.7 – Données relevées au sein du puits de la galerie 6 à Camiri.

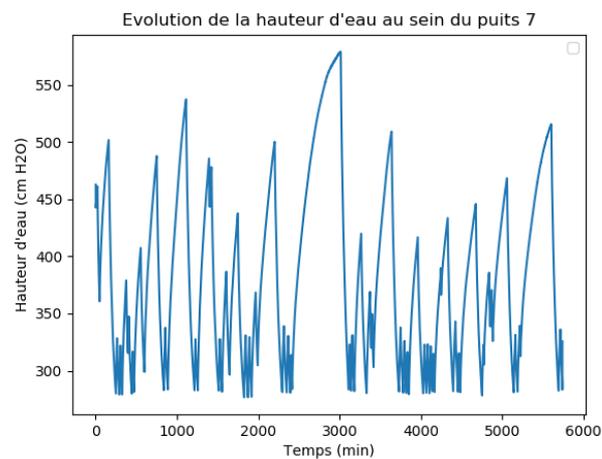


Figure 5.8 – Données relevées au sein du puits de la galerie 7 à Camiri.

Une hypothèse est donc que ce cycle n'a pas eu lieu en présence de Van Engeland ou qu'elle n'a pas fait la même hypothèse que dans ce travail, seuls les cycles avec une asymptote sont considérés dans le calcul des coefficients de productivité.

5. COEFFICIENTS DE PRODUCTIVITÉ EXPÉRIMENTAUX DE CAMIRI

5.4.3 Comparaison des coefficients de productivité théorique et pratique

Les coefficients de productivité théorique et pratique ne sont pas comparés entre eux de manière formelle. En effet, ceux-ci ne correspondent pas : la galerie 1, 2 et 6 ont un coefficient de productivité plus faible d'en moyenne un facteur 2, la galerie 5 d'un facteur 5 et la galerie 7 d'un facteur 10. Sur base de la simulation, la galerie 7 était la galerie la plus performante. Elle se trouve en réalité être la galerie la moins performante des 5 analysées.

Pour réaliser une comparaison correcte des coefficients de productivité théorique et pratique, il est nécessaire d'obtenir la valeur réelle de la largeur active, ce qui nécessite d'étudier l'influence des systèmes de RBeF entre eux et de caractériser les interférences provoquées par leur proximité physique. En effet, la valeur calculée dans ce mémoire est la largeur maximale, donnant le coefficient de productivité maximal de la galerie sur base des autres paramètres fixés. Vu la disposition des galeries, il est probable que ceux-ci ne puissent pas profiter de leur largeur active totale, ce qui réduirait leur coefficient de productivité. Déterminer cette largeur active réelle est une condition *sine qua non* pour obtenir une valeur théorique de la productivité égale à la productivité réelle.

Toutefois, il n'est pas suffisant de trouver cette largeur par simulation après détermination des autres paramètres et de la productivité réelle car la simulation ne permet alors pas de déterminer *à priori* la productivité du système.

Chapitre 6

Conclusions et perspectives

6.1 Conclusions

La simulation réalisée sur le logiciel COMSOL permet d'obtenir des résultats comparables à ceux obtenus à l'aide du logiciel ANSYS Fluent. Des profils de vitesse corrects sont obtenus, ce qui était la principale faiblesse de la simulation avec ANSYS Fluent. La conservation du débit n'est pas respectée partout mais ceci n'empêche pas le calcul correct des coefficients de productivité en utilisant un débit dans une zone où le débit est conservé. La qualité de la simulation est optimisée par le choix de ses paramètres. Une validation par comparaison des travaux avec les pairs est effectuée.

La simulation est ensuite appliquée à un exemple de systèmes de RBeF existants. Pour cela, des paramètres du système sont déterminés. Les perméabilités des différentes couches du système sont mesurées expérimentalement ou choisies sur base d'hypothèses énoncées. Les perméabilités utilisées permettent d'obtenir des coefficients de productivité proches de ceux obtenus par des travaux précédents.

Une analyse granulométrique met en avant les tailles qu'ont la majorité des particules du sable relevé sur place. Il n'est pas possible de distinguer des différences fortes entre les échantillons relevés sur le haut du lit et ceux relevés plus loin dans le lit. Toutefois, les porosités calculées sont différentes et suggèrent la présence d'une zone colmatée sur la partie supérieure du lit de la rivière.

6. CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

La largeur active du domaine est obtenue en utilisant une simulation. Celle-ci est estimée à 65 mètres pour la plupart des galeries, sauf pour la septième qui a une largeur active de 100 mètres.

Les coefficients de productivités théoriques sont obtenus par simulation. Ceux-ci sont supérieurs aux coefficients de productivité obtenus précédemment. Ceci ne remet pas en cause la qualité de la simulation car il est montré que le choix de la largeur active a un impact sur les coefficients de productivité et que le choix effectué par Van Engeland ne permet pas de prendre en compte tous les effets du système. Cependant, cette largeur active est théorique et ne prend pas en compte la disposition des galeries l'une par rapport à l'autre.

Les coefficients de productivité expérimentaux sont calculés sur base des relevés effectués. Deux méthodes sont utilisées. La première se base sur la résolution directe d'une solution d'un système du premier ordre. La seconde utilise des principes d'automatique pour déterminer le temps caractéristique de ce système. Ces méthodes sont efficaces mais ne permettent d'analyser les cycles non complets, ce qui réduit la quantité de données utilisable dans le set de données relevé. Les coefficients de productivité relevés cette année sont proches de ceux des années précédentes. Une légère diminution de ceux-ci se marque pour les galeries 2 et 5 analysées depuis plusieurs années. Ceci confirme l'hypothèse que le système se colmate au fur et à mesure du temps. Cependant, ces variations pourraient également être des variations saisonnières. Sans analyse de plus longue durée, il semble difficile de tirer des conclusions fermes.

Les coefficients de productivité expérimentaux et théoriques ne sont pas comparés intensivement entre eux dans ce travail. En effet, ceux-ci sont clairement différents dû à l'utilisation d'une largeur active maximale, qui ne prend pas en compte la position des galeries l'une par rapport à l'autre. Ces résultats mettent en avant l'importance de prendre en compte l'influence des galeries les unes sur les autres.

6.2 Perspectives

Les perspectives de travail futur se divisent en plusieurs catégories : simulation, analyses, relevés et méthodes de calcul des coefficients expérimentaux.

6.2.1 Simulation

La simulation pourrait être améliorée en introduisant une variable vitesse supplémentaire sur les bornes du collecteur comme c'est fait sur les interfaces entre couche interne au système. Ceci pourrait permettre d'obtenir la conservation du débit souhaitée.

La conclusion de ce travail est qu'il est important d'étudier l'influence des galeries les unes sur les autres. Simuler plusieurs systèmes ensemble serait donc une piste à envisager afin de déterminer les interférences entre système et évaluer une largeur active plus réaliste de celle utilisée dans ce travail qui est la largeur active maximale. Sur base des plans des systèmes de RBeF de Camiri, il serait alors possible de simuler les galeries ensemble.

6.2.2 Analyses

La simulation peut être utilisée pour étudier l'influence de différents facteurs géométriques comme l'éloignement des collecteurs lorsqu'une galerie en compte plusieurs, le nombre de collecteurs ou sa section totale, le respect des proportions entre le collecteur et la zone de gravier ainsi que la hauteur de la zone de gravier. Ceci permettrait de donner des lignes directrices pour la construction des systèmes de RBeF.

Les expériences de porosité, granulométrie et perméabilité pourraient être réalisées toutes sur un même échantillon. L'idéal serait d'obtenir une carotte au centre du lit de la rivière, la plus profonde possible et une fois extraite, la découper en morceaux pour analyser le lit de la rivière sur différentes profondeurs.

6.2.3 Relevés

Des incertitudes persistent quant à la géométrie des systèmes de RBeF de Camiri. Il serait intéressant de déterminer celle-ci de manière plus précise. Des incohérences entre les sources et travaux ont été relevés dans ce travail et des choix ont été posés pour effectuer la simulation. Cependant, une validation de la part de la COOPAGAL sur les choix pris permettrait de fixer ceux-ci.

6. CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

Des relevés du lit de la rivière ont été réalisés cette année. Ceci a permis de mesurer des perméabilités mais pas de déterminer les couches auxquelles ces perméabilités correspondent car ces relevés ont été réalisés dans l'eau, en saison des pluies. Il serait intéressant de faire des carottes dans le lit de la rivière lorsque le courant est bas de manière à pouvoir distinguer les couches de sable récoltée. Cela faciliterait également l'extraction des carottes.

Par ailleurs, il serait intéressant de construire un capteur de pression qui pourrait rester dans un des puits à Chorety et enverrait les données par 3G. Ceci permettrait d'obtenir des données tout au long de l'année et pas uniquement lors des séjours sur place. Les variations saisonnières pourraient ainsi être observées et prises en compte dans le modèle. Une solution plus simple serait de former une personne de la COOPAGAL à leur utilisation afin de laisser les capteurs de pression sur place.

6.2.4 Méthodes de calcul des coefficients expérimentaux

La méthode actuelle ne permet pas de calculer les coefficients expérimentaux de cycles de production incomplets. Il est toutefois possible de faire cela en déterminant une valeur de H_f absolue pour chaque puits. Cela retirerait l'hypothèse des cycles analysables et donc l'utilisation des paramètres ΔH et de la longueur du cycle.

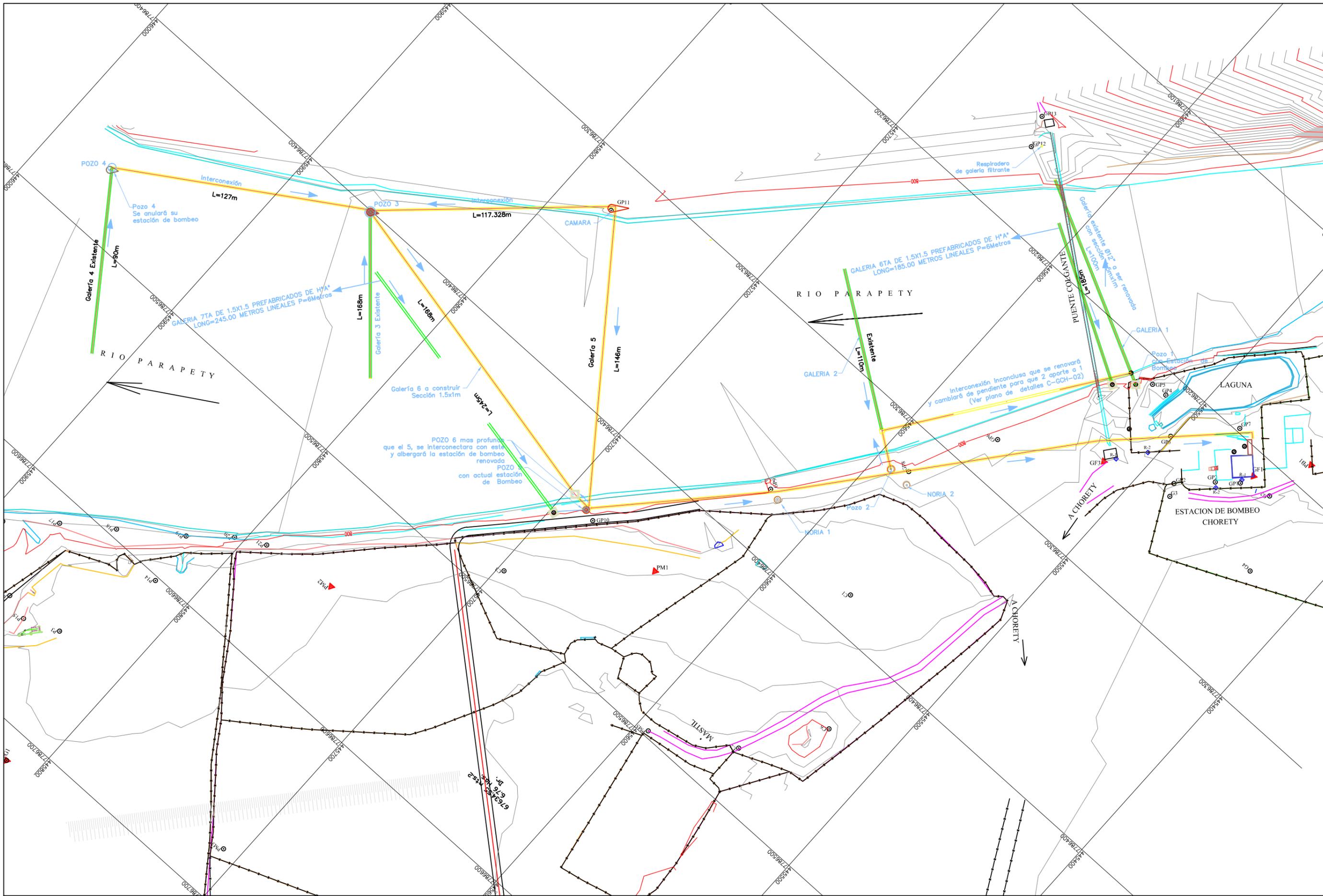
Annexe A

Géométrie des systèmes de filtration sous lit de rivière de Camiri

A.1 Plan schématique

Le plan se trouvant sur la page suivante a été réalisé par la COOPAGAL et schématise les installations se trouvant à Chorety. Il a été obtenu en 2015 par Van Engeland. [20] La galerie 7 étant indiquée comme devant être construite, on peut estimer que ce document date d'avant 2006, année de construction des galeries 6 et 7. Des projets de rénovation sont indiqués sur la carte. Des disparités apparaissent sur les échelles utilisées ou indiquent des erreurs sur les longueurs indiquées. Par exemple, la longueur de la galerie 4 est 90 mètres alors que celle de la galerie 3 est indiquée comme valant 168 m. Ces deux longueurs semblent pourtant proches l'une de l'autre graphiquement.

La galerie 1 est indiquée comme ayant un diamètre de 12", c'est à dire 30.48cm, mais doit être rénovée avec une section de 1.5x1m.



A.2 Dimensions relevées par Blavier

La géométrie des galeries a été relevée par Blavier [37]. Elle est re-transcrite dans le Tableau A.1 ci-dessous pour référence. Les symboles correspondent à ceux indiqués sur la Figure A.1.

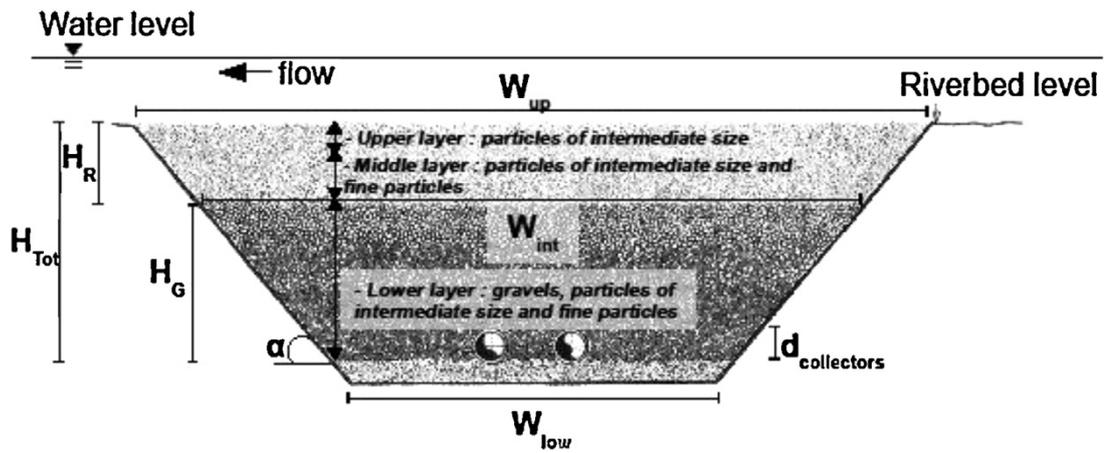


Figure A.1 – Variables géométriques d’une galerie de RBeF – Source : [37]

A. GÉOMÉTRIE DES SYSTÈMES DE FILTRATION SOUS LIT DE RIVIÈRE DE CAMIRI

	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7
Galleries							
L_f (m)	100	80	80	90	110	90	100
W_{low} (m)	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	3.3	5.24
W_{up} (m)	8.7	8.7	11.2	11.2	11.2	10.3	11.1
W_{int} (m)	7.03	6.87	8.07	8.07	8.07	8.07	8.07
Ω_f (m ²)	703.0	549.3	645.9	726.7	807.4	403.7	888.2
H_{tot} (m)	3	3	4.75	4.75	4.75	4	5.82
H_g (m)	2	2	3	3	3	3.5	2.95
α (°)	47	47	48	48	48	45	45
Collecteur							
Forme	Circulaire	Circ.	Rectangulaire	Rect.	Rect.	Rec.	Rect.
Section (m ²)	0.073	0.073	1	1	1	0.7	1.5
$d_{collecteur}$ (m)	0.3048	0.3048	1 x 1	1 x 1	1 x 1	0.7 x 1	1 x 1.5
Puits							
d_w (m)	3	3	3	3	3	3	3
H_w (m)	9.3	8.3	9.7	9.85	10.3	N/A	11.3
Ω_w (m ²)	7.07	7.07	7.07	7.07	7.07	7.07	7.07
Q_{pump} (l/s)	1.88 + 3	15	N/A	N/A	15 + 15	27	15
Année de construction	1981	1984	1985	1987	1995	2006	2006

Tableau A.1 – Géométrie des 7 systèmes de filtration sous lit de rivière se trouvant à Camiri – Source : [37]

A.3 Comparaison des géométries utilisées

Les mémoires ayant travaillé sur le sujet n'ont pas tous utilisé la même géométrie. En effet, celle-ci reste incertaine bien que déterminée par Blavier [37]. Cette section a pour but d'expliquer les différentes géométries utilisées afin de justifier les choix faits dans ce mémoire.

A.3.1 Comparaison trigonométrique

La géométrie relevée par Blavier décrit plus de variables qu'il n'y a d'inconnues dans le système. En effet, les valeurs de W_{int} , W_{low} , H_g et α sont liées trigonomiquement. Seules trois de ces données sont nécessaires pour déterminer les quatre valeurs. De même pour W_{up} , W_{tot} , H_r et α ainsi que pour W_{low} , W_{up} , H_{tot} et α . De ces données, on peut estimer que H_r n'est pas précisément connu. En effet, il s'agit de l'épaisseur de la couche renouvelée qui n'est pas précisément définie et c'est une donnée effectivement non mesurée par Blavier.

Pour les autres mesures, un problème se marque dans les valeurs relevées par Blavier. En effet, la valeur trouvée trigonomiquement en considérant 3 des 4 variables ne donne pas la valeur proposée par Blavier pour la quatrième variable. Par exemple, en utilisant l'Équation A.1, les valeurs obtenues pour W_{up} sont différentes des valeurs de Blavier (voir Tableau A.2).

$$W_{int} = W_{low} + 2 \cdot \frac{H_g}{\tan \alpha} \quad (\text{A.1})$$

W_{int} (m)	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7
Blavier	7.03	6.87	8.07	8.07	8.07	8.07	8.07
Trigonomiquement	8.23	8.23	9.9	9.9	9.9	10.3	11.14

Tableau A.2 – Comparaison de la largeur supérieure des graviers entre les valeurs données par Blavier et les valeurs calculées trigonomiquement sur base d'autres valeurs

Ce sont les valeurs trigonométriques qui ont été utilisées par Van Engeland, en se basant sur le fait que dans son mémoire, Blavier n'indiquait pas les valeurs de W_{int} mais bien des trois autres variables. Willemart utilise les données de Blavier.

A. GÉOMÉTRIE DES SYSTÈMES DE FILTRATION SOUS LIT DE RIVIÈRE DE CAMIRI

Dans ce travail, ce sont les valeurs trouvées trigonomiquement qui sont considérées.

A.3.2 Nombre et formes des collecteurs

La forme du collecteur 3 diffère entre le mémoire et l'article de Blavier. En effet, dans ce premier, la galerie 3 est indiquée comme étant circulaire alors qu'elle est rectangulaire dans l'article. Van Engeland a choisi la représentation du mémoire au contraire de Willemart qui a suivi l'article.

Forme	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7
Blavier (mémoire)			Rect.				
Blavier (article)	Circ	Circ.	Circ.	Rect.	Rect.	Rect.	Rect.

Tableau A.3 – Comparaison de la forme des collecteurs considérée dans des travaux précédents pour chaque galerie

De plus, le nombre de collecteurs pour chaque galerie n'est pas indiqué dans le travail de Blavier. Van Engeland a choisi de considérer un unique collecteur par galerie. Vekemans a toutefois indiqué que la galerie 2 était constituée de 2 collecteurs distants d'un mètre, ce qu'à choisi comme représentation Willemart. Il n'a pas été clairement déterminé si les autres galeries contiennent un ou plusieurs collecteurs.

Nombre	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7
Van Engeland	-	1	1	1		-	1
Willemart	1	2	-	-	1	1	-

Tableau A.4 – Comparaison du nombre de collecteurs utilisé dans les simulations des travaux précédents pour chaque galerie

Dans ce travail, le collecteur 3 est considéré rectangulaire et chaque galerie a un nombre unique de collecteur, en-dehors de la galerie 2.

A.3.3 Section et diamètre des collecteurs

Comme précédemment, le mémoire et l'article de Blavier ne correspondent pas au niveau des sections utilisées. Van Engeland s'est basée sur les valeurs données dans le mémoire de Blavier pour sa simulation, Willemart sur celles de l'article.

Section collecteur (m ²)	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7
Blavier (mémoire)	0.2918	0.2918	3.1416	1	1	0.7	1.5
Blavier (article)	0.073	0.073	1				

Tableau A.5 – Comparaison du débit des pompes des puits relevé par Blavier et donné par la COOPAGAL

Dans ce travail, on utilisera les diamètres et hauteur/largeur correspondant aux sections utilisées dans celles de l'article écrit par Blavier.

	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7
$d_{\text{collecteur}}$ (m)	0.3048	0.3048					
$H_c \times L_c$ (m x m)			1 x 1	1 x 1	1 x 1	0.7 x 1	1 x 1.5

Tableau A.6 – Comparaison du débit des pompes des puits relevé par Blavier et donné par la COOPAGAL

A.3.4 Surface au sol des puits

La surface au sol des puits relevée par Blavier et donnée dans un rapport de pompage des galeries réalisé par la COOPAGAL le 11 mars 2013 ne correspondent pas tout-à fait. Ces différences sont exposées dans le Tableau A.7.

Ω_w (m ²)	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7
Blavier	7.07	7.07	7.07	7.07	7.07	7.07	7.07
COOPAGAL	6.79		-	-	6.79	-	7.74

Tableau A.7 – Comparaison de la surface au sol de chaque puits relevée par Blavier et donnée par la COOPAGAL

A. GÉOMÉTRIE DES SYSTÈMES DE FILTRATION SOUS LIT DE RIVIÈRE DE CAMIRI

Dans ce travail, les surfaces au sol sont celles calculées par la COOPAGAL si elles existent, sinon celles de Blavier.

A.3.5 Débit des pompes

Le débit des pompes indiqué par Blavier est également différent de celui se trouvant dans le rapport de pompage de la COOPAGAL. Ce sont ces derniers qui ont été utilisés par Van Engeland.

Q_{pump} (l/s)	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7
Blavier	1.88 + 3	15	N/A	N/A	15 + 15	27	15
COOPAGAL		8.84	-	-	14.93 + 6.65	-	14.93

Tableau A.8 – Comparaison du débit des pompes situé dans les puits, relevé par Blavier et donné par la COOPAGAL

Dans ce travail, le débit des pompes utilisé est celui se trouvant dans le rapport de pompage si il existe, sinon celui de Blavier.

Annexe B

Données du travail effectué par Van Engeland

B.1 Paramètres utilisés par Van Engeland

Paramètres	Valeur
Hauteur de la zone colmatée H_{colm}	0.5 m
Largeur active du système l_a	19.5 m
Perméabilité de la zone de gravier	$9.29 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2$
Perméabilité de la zone de lit	$1.82 \cdot 10^{-11} \text{ m}^2$
Perméabilité de la zone colmatée	$1.43 \cdot 10^{-13} \text{ m}^2$

Tableau B.1 – Paramètres utilisés par Van Engeland [20] dans sa simulation

B.2 Graphe montrant l'effet de la zone colmatée sur le coefficient de productivité β

B. DONNÉES DU TRAVAIL EFFECTUÉ PAR VAN ENGELAND

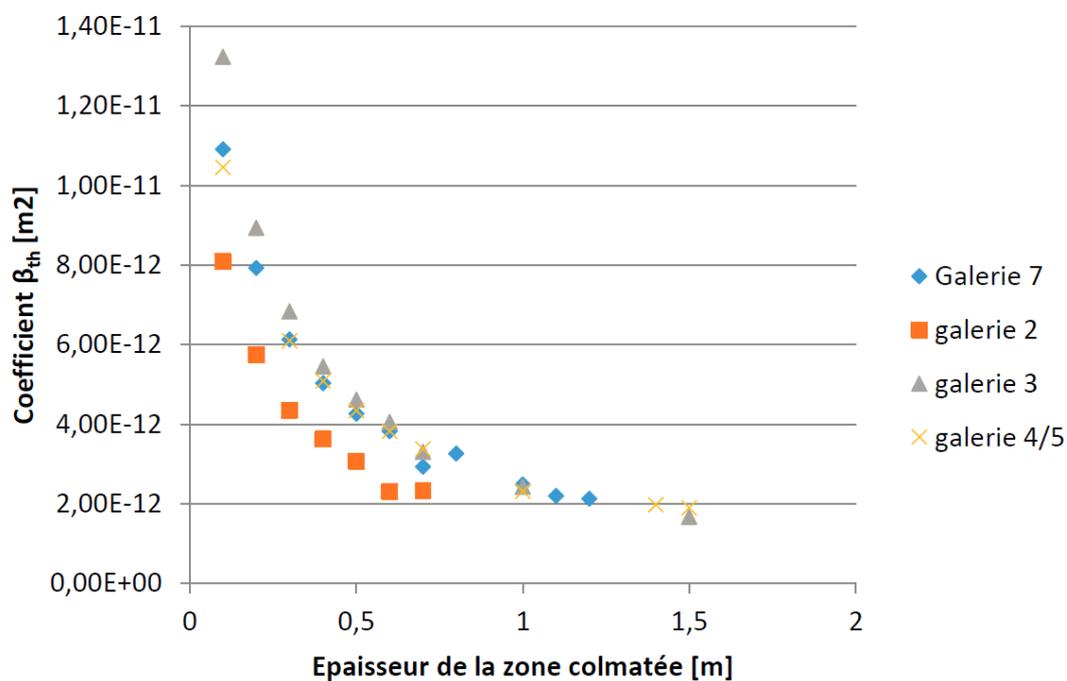


Figure B.1 – Graphe de Van Engeland montrant l'évolution du coefficient β obtenu par simulation en fonction de l'épaisseur de la zone colmatée

Annexe C

Maillages pré-définis dans COMSOL

Une série de maillages sont pré-définis dans COMSOL. Ceux-ci comprennent des maillages de taille extrêmement grossière à extrêmement fine. Ces adjectifs sont dépendants du type de problème. Dans ce cas-ci, les maillages sont calibrés pour des problèmes de dynamique des fluides.

Nom dans COMSOL	Taille maximale		Taille minimale		Croissance maximale	Facteur de courbure
<i>Extremely coarse</i>	1.05	m	$3.33 \cdot 10^{-2}$	m	1.4	1
<i>Extra coarse</i>	0.618	m	$2.38 \cdot 10^{-2}$	m	1.3	0.8
<i>Coarser</i>	0.413	m	$1.90 \cdot 10^{-2}$	m	1.25	0.6
<i>Coarse</i>	0.318	m	$1.43 \cdot 10^{-2}$	m	1.2	0.4
<i>Normal</i>	0.214	m	$9.50 \cdot 10^{-3}$	m	1.15	0.3
<i>Fine</i>	0.166	m	$4.75 \cdot 10^{-3}$	m	1.13	0.3
<i>Finer</i>	0.133	m	$1.90 \cdot 10^{-3}$	m	1.1	0.25
<i>Extra fine</i>	0.0618	m	$7.12 \cdot 10^{-4}$	m	1.08	0.25
<i>Extremely fine</i>	0.0318	m	$9.50 \cdot 10^{-5}$	m	1.05	0.2

Tableau C.1 – Paramètres des différents maillages pour une physique de type "Dynamique des fluides" pré-encodées dans COMSOL

L'aide de COMSOL [65] donne des indications sur les 4 facteurs définissant

C. MAILLAGES PRÉ-DÉFINIS DANS COMSOL

un maillage :

Taille maximale : limite la taille maximale d'un élément

Taille minimale : limite la taille minimale d'un élément

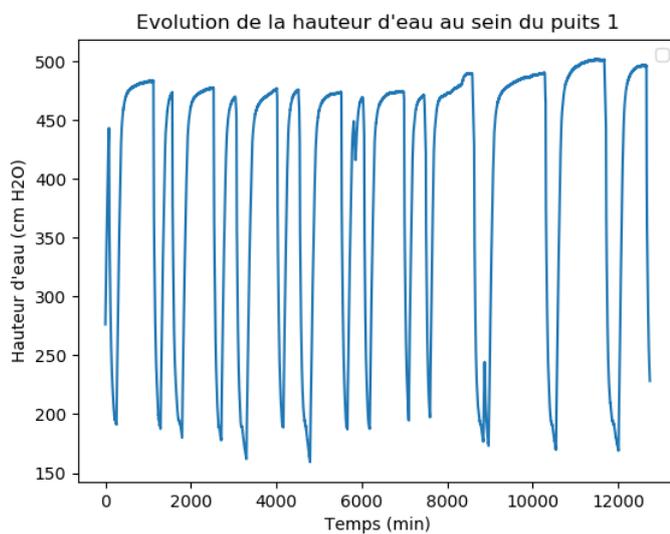
Croissance maximale : détermine la rapidité à laquelle les éléments doivent grandir d'un petit vers un grand domaine. Au plus ce paramètre est grand, au plus la croissance est grande. Une valeur unitaire ne donne pas de croissance.

Facteur de courbure : détermine le nombre d'élément sur des frontières courbées. Une valeur faible donne un maillage plus fin.

Annexe D

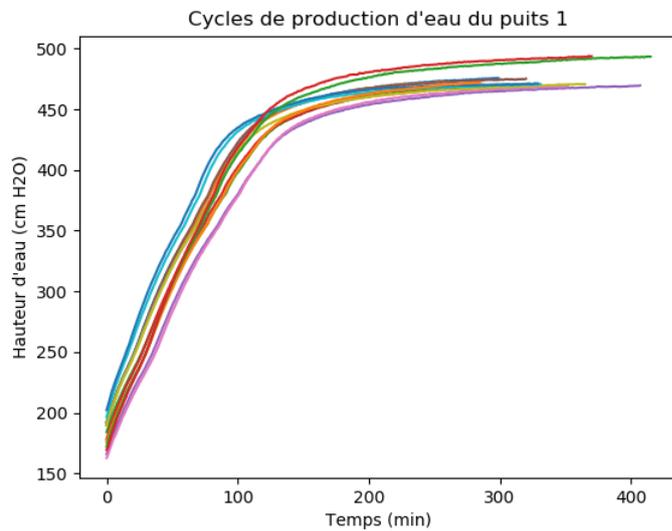
Graphes obtenus par analyse des données expérimentales

Figure D.1 – Graphes de la galerie 1

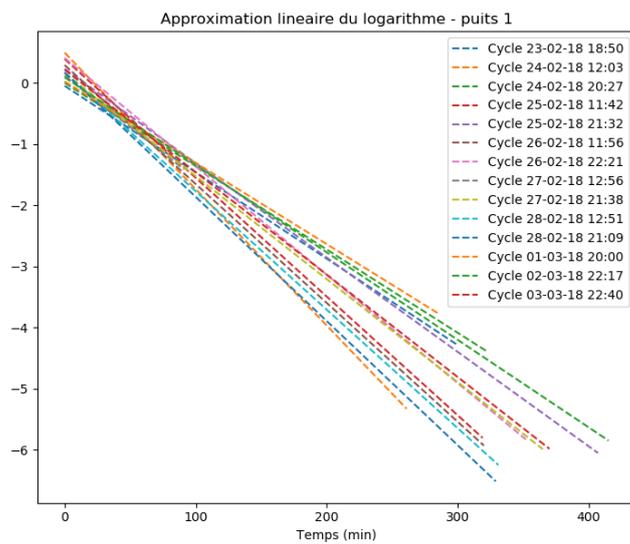


(a) Données relevées au sein du puits de la galerie 1 à Camiri.

D. GRAPHES OBTENUS PAR ANALYSE DES DONNÉES EXPÉRIMENTALES

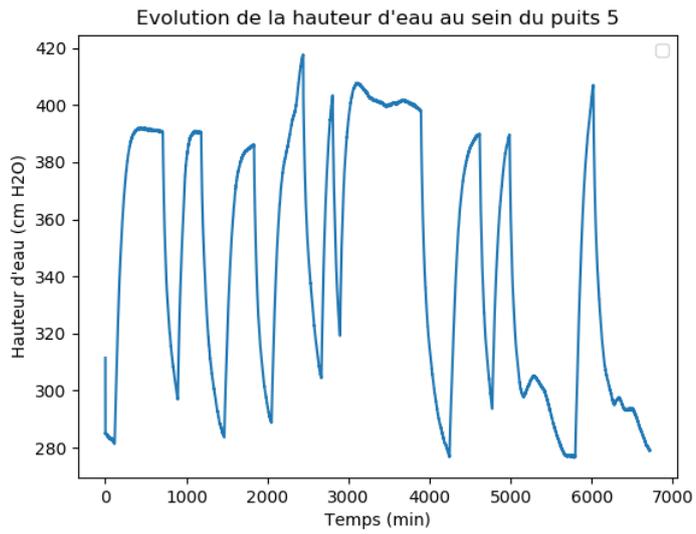


(b) Cycles obtenus après pré-traitement des données de la galerie 1.

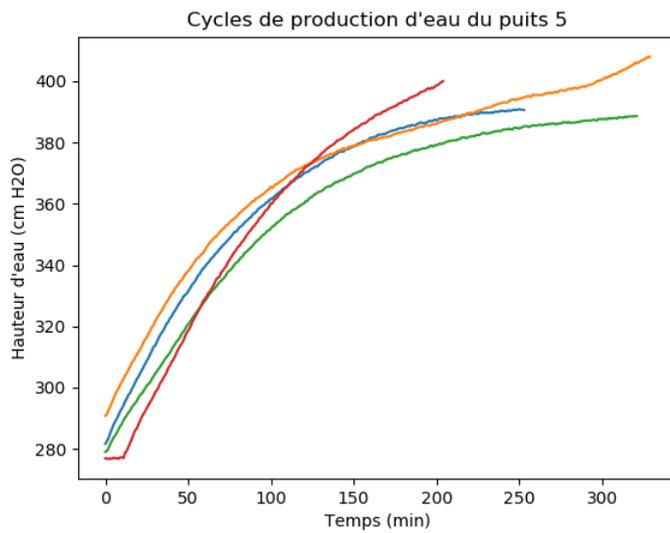


(c) Approximation linéaire des cycles de la galerie 1.

Figure D.2 – Graphe de la galerie 5

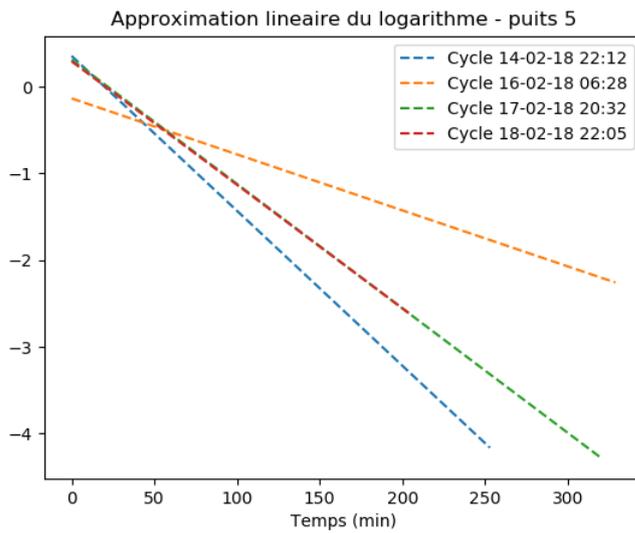


(a) Données relevées au sein du puits de la galerie 5 à Camiri.



(b) Cycles obtenus après pré-traitement des données de la galerie 5.

D. GRAPHES OBTENUS PAR ANALYSE DES DONNÉES EXPÉRIMENTALES



(c) Approximation linéaire des cycles de la galerie 5.

Bibliographie

- [1] MOUSSA BADJI AND ELISE PIRSOUL. **Un si précieux liquide**. *Dimension*, **3** :pp. 4 – 5, Septembre - Octobre 2013. 2, 3, 4, 6
- [2] ACTIVEAU. **Qui consomme vraiment l'eau dans le monde?** <http://www.activeau.fr/consommation-eau-monde.htm>. 2
- [3] PIERRE SERVAIS. **Technique de l'eau**. *Presses universitaires de Bruxelles*, 2017. 2, 9, 10, 12
- [4] ORGANISATION DES NATIONS UNIES. **En 2040, un enfant sur quatre vivra dans des zones où les ressources en eau seront très limitées, selon l'UNICEF**. 3, 6
- [5] SOCIÉTÉ PUBLIQUE DE LA GESTION DE L'EAU. **L'eau dans le monde**. <http://www.spge.be/de/1-eau-dans-le-monde.html?IDC=1300>. 3, 7
- [6] GABRIELLE M. VOZZA. *Riverbed Filtration Clogging at Wohler on the Russian River, Sonoma County, California*. Master's thesis, University of California, Spring 2013. 3, 10, 15
- [7] ORGANISATION DES NATIONS UNIES. **Objectifs de développement durable : Objectif 6**. 3, 5, 8
- [8] ORGANISATION DES NATIONS UNIES. **Eau propre et assainissement : Pourquoi est-ce important?** 4, 5, 7, 8
- [9] ORGANISATION DES NATIONS UNIES. **Objectifs du Millénaire pour le développement**. 2015. 4, 8
- [10] **Qu'arrivera-t-il quand on coupera l'eau à 4 millions de personnes?** *Agence Science-Press*, Janvier 2018. <http://www.sciencepresse.qc>.

BIBLIOGRAPHIE

- ca/actualite/2018/01/29/arrivera-quand-coupera-eau-4-millions-personnes. 4
- [11] ADAM WELZ. **Awaiting Day Zero : Cape Town Faces an Uncertain Water Future.** *Yale Environment* 360, March 2018. <https://e360.yale.edu/features/awaiting-day-zero-cape-town-faces-an-uncertain-water-future>. 4
- [12] **La crise de la sécheresse en Californie officiellement finie.** *Le journal de Montréal*, April 2017. <http://www.journaldemontreal.com/2017/04/07/la-crise-de-la-secheresse-en-californie-officiellement-finie-1>. 5
- [13] ROELOF T. BRUINTJES. **A Review of Cloud Seeding Experiments to Enhance Precipitation and Some New Prospects.** *Bulletin of the American Meteorological Society*, **80**(5) :805–820, 1999. 5
- [14] C. FAJARDO, G. COSTA, L.T. ORTIZ, M. NANDE, M.L. RODRÍGUEZ-MEMBIBRE, M. MARTÍN, AND S. SÁNCHEZ-FORTÚN. **Potential risk of acute toxicity induced by AgI cloud seeding on soil and freshwater biota.** *Ecotoxicology and Environmental Safety*, **133** :433 – 441, 2016. 5
- [15] PLANETOSCOPE. **La consommation mondiale d’eau.** *ConsoGlobe*, 2012. <https://www.planetoscope.com/consommation-eau/239-consommation-d-eau-dans-le-monde.html>. 6
- [16] UNITED NATIONS. **World population projected to reach 9.8 billion in 2050, and 11.2 billion in 2100 – says UN.** *2017 Revision of World Population Prospects*, June 2017. http://www.un.org/en/development/desa/population/events/pdf/other/21/21June_FINAL%20PRESS%20RELEASE_WPP17.pdf. 6, 9
- [17] ORGANISATION DE COOPÉRATION ET DE DÉVELOPPEMENT ÉCONOMIQUES. **Programme sur la gouvernance de l’eau.** <http://www.oecd.org/fr/env/programmesurlagouvernancedeleau.htm>. 6
- [18] ORGANISATION DES NATIONS UNIES. **Objectifs du Millénaire pour le développement – Objectif 7.** 2013. 8
- [19] EUROPEAN COMMISSION. **How has the EU progressed towards the SDGs ?** *Eurostat - Your key to European statistics*, April 2018. <http://ec.europa.eu/eurostat/web/sdi/key-findings>. 8

- [20] CHARLOTTE VAN ENGELAND. *Développement d'une méthode de prédiction de la productivité d'un système de riverbed filtration*. Master's thesis, Université libre de Bruxelles, Juin 2015. 10, 12, 13, 14, 15, 16, 20, 22, 27, 28, 30, 39, 52, 54, 59, 63, 64, 66, 72, 74, 77, 78, 83, 85, 98, 105, 113
- [21] KUEHN WOLFGANG AND UWE MUELLER. **Riverbank Filtration : An overview**. *American Water Works Association*, **92** :pp. 60–69, December 2000. 10, 11, 12
- [22] PHIL SNEIDERMAN. **Riverbank Filtration Pulls Pollutants from Drinking Water**. *John Hopkins University*, August 2004. http://pages.jh.edu/news_info/news/home04/aug04/river.html. 10, 11
- [23] CORNELIUS SANDHU, THOMAS GRISCHEK, PRADEEP KUMAR, AND RAY CHITTARANJAN. **Potential for Riverbank filtration in India**. *Clean Technologies and Environmental Policy*, pages pp. 295–316, May 2010. 12
- [24] PRASHANT SINGH, PRADEEP KUMAR, I. MEHROTRA, AND THOMAS GRISCHEK. **Impact of riverbank filtration on treatment of polluted river water**. *Journal of Environmental Management*, **13** :pp. 1055–1062, 2010. 12
- [25] SHWETA TYAGI, RAJENDRA DOBHAL, P.C. KIMOTHI, L.K. ADLAKHA, PRASHANT SINGH, AND D.P. UNIYAL. **Studies of River Water Quality Using River Bank Filtration in Uttarakhand, India**. *Water Quality, Exposure and Health*, **5** :pp. 139–148, 2013. 12
- [26] CARSTEN K. SCHMIDT, FRANK LANGE, HAINZ-JÜRGEN BRAUCH, AND WOLFGANG KÜHN. **Experiences with riverbank filtration and infiltration in Germany**. 2003. 12
- [27] PIETER STUYFZAND, MARIA JUHÀSZ-HOLTERMAN, AND WILLEM DE LANGE. **Riverbank filtration in the Netherlands : well fields, clogging and geochemical reactions**. *NATO Advanced Research Workshop : Clogging in Riverbank Filtration*, September 2004. 12
- [28] JACK WANG. **Riverbank Filtration Case Study at Louisville, Kentucky**. *Water Science and Technology Library*, **43**, 2002. https://doi.org/10.1007/0-306-48154-5_8. 12

BIBLIOGRAPHIE

- [29] EMILIE RONSSE AND ALVARO CAMACHO GARNICA. *A sediment dynamics approach towards the sustainable operation of water-supply galleries digged in alluvial deposits (Parapeti river, Camiri, Bolivia)*. Master's thesis, Université libre de Bruxelles, 2004. 12, 63
- [30] JÉRÔME STERCKX. *Etude des flux de particules fines en suspension dans la rivière Parapeti et de leurs conséquences pour l'exploitation durable des lits filtrants (River Bed Filtration) desservant en eau potable la ville de Camiri*. Master's thesis, Université libre de Bruxelles, Juin 2009. 12, 63
- [31] CÉLINE STOQUART. *Contribution à la caractérisation du système de production potable, par la technique de River Bed Filtration, du district de Choreti, Camiri (Bolivie)*. Master's thesis, Université libre de Bruxelles, Juin 2009. 12, 63
- [32] JULIE BLAVIER. *Etude de la productivité d'un système de production d'eau potable par filtration sur lit de rivière. Modélisation sur base d'une caractérisation expérimentale*. Master's thesis, Université libre de Bruxelles, Juin 2010. 12, 20, 21, 22, 61, 63, 85
- [33] ODILE VEKEMANS. *Etude du système de production d'eau potable par filtration sur lit de rivière de la ville de Camiri (Bolivie). Analyse des phénomènes d'infiltration*. Master's thesis, Université libre de Bruxelles, Juin 2011. 12, 15, 21, 59, 60, 62, 63, 70, 75, 76
- [34] DELPHINE LATINIS. *Etude de la qualité des eaux produits par le systèmes de filtration sur lit de rivière de la ville de Camiri, Bolivie*. Master's thesis, Université libre de Bruxelles, Juin 2012. 13, 14, 63
- [35] LILIA GARGOURI. *Etude de la qualité de l'eau issue du système de filtration sur lit de rivière et le long du réseau de distribution de la ville de Camiri, Bolivie*. Master's thesis, Université libre de Bruxelles, Juin 2013. 13, 14, 63
- [36] N. DEVILLE, D. PETROVIC, AND MICHEL VERBANCK. **On the role of fine-sand dune dynamics in controlling water depth changes in Rio Parapeti, Serrania Borebigua (Southern sub-Andean zone of Bolivia)**. *Marine and River Dune Dynamics*, 2013. 13
- [37] JULIE BLAVIER, MICHEL VERBANCK, FIONA CRADDOCK, SOPHIE LIÉGEOIS, DELPHINE LATINIS, LILIA GARGOURI, GUILLERMO FLORES RUA, FRÉDÉRIC DEBASTE, AND BENOÎT HAUT. **Investigation of riverbed filtration systems on**

- the Parapeti river.** *Journal of Water Process Engineering*, pages pp. 27 – 36, 2014. 13, 22, 27, 29, 63, 83, 107, 108, 109
- [38] SANDRINE WILLEMART. *Développement d'une méthode de prédiction de la productivité d'un système de riverbed filtration.* Master's thesis, Université libre de Bruxelles, Juin 2016. 13, 16, 20, 22, 23, 55, 63, 83
- [39] JULIE WUYTS. *Analysis of the water quality produced by the riverbed filtration systems in Camiri Bolivia.* Master's thesis, Université libre de Bruxelles, June 2016. 13, 14, 63
- [40] CINTIA RACINE, RENÉ LEFEBVRE, RICHARD MARTEL, AND CLAUDIO PANICONI. **A physical model study of a horizontal riverbed filtration system design for the Montmorency River, Quebec, Canada.** 2009. 13
- [41] CINTIA RACINE, RENÉ LEFEBVRE, RICHARD MARTEL, AND CLAUDIO PANICONI. **A numerical, laboratory, and field study of riverbed filtration.** 13
- [42] CINTIA RACINE, FANNY FORTIER-FRADETTE, RENÉ LEFEBVRE, RICHARD MARTEL, AND CLAUDIO PANICONI. **Analyse de performance des opérations de la prise d'eau sous-fluviale de la ville de Beaupré.** (R-1490), Février 2014. 13
- [43] CINTIA RACINE, FANNY FORTIER-FRADETTE, RICHARD MARTEL, AND CLAUDIO PANICONI. **Guide d'opération de la prise d'eau sous-fluviale du poste de pompage de l'Ouvrage A.** (R-1560), Décembre 2014. 13
- [44] CINTIA RACINE, MICHEL LECLERC, RENÉ LEFEBVRE, RICHARD MARTEL, CLAUDIO PANICONI, AND DENIS PINARD. **Conception d'une prise d'eau horizontale sous-fluviale sur la base de modélisations physiques et numériques.** 2011. 13
- [45] ADAM HUTCHINSON. **Riverbed Filtration System Pilot Project.** *Managed Aquifer Recharge Symposium*, January 2011. 14, 15
- [46] BENOÎT HAUT. **Introduction au génie des procédés.** *Université libre de Bruxelles*, 2017. 14, 22, 68
- [47] DAVID VIDAL, CATHY RIDGWAY, GRÉGOIRE PIANET, JOACHIM SCHOELKOPF, ROBERT ROY, AND FRANÇOIS BERTRAND. **Effect of particle size distribution**

BIBLIOGRAPHIE

- and packing compression on fluid permeability as predicted by lattice-Boltzmann simulations.pdf. *Computers and Chemical Engineering*, **33** :pp. 256–266, 2008. 14
- [48] MICHEL KINNAERT. **Automatique**. *Université libre de Bruxelles*, 2015. 28, 29, 33
- [49] KOMI GASSO. **Automatique : Réponse temporelle des systèmes dynamiques continus LTI**. *Institut national des sciences appliquées - Rouen*, 2012. <http://asi.insa-rouen.fr/enseignement/siteUV/auto/cours/cours2.pdf>. 28, 33
- [50] ARTEM NAPOV. **Analyse numérique**. *Université libre de Bruxelles*, 2015. 36, 41
- [51] ANDRÉ BAKKER. **Computational Fluid Dynamics**. *Dartmouth College*, 2006. <http://www.bakker.org/dartmouth06/engs150/05-solv.pdf>. 36, 37, 38
- [52] PASCAL FREY. **Numerical simulation of complex PDE problems**. *Sorbonne Université*, pages pp. 79–142, 2008. <https://www.ljll.math.upmc.fr/frey/ma691.html>. 36
- [53] BJORN SJODIN. **What’s the difference between FEM, FDM, and FVM?** *COMSOL*, April 2016. <http://www.machinedesign.com/fea-and-simulation/what-s-difference-between-fem-fdm-and-fvm>. 37, 38
- [54] JOSEPH E. FLAHERTY. **Finite Element Analysis : One-Dimensional Finite Element Methods**. *Rensselaer Polytechnic Institute*. <http://www.cs.rpi.edu/~flaherje/pdf/fea2.pdf>. 40, 41
- [55] ALAN R. MILLER. **Finite Element Analysis : Shape Functions**. *New Mexico Tech*, 2004. <http://infohost.nmt.edu/~es421/ansys/shapefnt.htm>. 41
- [56] NIKOS DRAKOS. **Mathématiques Algorithmique et Informatique : Interpolation d’Hermite**. *University of Leeds*, 1996. <http://lumimath.univ-mrs.fr/~jlm/travaux/livretab/node9.html>. 42
- [57] WALTER FREI. **Solutions to Linear Systems of Equations : Direct and Iterative Solvers**. *COMSOL*, November 2013. <https://www.comsol.com/blogs/solutions-linear-systems-equations-direct-iterative-solvers/>. 43

- [58] WALTER FREI. **Understanding the Solvers**. *COMSOL Tokyo Conference*, 2014. https://www.kesco.co.jp/conference/2014/data/ConfTokyo2014Mini_Solvers.pdf. 43
- [59] FIROUZEH NAHAVANDY. **Introduction générale à l'étude des pays en développement**. *Presses universitaires de Bruxelles*, 2017. 58
- [60] ORGANISATION DES NATIONS UNIES. **Rapport sur le développement humain - Notes techniques**. 2011. 58
- [61] WALLONIE-BRUXELLES INTERNATIONAL. **Acte final de la deuxième réunion de la commission mixte permanente**. Juillet 2007. 62
- [62] MINISTERIO DE VIVIENDA Y SERVICIOS BASICOS. **Diagnóstico del Sector**. *Plan Nacional de Saneamiento Básico : 2001 - 2010*, 1, October 2001. 62
- [63] FIONA CRADDOCK. *Modélisation de la productivité d'un système de filtration sur lit de rivière pour la production d'eau potable*. Master's thesis, Université libre de Bruxelles, Juin 2012. 63
- [64] **Automatique : Systèmes du premier et deuxième ordre**. *Académie d'Aix-Marseille*. http://www.lyc-mistral-avignon.ac-aix-marseille.fr/webphp/tps2i/L2_Spe/Cours/1%20Revisions%20SLCI/Cours_SLCI_courbes_spe.pdf. 96
- [65] COMSOL MULTIPHYSICS. **Introduction to COMSOL Multiphysics v5.3**. 2017. 115