

Modélisation des échanges surface/subsurface à l'échelle de la parcelle par une approche darcéenne multidomaine

Sylvain Weill

▶ **To cite this version:**

Sylvain Weill. Modélisation des échanges surface/subsurface à l'échelle de la parcelle par une approche darcéenne multidomaine. Planète et Univers [physics]. École Nationale Supérieure des Mines de Paris, 2007. Français. NNT : 2007ENMP1482 . pastel-00003411

HAL Id: pastel-00003411
https://pastel.hal.science/pastel-00003411

Submitted on 19 Feb 2008

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

MINES PARIS
ParisTech

ED n° 398: Géosciences et Ressources naturelles

N°attribué par la bibliothèque
|__|__|__|__|__|__|__|__|__|__|

T H E S E

pour obtenir le grade de
Docteur de l'Ecole des Mines de Paris
Spécialité Hydrologie et Hydrogéologie Quantitatives

présentée et soutenue publiquement par
Sylvain WEILL
le 5 Novembre 2007

Modélisation des échanges surface/subsurface à l'échelle de la parcelle par une approche darcéenne multidomaine

Directeurs de thèse : Emmanuel LEDOUX et Emmanuel MOUCHE

Jury

M. René THERRIEN	Université Laval, Québec	Président
M. Phillipe ACKERER	IMFS, Strasbourg	Rapporteur
M. Michel ESTEVES	LTHE, Grenoble	Rapporteur
M. Ghislain DE MARSILY	Université Paris VI	Examinateur
M. Patrick GOBLET	ENSMP, Fontainebleau	Examinateur
M. Cyril KAO	ENGREF, Anthony	Examinateur
M. Emmanuel LEDOUX	ENSMP, Fontainebleau	Examinateur
M. Emmanuel MOUCHE	LSCE, Gif sur Yvette	Examinateur

Remerciements

Je tiens à remercier sincèrement toutes les personnes qui ont contribué à la réussite de ce travail de thèse. Merci à mes directeurs, Emmanuel Mouche et Emmanuel Ledoux, de m'avoir fait confiance et de m'avoir accompagné et encadré au cours de ces trois ans de thèse. J'ai pris beaucoup de plaisir à travailler avec Emmanuel Mouche au quotidien. J'ai beaucoup appris à ses côtés. Quel bonheur de (re)découvrir Jimmy Hendrix, James Brown et le charme des années 70.

Merci aux irréductibles gaulois de l'équipe Hydrologie - Christophe Grenier, Pascal Maugis et Claude Mugler - pour leur accueil chaleureux et leurs conseils avisés. Les pauses thés (souvent enflammées...) vont me manquer. Je tiens à dire que j'ai passé trois années très agréables en leur compagnie et que leur soutien a été un élément important dans la réussite de ce travail. Une pensée particulière pour Vanessa - partie trop tôt à mon gout - et à Edwige - arrivée malheureusement un peu tard - avec qui j'ai partagé de bons moments. Un grand merci à l'ensemble des stagiaires et post-doc qui sont passés par l'équipe - dans l'orde d'apparition - Simon, Christian, Michaela, Paul, Stéphane, Laurent, Matthias, Noradi, Julien, Aurélien, Mohamed et les petits nouveaux Jérémy et Damien. J'ai été très heureux de faire leur connaissance.

Que dire des autres camarades du laboratoire (difficile de tous les citer). Cette thèse ne se serait pas aussi bien passée sans eux. Les discussions autour d'un café, d'une cigarette (Thomas et Yannick, fournisseurs officiels) et..... les baskets. Grands moments de sport et franches rigolades ... Une spéciale dédicace à Guigui, à Yannick, à François, à Pierre, à Didier, aux Philous, à Thomas, à Cédric, à Christian, à Julien, à Léo, à Matthieu, à Bruno, à Adrien et à Soumaya (la pointe de finesse dans ce monde de brutes...).

Des remerciements plus personnels maintenant.... merci à mes parents et à mon frère pour leur soutien inconditionnel et leur amour sans faille. Merci au noyau dur d'amis normands, parisiens ou étrangers (La Kabateam, Guitou, Thibo, les Oliviers, Vincent, Maria, Ben, Tito, Chap, Patoche et Manu) pour les moments de détente qu'on a passé ensemble. Enfin, une mention très spéciale à mes collocataires du 6 rue Danton, Nicolas, Fabien, Julie et plus tardivement Sabrina. Merci de m'avoir supporté, de m'avoir encouragé et montré l'exemple (Docteur Nicolas, mes respects et mes félicitations encore une fois), de m'avoir nourri, de m'avoir bichonné (clin d'oeil spécial à Julie) et j'en passe. Je garderai de cette période de vie commune de très très bons souvenirs.

Résumé

Cette étude s'inscrit dans le cadre de la modélisation distribuée à base physique des interactions entre processus de surface et de subsurface. Une nouvelle approche de modélisation, dite darcéenne multidomaine, est présentée. Les équations de Richards et de l'onde diffusive sont respectivement utilisées pour décrire le processus d'infiltration et de ruissellement. L'équation d'onde diffusive est transformée en une équation de diffusion non linéaire similaire à l'équation de Richards. L'écoulement d'eau à la surface est alors assimilé à un écoulement dans un milieu poreux aux propriétés particulières. Une couche de milieu poreux, appelée couche de ruissellement, est introduite dans le domaine de calcul. L'ensemble de la dynamique surface/subsurface est alors décrite dans un continuum darcéen par une seule équation de Darcy non linéaire avec des paramètres domaine - dépendants. Cela permet notamment d'imposer une continuité hydraulique entre l'eau de surface et l'eau de subsurface. Le modèle développé est évalué à partir de cas tests classiques de la littérature. Une analyse de sensibilité ainsi qu'une étude détaillée du ruissellement hortonien sont ensuite présentées. Enfin, l'expérience réalisée par l'IRD sur la parcelle de Thies au Sénégal est reproduite. Les résultats sont encourageants et laisse penser que l'approche de modélisation développée permet de reproduire correctement à petite échelle la dynamique fortement couplée des systèmes hydrologiques de type parcelle ou versants.

Mots-clés: ruissellement, infiltration, interactions surface/subsurface, modélisation intégrée

Abstract

This study deals with physically based distributed modelling of surface/subsurface interactions. A new modelling approach, called Darcy multidomain approach, is presented. Richards and diffusive wave equations are used to describe respectively infiltration and runoff processes. Diffusive wave equation is turned into a nonlinear diffusion equation, that looks like Richards one. Overland flow is then assimilated as a flow in porous medium that has particular properties. A porous layer, called runoff layer, is introduced in the computational domain. The whole surface/subsurface dynamics is then described in a Darcy continuum by a single nonlinear Darcy equation with domain dependent parameters. It allows to impose an hydraulic continuity between surface and subsurface waters. The model is evaluated from classical test cases of the literature. A sensibility analysis and a detailed study of Hortonian runoff are then presented. Finally, the plot scale experiment realised by IRD in Thies, Senegal is reproduced. Results are satisfying and show that the developed modelling approach allow to reproduce the strongly coupled dynamics of small scale hydrological systems.

Keywords : overland flow, infiltration, surface/subsurface interactions, integrated modelling

Table des matières

Introduction générale **1**

Partie I Les interactions surface/subsurface au coeur de la genèse des débits **5**

Chapitre 1 Les processus de genèse des débits **9**

1.1 Les processus souterrains 9

1.1.1 Écoulement hypodermique 10

1.1.2 L'effet piston 11

1.1.3 Intumescence de nappe 11

1.1.4 Écoulement en macropores 12

1.2 Les processus de surface 12

1.2.1 Ruissellement par dépassement d'infiltrabilité 13

1.2.2 Ruissellement sur surface saturée 15

Chapitre 2 Les facteurs de contrôle **17**

2.1 Le forçage climatique : apport d'eau et d'énergie 17

2.2 Les conditions initiales 18

2.3 Les propriétés du milieu 18

2.4 La topographie 18

Partie II La modélisation distribuée des processus de surface et de subsurface **23**

Chapitre 1 Modélisation des processus **29**

1.1 Écoulements de subsurface 29
1.1.1 Écoulements dans la zone saturée 29
1.1.2 Écoulement en zone non saturée 31
1.1.3 Paramétrisation du sol 32
1.1.4 Conditions aux limites 33
1.1.5 Résolution numérique 35
1.2 Écoulements de surface 35
1.2.1 Les équations de Barré Saint-Venant 35
1.2.2 Approximations dites de l'onde diffusive et de l'onde cinématique 37
1.2.3 Les conditions aux limites 37
1.2.4 Résolution numérique 38

Chapitre 2 Les différentes méthodes de couplage 39
2.1 Historique des méthodes de couplage 39
2.2 Le couplage du premier ordre 42
2.3 Le "nouveau" changement de condition à la limite 43

Partie III Le modèle développé 45

Introduction 47

Chapitre 1 Le modèle physique 49
1.1 Description unifiée des écoulements de subsurface et souterrains 49
1.2 Les écoulements de surface 51
1.3 L'approche darcéenne multidomaine 55
1.4 Le modèle de transport 56

Chapitre 2 L'environnement de modélisation 59
2.1 Cast3m 59
2.2 Les éléments finis mixtes hybrides 60

Chapitre 3 Le modèle numérique 63
3.1 La résolution numérique 63
3.2 Introduction d'une conductivité hydraulique résiduelle 64
3.3 Continuité surface/subsurface 65

3.4 Condition à la limite de charge imposée “itérative” 67

Partie IV Validation/Vérification **69**

Introduction **71**

Chapitre 1 Vérification du modèle d’écoulement/transport en milieu poreux **73**

1.1 Description du cas test 73

1.2 Résultats 75

Chapitre 2 Validation du modèle de ruissellement **79**

2.1 Comparaison avec la solution analytique de l’approximation de l’onde cinématique 79

2.2 Ruissellement bidimensionnel sur une surface de type "livre ouvert"’ . 81

2.2.1 Description du cas test 81

2.2.2 Résultats 83

Chapitre 3 Vérification de l’approche de couplage par tenseur **85**

3.1 Régime d’infiltration pure 85

3.1.1 Description 85

3.1.2 Résultats 86

3.2 Régime de Horton 87

3.2.1 Description 87

3.2.2 Résultats 87

Chapitre 4 Vérification du modèle couplé **89**

4.1 Le système d’Abdul et Gillham 89

4.2 Le système d’Ogden et Watts 101

Partie V Applications **109**

Chapitre 1 Sensibilité du système d’Abdul et Gillham à différents paramètres physiques **111**

1.1 Influence du type de sol 112

1.2 Influence de l'intensité de la pluie 115
1.3 Influence de la topographie 117
1.4 Influence de la condition initiale 119

Chapitre 2 Le régime de Horton **123**
2.1 Influence de l'intensité de la pluie 125
2.2 Influence de la condition initiale 128

Chapitre 3 Application à la parcelle de Thies - Sénégal **131**
3.1 La parcelle de Thies 131
3.2 L'expérience du 28 juin 2004 132
3.3 Travaux antérieurs 132
3.4 Application de notre modèle à la parcelle de Thies 133
3.4.1 Démarche de modélisation 133
3.4.2 Résultats 137
3.5 L'expérience du 24 juin 138
3.5.1 Démarche de modélisation 139
3.5.2 Résultats 140

Performances du modèle, convergence, stabilité,... **145**

Conclusion générale et perspectives **147**

Bibliographie **153**

Introduction générale

Contexte de l'étude

Le cycle terrestre de l'eau La compréhension des processus de transfert d'eau dans les bassins versants est encore aujourd'hui une question clé de l'hydrologie moderne. Le cycle de l'eau terrestre, à l'échelle du versant ou du bassin versant, est complexe et encore mal compris. Les eaux atmosphérique, de surface et de subsurface sont souvent en interaction par l'intermédiaire de systèmes tels que les lacs ou les rivières. De plus, le comportement des systèmes naturels est conditionné par un ensemble de facteurs - climatiques, morphologiques ou physiques - qui contrôlent l'activation des processus de transfert et les interactions entre ces processus. Les interactions entre les différents processus et les facteurs de contrôle rendent la description et la compréhension du système bassin versant difficile. Cette compréhension est néanmoins nécessaire pour répondre aux questions essentielles concernant la gestion de la ressource en eau, la prévision de crue ou l'occupation des sol et son impact sur les processus d'érosion.

La modélisation hydrologique Dans ce contexte, la modélisation hydrologique s'est imposée comme une discipline complémentaire des études de terrains. Par sa capacité à confronter des modèles conceptuels - représentations simplifiées et schématiques du fonctionnement d'un bassin versant - à la réalité du terrain, cette discipline a permis une avancée des connaissances dans l'hydrologie des versants et des bassins versants. Les modèles distribués à base physique jouent un rôle particulier dans l'ensemble complexe des modèles hydrologiques. Ils permettent notamment d'étudier les processus de transferts d'eau, plutôt que la réponse globale du système bassin versant. Notre compréhension du système bassin versant étant de plus en plus détaillée, ces modèles sont aujourd'hui de plus en plus complexes et permettent de prendre en compte un grand nombre de processus et leur interactions. L'évolution des modèles distribués est en partie liée aux progrès réalisés dans le domaine de l'informatique ou dans la description mathématique de l'hydrodynamique des systèmes, à l'augmentation des capacités de calcul et aux évolutions des méthodes de résolution ou de couplage entre processus. Bien évidemment, ces modèles requièrent des données de terrain, qui ne sont pas toujours disponibles. L'acquisition de celles-ci peut alors devenir un facteur limitant dans le développement et l'application des modèles distribués.

Objectifs

Ce travail de thèse s'inscrit dans le cadre général de la modélisation distribuée à base physique de l'hydrologie d'un bassin versant. Le sujet d'étude concerne les méthodes de couplages entre les écoulements de surface et de subsurface dans les modèles distribués. Le constat de départ est le suivant : les méthodes de couplage surface/subsurface dans les modèles actuels ne permettent pas d'imposer, quelle que soit la situation hydrologique étudiée, la continuité des pression et flux d'eau à l'interface entre les domaines de surface et de subsurface. Les méthodes couramment utilisées, telles que les méthodes de changement de condition à la limite ou de couplage du premier ordre, ne semblent donc pas à même de reproduire avec précision la dynamique fortement couplée des situations où écoulements de surface et de subsurface sont en interaction.

Les objectifs de ce travail de thèse sont donc :

- Développer et implémenter une approche de modélisation permettant d'imposer la continuité hydraulique entre les domaines de surface et de subsurface et donc de traiter de façon continue, dans l'espace et le temps, les interactions entre processus de surface et de subsurface.

- Valider cette nouvelle approche de modélisation sur des cas tests de référence de la littérature.

- Appliquer notre modèle à des cas tests synthétiques et réels afin de mieux comprendre la dynamique couplée surface/subsurface et d'étudier l'influence des différents paramètres et lois sur cette dynamique.

Plan du manuscrit

Ce manuscrit est composé de cinq parties, chacune d'entre elles étant subdivisée en chapitres.

La première partie est une synthèse bibliographique des processus de transferts d'eau dans un bassin versant et des facteurs contrôlant son hydrodynamique. Les grands mécanismes de transferts d'eau dans le sol et à la surface du sol sont décrits. Cette description ne se veut pas exhaustive. On se focalise sur les processus d'écoulements de surface et de subsurface. Les facteurs contrôlant ces processus sont rapidement évoqués. L'accent est mis sur l'importance des interactions entre processus de surface et de subsurface dans la genèse des débits dans les rivières.

La deuxième partie est également une synthèse bibliographique. Elle décrit l'état de l'art de la modélisation distribuée à base physique de l'hydrologie des bassins versants. Les méthodes classiques de modélisation des écoulements de surface et de subsurface sont présentées séparément. Les méthodes de couplage surface/subsurface sont ensuite pré-

sentées en détail. Ce point est particulièrement développé pour justifier le besoin d'une nouvelle méthode de couplage.

La troisième partie présente le modèle développé au cours de ce travail de thèse. Le modèle physique et la nouvelle approche de modélisation dite darcéenne multidomaine sont d'abord détaillés. L'environnement de modélisation - le code de calcul Cast3m et la formulation éléments finis mixtes hybrides - ainsi que l'implémentation numérique du modèle sont décrits par la suite. L'accent est mis sur les innovations de ce modèle, notamment la description unifiée des processus d'écoulement et de transport au sein d'un domaine unique regroupant surface et subsurface.

La quatrième partie présente les travaux de validation et de vérification du modèle développé dans Cast3m. Les composantes du modèle sont validées indépendamment dans un premier temps : infiltration et transport dans un système comprenant une zone saturée et une zone non saturée, ruissellement seul sur des systèmes 1D et 2D et méthode de couplage surface/subsurface. Le modèle couplé d'écoulement et de transport est ensuite qualifié sur deux expériences, une numérique et l'autre conduite en laboratoire.

La cinquième et dernière partie présente les premières applications réalisées avec notre modèle. Des cas synthétiques sont d'abord considérés pour étudier l'influence de différents paramètres et lois sur la dynamique des systèmes couplés surface/subsurface. Enfin, le modèle est appliqué à un cas réel : la parcelle de Thies au Sénégal instrumentée par l'IRD (Unité de Recherche Solutions). Les travaux sur ce système ne sont pas aboutis mais les premiers résultats présentés permettent d'illustrer la capacité de notre modèle à simuler des dynamiques de ruissellement/infiltration réelles.

Première partie

Les interactions surface/subsurface au coeur de la genèse des débits

Introduction

Comprendre les processus dominants dans la genèse des débits des rivières est encore aujourd'hui une question clé de l'hydrologie. En effet, le fonctionnement hydrologique des bassins versants et des versants reste encore mal connu. Depuis ses débuts et jusque dans les années 1930-1940, les hydrologues s'intéressaient d'abord à des problèmes pratiques de gestion de ressources ou de prévision de la qualité des eaux. La compréhension des processus de transferts d'eau dans les versants et les bassins versants n'était pas primordiale à leurs yeux puisque des mesures à l'échelle d'un bassin étaient suffisantes pour répondre à leurs questions. L'intérêt porté à la compréhension des processus est apparu plus tard.

Les études de terrains des trente dernières années ont permis de mieux identifier et comprendre les processus à l'origine des débits de crue. L'emploi de nouvelles méthodes, telles que le traçage isotopique, ont permis de faire évoluer les connaissances en remettant en question les concepts établis [Ribolzi et al, 2000] [McGlynn et McDonnell, 2003]. Néanmoins, un certain nombre de questions clés de l'hydrologie moderne restent encore en suspens. La problématique majeure concerne les chemins de l'eau dans les versants et l'origine des eaux qui rejoignent le réseau hydrographique. Une des questions actuelles a été résumée par Kirchner (Kirchner, 2003) dans son « double paradoxe de l'hydrologie ». Les petits bassins versants sont caractérisés par une réponse très rapide des débits aux précipitations. On associe souvent la forte réactivité de ces systèmes à la rapidité du phénomène de ruissellement superficiel. Néanmoins, des études de terrains montrent que dans un grand nombre de cas, la réponse rapide des systèmes est constituée majoritairement d'eau dite « pré-événementielle » ou ancienne, eau initialement stockée dans la zone saturée ou non saturée du sol. Les vitesses d'écoulement de l'eau dans les zones saturée et non saturée du sol sont pourtant faibles. La forte contribution d'eau ancienne ne peut donc pas être de l'eau qui a transitée seulement par le système sol. Plusieurs théories pour expliquer ce paradoxe existent mais ce paradoxe n'est toujours pas résolu. La dynamique du cycle de l'eau dans les versants n'est donc toujours pas complètement comprise. Une des raisons majeures est certainement sa grande complexité. Les processus considérés sont souvent non linéaires et très variables dans l'espace et dans le temps. Le comportement des systèmes est donc difficilement prévisible. De plus, les processus et les masses d'eau sont en constante interaction. L'eau de surface des lacs, des rivières est en contact permanent avec l'eau de subsurface de la zone non saturée ou des aquifères peu profonds.

L'objectif premier de cette partie est d'éclairer le lecteur sur les différents processus de

genèse des débits dans les versants (chapitre 1), en distinguant les processus de surface des processus souterrains, et d'expliquer, dans un deuxième temps (chapitre 2), les différents facteurs contrôlant ces processus et leurs interactions. Un objectif non moins important est de montrer que le cycle de l'eau à l'échelle d'un versant est très complexe et que la surface et les interactions surface/subsurface sont des acteurs majeurs de la genèse des débits.

1

Les processus de genèse des débits

Cette présentation des processus de genèse des débits s'appuie sur les revues bibliographiques de Kirkby [Kirkby, 1978], de Beven [Beven, 2006] et d'Ambroise [Ambroise, 1999]. Par souci de clarté, les processus ne sont pas présentés dans l'ordre chronologique de leur découverte. Deux grands types de processus sont identifiés et présentés séparément : les processus de surface et les processus de subsurface. Compte tenu du fait que nous étudions principalement la genèse des débits dans les rivières, le cycle de l'eau à l'échelle d'un bassin versant n'est pas présenté dans son intégralité. Des processus comme l'interception par la végétation ou l'évaporation qui ont un rôle majeur dans le cycle de l'eau à l'échelle d'un bassin ne seront pas présentés en détail. L'accent est donc mis sur les processus de transferts d'eau à la surface du sol et dans le sol.

1.1 Les processus souterrains

L'idée selon laquelle les débits dans les rivières étaient principalement constitués d'eau provenant des écoulements de surface a été dominante pendant des décennies. Néanmoins, dès les années 1930-1940, des hydrologues ont observé des régimes d'écoulements dans les bassins ne pouvant s'expliquer par les concepts de ruissellement hortonien ou de ruissellement sur surface saturée (e.g. [Hursh, 1936], [Hursh, 1941]). Ils supposent alors que les écoulements souterrains, et particulièrement les écoulements de subsurface, peuvent être dans certains cas des processus dominants d'alimentation du réseau hydrographique. L'eau des rivières n'est plus simplement de l'eau qui ruisselle à la surface mais plutôt de l'eau qui s'infiltre et transite par le sol. Ces processus pourraient expliquer la contribution d'eau ancienne à l'hydrogramme. Ceux-ci ont été identifiés très tôt dans l'histoire de l'hydrologie mais par manque d'applicabilité et de théories sous-jacentes, cette vision de la genèse des débits a mis plus de temps à s'imposer. Dans cette partie consacrée aux processus souterrains de genèse des débits, nous décrirons successivement les processus d'écoulement hypodermique, d'effet piston, d'intumescence de nappe et d'écoulement en macropores.

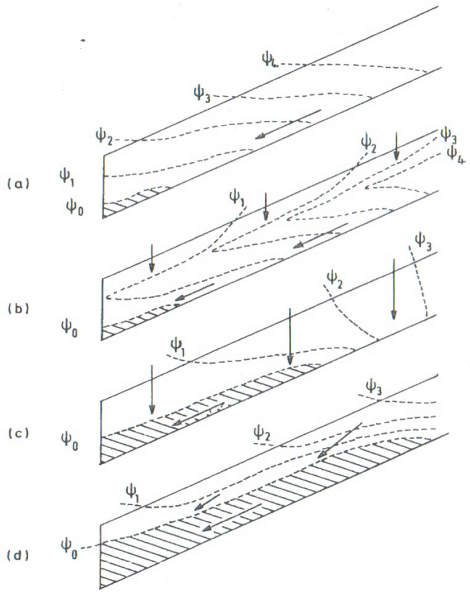


FIG. 1.1 – Illustration des différentes phases de genèse d'un écoulement hypodermique (a) état initial avec écoulement non saturé (b) état après une pluie, apparition de percolation verticale (c) recharge de la zone saturée (d) écoulement hypodermique saturé installé (d'après [Weyman, 1973]).

1.1.1 Écoulement hypodermique

Dès les années 30/40, l'idée d'une contribution non négligeable du domaine souterrain au débit de crue est apparue. Hursh [Hursh, 1936] suggéra l'existence d'un écoulement latéral préférentiel de subsurface plus rapide que les écoulements de nappe. Ses études sur les petits bassins forestiers ont ensuite montré [Hursh, 1941] que ce processus peut représenter une partie plus importante de l'hydrogramme que le phénomène de ruissellement. Il apparaît alors possible que les débits dans les rivières soient produits par des écoulements dans des zones proches de la surface. Les travaux de Whipkey [Whipkey, 1965], Hewlett [Hewlett, 1961] et Kirkby [Kirkby, 1969] ont permis de mieux comprendre dans quelles conditions ces écoulements préférentiels, appelés écoulements hypodermiques, apparaissent.

Dans les sols pour lesquels la conductivité hydraulique diminue avec la profondeur, le processus d'infiltration peut être ralenti voire stoppé par des niveaux de subsurface moins perméables (voir Fig 1.1). La zone au dessus de ce niveau peut se saturer complètement (apparition d'une nappe perchée) et un écoulement hypodermique saturé se produit sous l'effet de la pente et de la gravité. L'intensité de l'écoulement augmente dans les couches plus fines. Si le niveau saturé atteint la surface, du ruissellement sur surface saturée peut apparaître [Kirkby, 1969]. Ce processus se produit plus généralement dans des conditions non saturées et les bassins versants forestiers sont particulièrement sujets à ce phénomène. L'existence de racines et d'horizons superficiels plus perméables (humus, ...) fait de la partie superficielle du sol une zone très perméable qui peut parfois conduire à

des écoulements hypodermiques rapides. Hewlett [Hewlett et Hibbert, 1963] et Whipkey [Whipkey, 1965] ont étudié ce processus expérimentalement et montré que les écoulements de subsurface pouvaient dans certains cas maintenir le débit de base et représenter une part non négligeable de l'hydrogramme.

L'organisation des écoulements de subsurface peut également conduire au processus d'exfiltration [Dunne et Black, 1970]. Il apparaît dans les zones où les apports liés aux écoulements latéraux (en conditions saturées ou non saturées) dépassent la capacité de transfert d'eau. Il y a alors saturation du profil et le flux en excès s'écoule à la surface. Dans ce cas, la surface du sol devient saturée et le ruissellement sur surface saturée apparaît. Il est d'ailleurs difficile de distinguer ce type de ruissellement du ruissellement par exfiltration. Plus de détails sur l'ensemble de ces phénomènes sont donnés dans [Whipkey et Kirkby, 1978].

1.1.2 L'effet piston

Un autre concept est souvent utilisé pour expliquer la contribution importante d'eau ancienne à l'écoulement de crue : c'est l'effet piston [Hewlett et Hibbert, 1967]. Ce mécanisme suppose que l'impulsion liée aux précipitations est directement transmise par une onde de pression qui se propage le long de la pente. Dans des conditions d'humidité importante, cette onde peut provoquer une forte exfiltration en bas de versant. Dans ce cas, il faut distinguer la vitesse réelle de l'eau qui est relativement lente de celle de l'onde de pression qui peut être rapide et caractérise la vitesse de réponse du bassin. Ce phénomène a été étudié en laboratoire [Horton et Hawkins, 1965] et observé sur le terrain [Zimmerman et al,1966]. Néanmoins, il apparaît que ce processus ne libère qu'une quantité faible d'eau de subsurface et ne se produit que dans le cas où la partie supérieure du sol a une capacité de stockage très faible.

1.1.3 Intumescence de nappe

Le comportement des zones en bas de versant est considérablement modifié par l'existence d'une zone située au dessus du niveau de nappe et très proche de la saturation appelée frange capillaire [Gillham, 1984]. Dans les zones où le niveau de nappe et la frange capillaire sont très proches du niveau de la surface, un petit volume de pluie s'infiltrant suffit à transformer l'eau sous tension de la frange capillaire en eau libre. On observe alors un relèvement rapide du niveau de la nappe. Ce processus est particulièrement important dans les zones proches des cours d'eau et est appelé intumescence de nappe [Abdul et Gillham, 1984]. L'augmentation du gradient hydraulique lié à la saturation de la frange capillaire augmente considérablement la contribution de la nappe au débit de crue. La vitesse de l'onde de perturbation est bien supérieure à celle du mouvement de l'eau réelle et peut dans certains cas expliquer la contribution rapide et majoritaire de l'eau ancienne dans l'hydrogramme [Sklash et Farvolden, 1979]. Lorsque l'intumescence de nappe atteint la surface du sol, elle crée des zones saturées actives où de l'exfiltration et du ruissellement sur surface saturée se produisent.

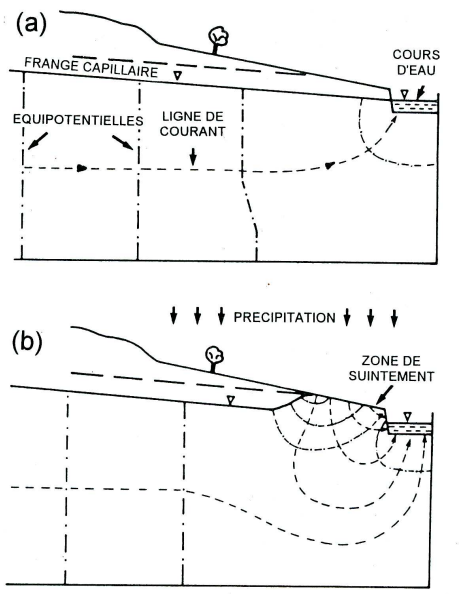


FIG. 1.2 – Schématisation du phénomène d'intumescence de nappe (d'après [Abdul,1984])

1.1.4 Écoulement en macropores

L'ensemble des processus précédemment décrits peuvent être accélérés ou amplifiés par l'existence d'écoulement en macropores [McDonnell, 1990]. Les macropores sont définis comme des pores où le phénomène de capillarité ne se produit pas. La décomposition d'un système racinaire, les galeries d'animaux, les fractures ou les karsts peuvent être à l'origine de leur existence. Les macropores constituent un réseau où des écoulements préférentiels sont possibles et modifient considérablement le processus d'infiltration. Dans le cas d'une macroporosité, le phénomène d'infiltration est très rapide et peut difficilement être représenté par un écoulement de type Darcy. Les macropores permettent des transferts verticaux ou latéraux rapides à travers la matrice et peuvent parfois connecter différents niveaux qui ne le seraient pas s'ils n'existaient pas. On voit donc que la macroporosité peut considérablement influencer les processus de genèse de débit en accélérant la réponse des bassins. Pour des raisons de simplicité, ce processus ne sera pas pris en compte dans le modèle présenté ultérieurement.

1.2 Les processus de surface

La théorie de ruissellement de Horton [Horton, 1933] a été pendant longtemps la théorie dominante pour expliquer la réponse rapide des bassins versants aux événements pluvieux. Celle-ci stipule que le réseau hydrographique est principalement alimenté par les processus de surface, et en particulier par le processus de ruissellement par dépassement d'infiltrabilité. Les nombreux modèles s'appuyant sur cette théorie se sont montrés efficaces pour prédire les débits. Un autre type de ruissellement a été identifié plus tard

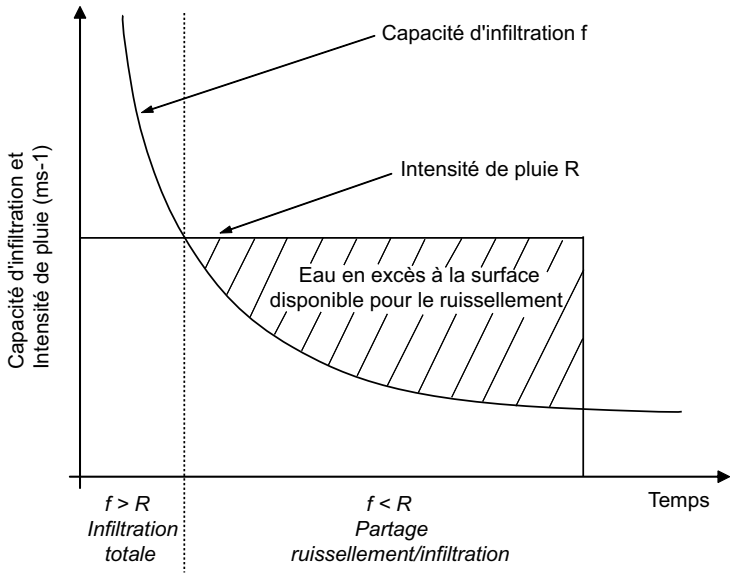


FIG. 1.3 – Représentation schématique du ruissellement hortonien

par Cappus [Cappus, 1960] et Dunne et Black [Dunne et al, 1991] : le ruissellement sur surface saturée. Ces deux types de ruissellement sont décrits successivement dans cette partie.

1.2.1 Ruissellement par dépassement d'infiltrabilité

Horton [Horton, 1933] est le premier à avoir développé un modèle conceptuel pour expliquer la genèse des débits dans les cours d'eau. Au début des années 1930, il observe que le flux d'eau de pluie s'infiltrant à la surface d'un sol décroît avec le temps. Il imagine alors la surface du sol comme une interface capable de séparer les précipitations disponibles après interception. Une partie des précipitations pénètre dans le sol et alimente le processus d'infiltration, tandis que l'autre s'accumule en surface et alimente le processus de ruissellement. Selon lui, ce partage ruissellement/infiltration est contrôlé par une grandeur caractéristique du sol appelée « capacité d'infiltration » ou « infiltrabilité » (homogène à une vitesse), qui définit la capacité d'un sol à absorber la pluie. Lors d'épisodes de pluie importante, cette capacité d'infiltration suit une courbe définissant la capacité maximale. Dans l'article fondateur de cette théorie [Horton, 1933], Horton définit l'infiltrabilité maximale d'un sol en fonction du temps comme une fonction exponentielle décroissante minorée par une valeur minimale :

$$f = f_c + (f_0 - f_c)exp(-kt) \tag{1.1}$$

où f est la capacité d'infiltration instantanée maximale à laquelle le sol peut absorber les précipitations, f_c la capacité d'infiltration limite (considérée comme constante), f_0 la

capacité d'infiltration initiale considérée comme maximale, k une constante dépendant de la conductivité hydraulique du sol considéré et t le temps. La décroissance de la capacité d'infiltration au cours du temps est principalement liée à la saturation progressive de la surface mais aussi au tassement du sol lié à l'impact des gouttes et à la redistribution des particules les plus fines. La valeur minimale correspond à la capacité d'infiltration à saturation. D'autres formules ont été développées depuis pour caractériser la capacité d'infiltration d'un sol (e.g. [Vauclin, 1984], [Diskin et al, 1995] et [Parhi et al, 2006]).

Pour déterminer les volumes d'eau infiltré et ruisselé, Horton compare la capacité d'infiltration du sol à l'intensité de la pluie. Son modèle est un modèle empirique à seuil. Quand l'intensité de la pluie est inférieure à la capacité d'infiltration, toutes les précipitations disponibles s'infiltrent. Quand l'intensité de pluie est supérieure à la capacité d'infiltration, le sol n'est pas capable d'absorber l'intégralité de la pluie. Une partie s'infiltre et sature la surface du sol. L'eau en excès s'accumule en surface, remplit les dépressions superficielles, puis s'écoule sur le versant pour alimenter l'écoulement rapide de crue (voir Fig 1.3). Le ruissellement de Horton est donc aussi appelé ruissellement par dépassement d'infiltrabilité. Dans les deux cas, l'eau infiltrée contribue à la recharge de la nappe, s'écoule lentement dans les formations superficielles et participe à l'écoulement de base.

Les contributions de Rubin [Rubin et al, 1963, Rubin et al, 1964, Rubin, 1969] et Smith [Smith, 1972] sont de première importance pour la compréhension de ce type de ruissellement. Les travaux de Rubin montrent que les courbes expérimentales observées par Horton peuvent être déterminées théoriquement à partir de l'intensité de la pluie, des conditions initiales et des courbes caractéristiques du sol et que la capacité minimale d'infiltration est égale à la conductivité hydraulique à saturation du milieu. Ces auteurs mettent également en évidence deux conditions d'apparition de ce ruissellement : (i) l'intensité de pluie doit être supérieure à la conductivité hydraulique à saturation du sol et (ii) la durée de la pluie doit être supérieure au temps nécessaire pour saturer complètement la surface du sol. La dynamique de ce ruissellement est donc très dépendante de l'intensité de pluie et de l'état initial de saturation du sol.

Il faut noter que le ruissellement hortonien peut apparaître préférentiellement lorsque le phénomène de battance se produit [Hillel, 2004]. Sur les sols nus ou peu couverts par la végétation (sols agricoles, chemins de terre, régions arides), l'impact des gouttes de pluie modifie l'état de surface [Le Bissonnais et Singer, 1992]. L'énergie cinétique de la pluie se transmet au sol, tasse la surface, met en suspension et redistribue les particules les plus fines. Les pores en surface se retrouvent occupés par des particules fines et la surface du sol s'imperméabilise progressivement. Lors de la formation de telles structures, la capacité d'infiltration de la surface du sol diminue et le ruissellement hortonien est plus susceptible d'apparaître. L'existence de végétation diminue la probabilité d'observer le phénomène de battance puisque les racines stabilisent le sol et le phénomène d'interception diminue l'énergie cinétique et donc l'effet déstructurant des gouttes de pluie.

La simplicité du modèle de Horton a fait son succès. De nombreuses méthodes et modèles de l'ingénierie hydrologique y font encore référence. Néanmoins, on sait aujourd'hui

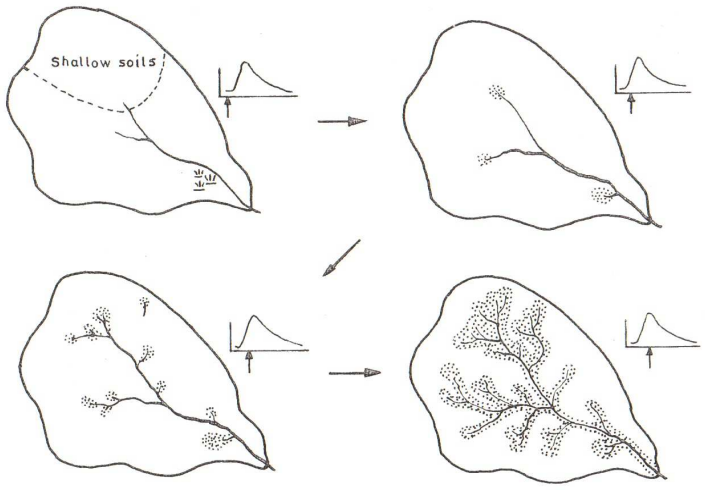


FIG. 1.4 – Évolution des surfaces saturées contributives au cours d'un événement pluvieux (d'après [Hewlett et Nutter, 1970]) : pour chacune des figures, l'hydrogramme ainsi que l'instant auquel est représenté l'état du système sont présentés à droite ; l'aire du bassin versant, son réseau hydrographique et les surfaces saturées en gris sont présentés à gauche

que ce modèle s'applique surtout aux régions arides où les intensités de pluie sont très élevées et les sols peu couverts de végétation. En région tempérée, de nombreuses études ont montré que ce type de ruissellement n'apparaît que dans des cas extrêmes. Il est donc rarement observé. De plus, il ne se produit généralement que sur une petite partie de la surface totale du bassin, du fait de l'hétérogénéité spatiale du sol et de la pluie [Betson, 1964] [Ragan, 1968]. L'eau ruisselante peut alors participer au débit de crue ou s'infiltrer plus en aval sur le versant. Des crues ont également été observées fréquemment pour des intensités de pluie inférieures à la capacité d'infiltration. Enfin, ce processus ne permet pas d'expliquer la contribution majeure d'eau ancienne à l'hydrogramme de crue. Le ruissellement par dépassement d'infiltrabilité ne peut donc pas expliquer à lui seul la genèse du débit de crue. D'autres processus sont à prendre en compte.

1.2.2 Ruissellement sur surface saturée

Le ruissellement sur surface saturée a été observé conjointement par Cappus [Cappus, 1960] et Dunne et Black [Dunne et Black, 1970] dans les années 1960-1970. Leur travaux ont montré que le phénomène de ruissellement peut également apparaître dans les zones où le profil de sol est entièrement saturé. Un sol saturé n'est pas capable de stocker d'eau ou de la transmettre latéralement. L'eau de pluie tombant sur ces surfaces saturées ne peut donc pas s'infiltrer. Elle s'accumule alors en surface et se met à ruisseler.

Ce cas de figure peut se produire pour de nombreuses raisons. La saturation de la surface du sol peut apparaître quand le sol est peu profond ou la zone saturée suffisamment proche de la surface topographique. Un petit volume de pluie s'infiltrant suffit alors à saturer l'ensemble du sol sur la verticale. La remontée d'une nappe, due à sa recharge

par infiltration, ou l'accumulation d'eau en bas de pente, suite à des écoulements de subsurface, peuvent également être à l'origine de ces surfaces saturées. Ces surfaces sont souvent présentes en fond de vallon près des cours d'eau où la nappe est presque affleurante. Les sols minces et les pentes faibles favorisent la saturation « par dessous ». Il faut noter que la superficie de ces surfaces saturées évolue au cours d'un événement pluvieux en fonction de l'apport d'eau, de la topographie et de l'organisation des écoulements de surface (Fig 1.4) [Ambroise, 1988]. L'augmentation ou la diminution de ces surfaces saturées a un effet direct sur le volume d'eau ruisselé et donc sur la forme de l'hydrogramme.

Ce concept de ruissellement est largement accepté dans la communauté hydrologique mais la formation de ces surfaces est encore sujette à discussion. Comme décrit précédemment, leur existence est liée à l'historique des pluies, à la saturation par les pluies précédentes, à la configuration topographique ou à l'existence de niveaux imperméables. Leur formation est donc relativement complexe. De plus, ce concept suppose que l'intégralité de l'eau qui atteint le réseau hydrographique est de l'eau de pluie et ne peut en aucun cas expliquer la contribution importante d'eau pré-événementielle observée dans de nombreuses expériences de séparation d'hydrogramme.

2

Les facteurs de contrôle

La majorité des processus d'alimentation des débits des rivières a été présentée dans la partie précédente. Ces processus sont complexes et un certain nombre de facteurs physiques ou morphologiques contrôlent et déterminent la localisation, l'intensité, le déclenchement et l'arrêt de ces processus. Cette partie a pour but de décrire ces facteurs de contrôle. Bien qu'ils soient présentés indépendamment, c'est souvent la combinaison de plusieurs d'entre eux qui conditionne réellement le comportement d'un versant.

2.1 Le forçage climatique : apport d'eau et d'énergie

Les précipitations sont le principal apport d'eau à un versant. Sous forme de pluie, elles participent directement au cycle de l'eau. Sous forme de neige, un retard lié à la fonte est à prendre en compte. La réponse d'un bassin dépend de la nature et du volume total des précipitations apportées par un événement pluvieux. L'intensité et la durée de l'événement ont également une grande influence sur la réponse des bassins, et contrôlent par exemple l'évolution des surfaces saturées (Fig 1.4). Les précipitations ont comme principale caractéristique d'être très variables dans le temps et l'espace. Au pas de temps journalier, elles dépendent des conditions météorologiques, au pas de temps annuel, des caractéristiques climatiques de la région considérée. La variabilité spatiale est très difficile à évaluer puisqu'elle dépend principalement des variations du climat local. Cette grande variabilité spatio-temporelle peut expliquer la diversité des réponses observées sur le terrain.

Les apports d'énergie sont principalement de nature radiative ou advective. Ils contrôlent la demande évaporatoire (partie de la pluie qui repart directement dans l'atmosphère par évaporation) entre deux événements et donc l'évapotranspiration réelle. L'évaporation et l'évapotranspiration influent sur la redistribution des masses d'eau dans les versants en diminuant les volumes drainés par le sol et en modifiant les réserves et les conditions hydriques de surface. Ces apports d'énergie sont également très variables dans le temps et l'espace. Une de leurs caractéristiques propres est qu'elles sont décalées dans le temps par rapport aux apports d'eau et ont donc un effet important entre deux événements pluvieux. On peut notamment citer leur rôle dans les oscillations diurnes des débits observées dans le cas de nappes affleurantes [Ambroise, 1988].

2.2 Les conditions initiales

L'état hydrique et hydrologique initial d'un bassin au moment d'un événement pluvieux influe beaucoup sur sa réponse. Cet état est défini par l'histoire du bassin, notamment par les intensités, les durées, les fréquences et les séquences des épisodes pluvieux et évaporatoires précédents. Cette dépendance à l'état initial confère au système bassin versant une non linéarité dans sa réponse. Par exemple, un volume de pluie tombant sur un sol sec rechargera d'abord les réserves du bassin alors qu'il sera disponible pour l'écoulement dans le cas d'un sol humide. De même, la recharge de nappe et le ruissellement sur surface saturée sont des phénomènes qui nécessitent des conditions hydriques particulières, caractéristiques des périodes de hautes eaux. On voit donc que dans des conditions humides, la majorité des processus décrits précédemment peuvent être activés et participer à la genèse des débits de crue. Ambroise[Ambroise, 1995] dit à ce sujet que « la répartition spatiale et l'évolution temporelle de l'humidité des surfaces et des sols, notamment à proximité des cours d'eau, apparaissent ainsi comme un facteur essentiel de la genèse des différents flux ».

2.3 Les propriétés du milieu

Pour un apport d'énergie et un état initial donnés, la réponse d'un bassin sera très variable selon les propriétés hydriques du sol (conductivité hydraulique, rétention hydrique, existence de macroporosité), les propriétés de surface (microtopographie, rugosité), l'épaisseur des horizons perméables et les propriétés de la végétation (type, densité) [Whipkey et Kirkby, 1978]. Toutes ces propriétés ont une influence considérable sur les processus de genèse des débits décrits précédemment [Dunne et al, 1991] [Woolhiser et al, 1996]. La végétation impacte les phénomènes d'interception et d'évapotranspiration, modifie les apports d'eau en surface, favorise les écoulements en macropores par son système racinaire et la formation d'écoulement de subsurface. A cause de la végétation, l'alimentation des rivières dans les bassins forestiers est principalement constituée d'écoulements de subsurface et très peu de ruissellement est observé [Hewlett et Hibbert, 1967]. Les propriétés du sol et de la surface caractérisent les capacités de stockage et d'écoulement des différents réservoirs. Par exemple, le phénomène d'intumescence de nappe est intimement lié à l'existence d'une frange capillaire, qui elle-même est fonction du type et de la granulométrie du sol. L'ensemble de ces propriétés est caractérisé encore une fois par une grande variabilité spatiale et temporelle, qui peut influencer l'existence et la cohabitation de processus de genèse.

2.4 La topographie

Le dernier facteur de contrôle considéré ici est la topographie [Ambroise, 1995] [Anderson et Burt, 1978]. La pesanteur est un des moteurs de l'écoulement et la géométrie des bassins influe sur un certains nombres de processus. Le ruissellement, par exemple, suit généralement la ligne de plus grande pente. Il peut converger dans des zones basses et s'organiser en rigoles. La microtopographie peut le ralentir. La topographie contrôle aussi les apports d'énergie. La

pente, l'orientation et la position topographique déterminent l'ensoleillement et le sens des vents et donc l'organisation de la végétation, la transpiration et l'évapotranspiration. Les conditions hydriques dans les versants dépendent également de la topographie. On observe une tendance à l'augmentation de l'humidité d'amont en aval le long des versants. Enfin, les écoulements sont modifiés par la convexité ou la concavité des pentes qui peuvent conduire à des zones de convergence ou de divergence qui contrôlent la répartition de l'humidité.

Conclusion

L'ensemble des processus de genèse des débits présentés dans cette partie forme un cycle de l'eau dans les versants qui s'avère être d'une grande complexité (voir Fig 1). Ce cycle est contrôlé par les facteurs précédemment évoqués. Les interactions entre processus et facteurs rendent la description et la compréhension du système versant difficile. Néanmoins, il apparaît que ce système répond à une certaine organisation. Le déclenchement des différents processus dépend de la capacité des différents compartiments (surface, subsurface, profond) à stocker ou transférer les différents apports d'eau. Un compartiment commencera par stocker de l'eau jusqu'à ce que sa capacité de stockage maximale soit atteinte. L'activation des différents processus de transferts interviendra alors. Lorsque la capacité maximale de transfert du premier processus actif est dépassée, un autre processus est activé pour répondre à la demande de transfert. Un processus actif n'est cependant pas forcément contributif au débit. Il faut noter dans ce cadre l'importance des zones où la nappe est affleurante, fréquentes près des cours d'eau. Ces zones sont souvent le siège de la plupart des processus de genèse des débits, principalement le ruissellement sur surface saturée, l'exfiltration, l'intumescence de nappe, l'écoulement en macropores. De plus, ces zones, interfaces privilégiées entre eaux souterraines, eaux de subsurface et eaux atmosphériques, sont propices à l'occurrence simultanée de l'ensemble de ces processus. Du fait de leur proximité au cours d'eau, elles ont souvent une contribution importante au débit de crue.

Une des questions clés de l'hydrologie moderne est de comprendre les processus conduisant à une contribution importante d'eau dite ancienne en début d'hydrogramme. En résumé, il apparaît que cette contribution rapide d'eau ancienne peut s'expliquer par (i) des écoulements hypodermiques en conditions saturées ou non saturées fortement influencés par la topographie (ii) l'influence de la frange capillaire et le processus d'intumescence de nappe et (iii) l'effet de la macroporosité. La saturation de surface provoquant du ruissellement sur surface saturée et l'exfiltration peuvent se produire (i) dans les zones de convergence où l'eau incidente ne peut être intégralement transmise (ii) où l'épaisseur des zones de subsurface est faible (iii) où les nappes perchées ou la frange capillaire intersectent la surface topographique et (iv) dans les zones de bas de pente alimentées par effet piston ou par des écoulements de subsurface.

Cette présentation des processus met en lumière le fait que la partie du sol proche de la surface est une des zones majeures de la genèse des débits. Cette zone est sujette aux interactions entre processus de surface et de subsurface et se révèle être de première

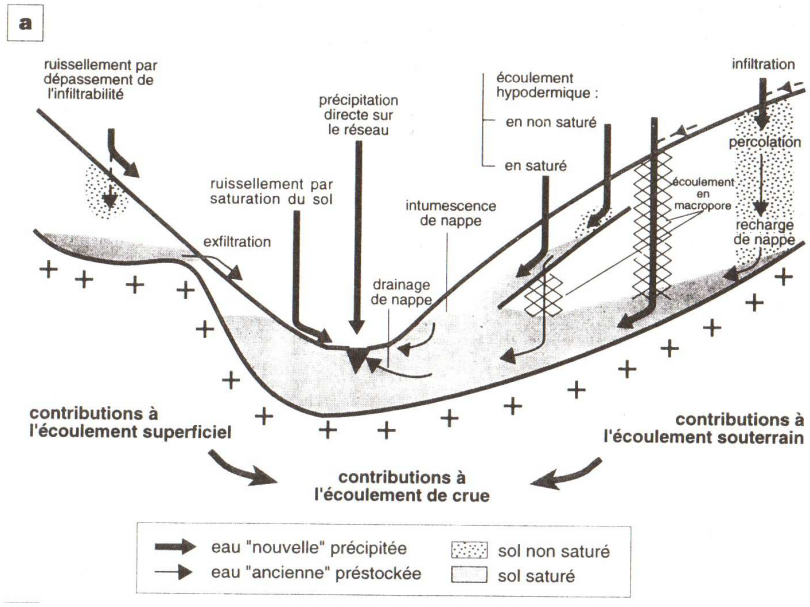


FIG. 1 – Principaux processus de genèse de débits dans les versants et âge des eaux concernées (d'après [Ambroise, 1999])

importance dans la compréhension de la genèse des débits. Ce travail de thèse se focalise donc sur le couplage des processus de surface et de subsurface. L'objectif majeur est de mieux comprendre et de mieux représenter les interactions infiltration/ruissellement. Pour atteindre cet objectif, un modèle numérique d'écoulement/transport à base physique assurant une continuité entre les processus de surface et de subsurface est développé.

Deuxième partie

La modélisation distribuée des processus de surface et de subsurface

Introduction

Malgré l'évolution des techniques de mesures (télédétection, méthodes géophysiques,...), notre connaissance du système bassin versant reste limitée. La majorité des processus qui nous intéressent sont des processus complexes, souvent non linéaires, et couplés entre eux. Les propriétés et facteurs contrôlant ces processus présentent une grande variabilité spatio-temporelle. La caractérisation d'un milieu naturel et la compréhension de son fonctionnement par la mesure seule est donc très difficile. La modélisation numérique est vite apparue comme une discipline complémentaire nécessaire à la compréhension et à la prédiction du comportement des systèmes hydrologiques.

L'hydrologie prédictive est née dans les années 1850, avec notamment les travaux de Thomas James Mulvaney [Beven, 2001]. A cette époque, les processus présentés dans la partie précédente n'étaient pas connus et les capacités de calcul très limitées. L'objectif était de prédire la forme et la valeur des pics d'hydrogrammes à partir de paramètres simples et accessibles comme l'aire d'un bassin versant ou une donnée moyennée de pluie. Les enjeux principaux de l'hydrologie étaient la prédiction de crue, la gestion des ressources en eaux ou le dimensionnement d'ouvrages. Dans les années 1920-1930, de nouveaux modèles basés sur des concepts simples, comme la théorie d'infiltration de Horton [Horton, 1933] ou l'hydrogramme unitaire de Sherman [Sherman, 1932], sont apparus. Ces modèles se sont révélés très efficaces pour répondre aux attentes des hydrologues. La description globale d'un bassin était suffisante pour aider à la prise de décision. Une représentation précise de tous les processus n'était pas nécessaire. La grande efficacité de ces modèles pour la prédiction de crue et le dimensionnement d'ouvrages a ralenti considérablement l'évolution de la discipline. Dans les années 60, les capacités de calcul ont commencé à augmenter et de nouveaux processus ont été identifiés sur le terrain. Avec les nouveaux moyens informatiques disponibles, des modèles plus complexes ont pu être développés. L'intérêt scientifique pour la modélisation des processus dans les versants a donc été ravivé. La confrontation modèles/terrain a permis l'émergence de nouveaux concepts et de nouveaux modèles du fonctionnement des bassins versants. Cette période correspond à l'émergence de nouvelles problématiques comme le suivi de la qualité de l'eau ou le suivi des pollutions qui nécessitent une modélisation plus précise et une meilleure compréhension des processus et des chemins de l'eau dans les versants.

Pour répondre à tous ces enjeux, de nombreux modèles mathématiques ont été développés depuis les années 1960. Il est impossible d'en faire une liste exhaustive vu leur nombre mais il est possible de distinguer des grands types de modèles, que nous allons décrire

maintenant. Les modèles empiriques globaux, ou modèles « boîte noire », caractérisent de façon globale la réponse pluie-débit d'un bassin à partir du traitement statistique ou déterministe de séries chronologiques. Les modèles à « réseaux de neurones », les modèles basés sur une fonction de transfert (hydrogramme unitaire de Sherman [Sherman, 1932]) ou sur une approche stochastique [Clarke, 1994] sont des modèles de ce type. Le bassin est une boîte noire caractérisée par des fonctions et des paramètres globaux sans lien avec des paramètres mesurables du système et sans grande signification physique. Ils sont très utilisés dans l'ingénierie hydrologique parce que très simples d'emploi et nécessitant très peu de paramètres. On pourrait les qualifier de modèles 0D. La dimension spatiale du bassin versant n'est pas prise en compte, seule la réponse temporelle du bassin est considérée. Néanmoins, ils ne s'intéressent pas à la dynamique interne des bassins, ce qui les rend inutile pour l'étude des processus. Les modèles conceptuels, ou « à réservoirs », considèrent le bassin comme un ensemble de réservoirs (nappe, zone non saturée, végétation, surface) interconnectés. On peut citer comme exemple les modèles du CEMAGREF GR3J [Edjitano et Michel, 1989] ou GR4J [Makhlouf, 1994]. Le comportement de chaque réservoir est défini par une équation de bilan et une loi de vidange, introduisant une variable (souvent le niveau d'eau) et deux types de paramètres (les niveaux et coefficients de vidange). La réponse du bassin est donc caractérisée par une fonction de transfert reliant la variable de sortie (souvent le débit) à l'ensemble des variables définies dans le modèle. Il faut noter ici que les lois de transfert sont souvent empiriques et que les paramètres utilisés sont souvent sans signification physique. Les processus à proprement parler ne sont pas décrits. C'est le comportement global du bassin qui est représenté. Ces modèles sont simples d'emploi et souvent utilisés à des fins opérationnelles.

Les modèles distribués à base physique s'appuient sur les progrès récents réalisés dans le domaine de l'hydrodynamique. Une revue bibliographique des modèles de ce type sera présentée ultérieurement. Ils s'appuient sur une loi de conservation (loi universelle) reliant les flux d'eau à un potentiel. Ils décrivent donc la dynamique du système par des équations aux dérivées partielles. Si les propriétés des milieux, les conditions initiales et aux limites sont connues, ces équations peuvent être résolues. Les équations n'ont généralement pas de solutions analytiques. Il est donc nécessaire de définir des grilles spatiale et temporelle pour les résoudre de façon approchée par des méthodes numériques. Ces modèles permettent en principe de décrire l'intégralité des processus. Néanmoins, ils sont lourds à mettre en place, coûtent cher en temps de calcul et nécessitent un grand nombre de données, rarement disponibles. Les modèles physico-conceptuels semblent être le meilleur compromis pour la modélisation grande échelle. Ils se caractérisent par une base physique fondée sur les processus et leurs caractéristiques physiques et un découpage en unités spatiales cohérentes. Des modèles comme TOPMODEL [Beven, 2001] combinent la simplicité d'usage des modèles conceptuels et la physique des modèles distribués.

Dans le cadre de ce travail, nous avons choisi de développer un modèle distribué à base physique. Depuis des années, ce type de modélisation a connu un engouement lié à l'augmentation des capacités de calcul et à la nécessité de mieux comprendre les processus élémentaires dominants dans la genèse des débits. Le principal objectif de cette étude étant de mieux comprendre et modéliser les interactions entre processus de surface

et de subsurface, la modélisation distribuée à base physique est à nos yeux le cadre idéal. De plus, ce cadre est intéressant dans la possibilité qu'il donne d'ajouter des processus dans les modèles. Un modèle hydrologique distribué peut être le point de départ d'un modèle de transport ou d'érosion. Un certain nombre de problématiques actuelles, comme l'influence de l'usage des sols sur l'hydrologie, nécessitent une spatialisation que seuls les modèles distribués peuvent offrir.

Cette partie présente le cadre général de modélisation dans lequel s'intègre notre étude. En 1969, Freeze et Harlan [Freeze et Harlan, 1969] ont défini le formalisme général de la modélisation distribuée de l'hydrologie des versants. Freeze et Harlan décrivent dans leur article les équations permettant de représenter les différents processus et comment coupler ces équations en utilisant des frontières communes. Ce formalisme est encore aujourd'hui une référence et sert de base au développement de beaucoup de modèles distribués actuels. De nombreux travaux ont été réalisés sur cette base. L'objet du premier chapitre de cette partie est de présenter la physique des processus dans les modèles distribués. Les approches classiques de modélisation des processus d'infiltration et de ruissellement seront présentées. Les différentes méthodes de couplage de ces processus sont ensuite décrites dans le deuxième chapitre. Le sujet de ce travail de thèse étant le couplage surface/subsurface, ce chapitre présentera l'état de l'art dans ce domaine.

1

Modélisation des processus

La modélisation mathématique des processus de surface et de subsurface a été dès la fin des années 60 un sujet d'intérêt pour les hydrologues [Kirkby, 1978]. Les modèles distribués sont directement basés sur les équations décrivant les processus dans le bassin versant. Freeze et Harlan [Freeze et Harlan, 1969] ont proposé un cadre général pour la modélisation de l'ensemble surface/subsurface. Le cycle de l'eau présenté dans la première partie n'est pas pris en compte dans sa totalité. Les écoulements en macropores par exemple ne sont pas modélisés. Seuls sont considérés les processus d'infiltration, de ruissellement, d'écoulement de nappe, d'alimentation des rivières. Ce formalisme général constitue aujourd'hui encore la base de tous les modèles distribués. Freeze et Harlan décrivent dans leur article les équations permettant de représenter les différents processus et comment coupler ces équations en utilisant des frontières communes. Ces équations sont des équations aux dérivées partielles non linéaires et ne peuvent être résolues qu'à l'aide de méthodes numériques. Les écoulements de surface (ruissellement, rivières) sont décrits par les équations de Saint-Venant ou leurs approximations. Les écoulements dans les milieux saturés sont décrits par l'équation de Darcy combinée à une équation de conservation [Bear, 1972]. Les écoulements dans la zone non saturée (infiltration) sont modélisés à l'aide de l'équation de Richards [Richards, 1931]. Notre étude s'insère dans ce cadre général de modélisation. L'objectif de cette partie est donc de présenter les méthodes classiques de modélisation des processus de surface et de subsurface.

1.1 Écoulements de subsurface

1.1.1 Écoulements dans la zone saturée

L'équation de base dans la description des écoulements en zone saturée dans les modèles distribués est la loi de Darcy. Cette loi suppose qu'il existe une relation linéaire entre la vitesse d'écoulement et le gradient hydraulique. Le coefficient de proportionnalité est appelé conductivité hydraulique et caractérise la capacité du milieu à transmettre de l'eau. L'équation de Darcy peut être écrite dans le cas d'un milieu isotrope [De Marsily, 1986] :

$$\overrightarrow{U} = -K_{sat}\overrightarrow{\nabla}(H) \tag{1.1}$$

avec $\overrightarrow{U}$ la vitesse de Darcy $[LT^{-1}]$, H la charge hydraulique totale $[L]$ et K_{sat} la conductivité hydraulique du milieu $[LT^{-1}]$. On définit la charge hydraulique H d'un fluide incompressible et soumis à la gravité par [De Marsily, 1986] :

$$H = \frac{u^2}{2g} + \frac{p}{\rho g} + z \tag{1.2}$$

où u est la vitesse réelle du fluide au point considéré $[LT^{-1}]$, g l'accélération de la pesanteur $[LT^{-2}]$, p la pression $[ML^{-1}T^{-2}]$, ρ la masse volumique de l'eau $[ML^{-3}]$ et z la côte du point $[L]$. En milieu poreux, les vitesses réelles sont toujours très faibles et on peut négliger le terme de charge dynamique $\frac{u^2}{2g}$. La charge hydraulique se réduit alors à la charge statique et peut s'écrire :

$$H = h + z \tag{1.3}$$

avec $h = p/\rho g$ la pression exprimée en mètres.

Cette équation a été établie vers 1850 par Henry Darcy. Suite aux progrès réalisés en mécanique des fluides, certains auteurs ont montré que cette loi pouvait être retrouvée à partir des équations de Navier-Stokes en supposant que le régime d'écoulement reste laminaire et que les pores ont une géométrie particulière (e.g. [Hassanizadeh, 1986]). Cette loi est une bonne approximation des écoulements dans les matrices poreuses à peu près homogènes. Elle n'est pas valide dans le cas de systèmes hétérogènes ou présentant une macroporosité. Depuis quelques années, l'emploi de cette loi dans des modèles distribués avec de grosses taille de maille est remis en question (e.g. [Reggiani et al, 1999]). Il semble que dans ce cas la loi de Darcy soit trop grossière et que les valeurs de conductivité hydraulique dans ces modèles soient très différentes des valeurs estimées à partir des mesures de terrain.

La deuxième équation de base est l'équation de conservation de la masse :

$$\frac{\partial(\rho\theta)}{\partial t} = -\overrightarrow{\nabla}.(\rho\overrightarrow{V}) + q \tag{1.4}$$

où t est le temps $[T]$, ρ la masse volumique de l'eau $[ML^{-3}]$, θ la teneur en eau volumique, $\overrightarrow{V}$ est le vecteur vitesse $[LT^{-1}]$ et q le terme source $[T^{-1}]$.

L'équation globale décrivant les écoulements dans la zone saturée résulte de la combinaison de la loi de Darcy avec l'équation de conservation de la masse. En introduisant l'Eq 1.1 dans l'équation de conservation Eq 1.4, on obtient :

$$\frac{\partial(\rho\theta)}{\partial t} = \overrightarrow{\nabla}.(\rho K_{sat}\overrightarrow{\nabla}(H)) + q \tag{1.5}$$

En supposant le fluide incompressible, on peut simplifier cette équation et la mettre sous la forme [Beven, 2001] :

$$S\frac{\partial H}{\partial t} - \overrightarrow{\nabla}.(K_{sat}\overrightarrow{\nabla}(h+z)) = q \tag{1.6}$$

où S est le coefficient d'emagasinement du milieu $[L^{-1}]$ et q représente les termes sources/puits.

1.1.2 Écoulement en zone non saturée

Richards [Richards, 1931] a généralisé l'équation de Darcy au début des années 1930 pour décrire le comportement des milieux non saturés. Les expériences à petite échelle ayant montré que le comportement des sols était très non-linéaire en fonction de l'humidité, Richards supposa que cette même relation pouvait s'appliquer mais avec une conductivité hydraulique non-linéaire dépendant de l'humidité ou de la pression capillaire. L'équation de Richards, aussi appelée équation de Darcy généralisée, s'écrit donc pour un milieu isotrope [Bear, 1972] :

$$\overrightarrow{U} = -K(h)\overrightarrow{\nabla}(H) \tag{1.7}$$

où $\overrightarrow{U}$ est la vitesse d'écoulement dans le milieu $[LT^{-1}]$, $K(h)$ la conductivité hydraulique du milieu dépendant de la pression d'eau h dans le sol. On définit cette pression à partir de la pression capillaire p_c $[L]$ dans le milieu. Par définition , on a :

$$p_c = p_{nw} - p_w$$

avec p_{nw} la pression du fluide dit non mouillant $[L]$ (dans notre cas l'air) et p_w la pression du fluide dit mouillant $[L]$ (dans notre cas l'eau). La pression d'eau h dans le milieu est définie par :

$$h = -p_c$$

On suppose dans la suite du manuscrit que l'écoulement d'air est infiniment rapide et on choisit la pression atmosphérique comme pression de référence. Par conséquent, la pression d'eau h est positive dans la zone saturée et négative dans la zone non saturée.

Dans le cas des écoulements en milieu non saturé, l'équation de mouvement résulte de la combinaison de l'équation de Richards (Eq 1.7) et de l'équation de la conservation de la masse (Eq 1.4). On obtient alors en supposant le milieu et le fluide incompressibles :

$$C(h)\frac{\partial H}{\partial t} - \overrightarrow{\nabla}.(K(h)\overrightarrow{\nabla}(h+z)) = q \tag{1.8}$$

où C(h)= $\partial\theta/\partial h$ $[L^{-1}]$ est la capacité capillaire caractérisant la variation de teneur en eau θ avec la pression capillaire h et q le terme source/puits.

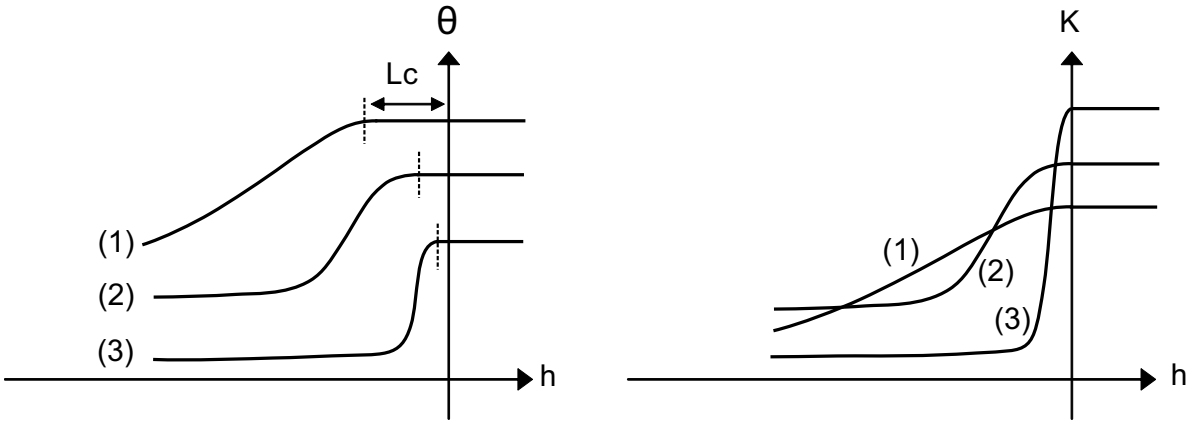


FIG. 1.1 – Lois de teneur en eau θ et de conductivité hydraulique K en fonction de la pression capillaire h pour trois sols hypothétiques sans hystérésis (1) Argile (2) Sable marneux (3) Sable .

1.1.3 Paramétrisation du sol

Un des problèmes majeurs dans l'utilisation de cette équation concerne la paramétrisation du sol, et en particulier de la zone non saturée. Dans cette zone, la teneur en eau θ ainsi que la conductivité hydraulique K sont des grandeurs qui dépendent non-linéairement de la pression en eau h [Hillel, 2004] (voir Fig 1.1). La plupart des modèles distribués utilise des relations fonctionnelles entre teneur en eau, conductivité hydraulique et pression capillaire. Ces fonctions caractérisent le comportement des sols à partir de paramètres, qui sont nécessaires à la bonne définition du problème. Un grand nombre de ces modèles de comportement existent dans la littérature [Mualem, 1976] [Burdine, 1953]. Les plus utilisés ont été développés par Van Genuchten [Van Genuchten, 1980] et Brooks and Corey [Brooks et Corey, 1964]. Ils associent à une valeur de pression capillaire une valeur unique de teneur en eau ou de conductivité hydraulique. Néanmoins, ils ne sont qu'une approximation grossière du comportement complexe des sols. L'évolution de la conductivité hydraulique ou de la teneur en eau est très souvent différente si le sol est en phase de drainage ou d'imbibition. Ce phénomène, appelé hystérésis, est rarement pris en compte dans les modèles distribués.

La définition de ces fonctions est, de plus, difficile car la mesure des courbes caractéristiques de sol représente un investissement expérimental non négligeable. Les études de laboratoires ont montré que ces courbes dépendent beaucoup de la texture des sols. La Fig 1.1 schématise de façon simple les lois de teneur et de conductivité hydraulique pour trois types de sol (une argile, un sable marneux et un sable). La grandeur notée Lc sur ces courbes est appelée longueur capillaire et caractérise la hauteur de la frange capillaire (zone de tension au dessus du niveau de la nappe). On peut voir sur cette illustration qu'un sable, qui a une structure grossière, a une conductivité hydraulique à saturation forte, une longueur capillaire faible et que l'évolution de la conductivité hydraulique et de la teneur en eau sont beaucoup plus non linéraires que pour les deux autres types de

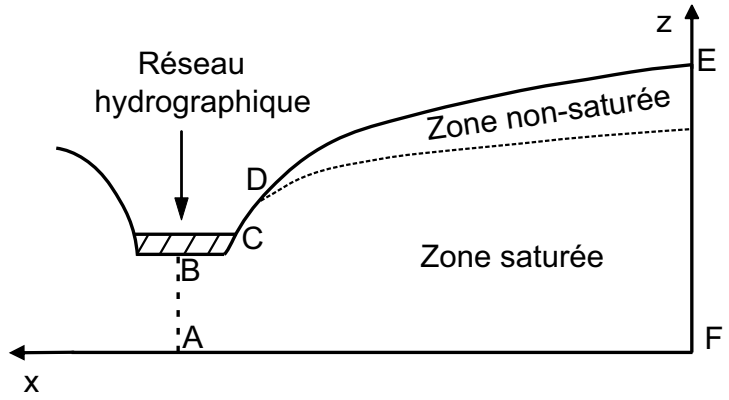


FIG. 1.2 – Domaine d'étude idéalisé pour la modélisation des écoulements de subsurface seuls

sol. En revanche, les sols à texture plus fine ont une conductivité hydraulique à saturation plus faible, une longueur capillaire plus grande et présentent des évolutions de teneur en eau et de conductivité hydraulique plus douces. Ceci est lié à la taille des particules solides et leur organisation qui déterminent la distribution des pores et donc le comportement du sol. Il faut noter qu'en terme de modélisation ces lois jouent un rôle primordial et ont une grande influence sur le comportement simulé des systèmes (e.g. [Vogel et al, 2001], [Van Genuchten et Nielsen, 1985]).

1.1.4 Conditions aux limites

L'équation de Richards ne peut être résolue sans la connaissance des conditions aux limites du système. La figure 1.2 représente une coupe 2D idéalisée d'un transect de bassin versant. On suppose que cette coupe a été réalisée dans une direction perpendiculaire à l'écoulement dans le réseau hydrographique. Elle servira de base pour expliquer l'ensemble des conditions aux limites classiquement utilisées dans la modélisation distribuée des processus de subsurface. Considérons d'abord les limites AF, AB et FE. La frontière AF correspond à la limite supérieure de la roche mère, appelée aussi substratum. Compte tenu de la profondeur de cet horizon, il est très difficile d'estimer par la mesure la valeur des flux traversant sa limite supérieure. On sait néanmoins que ce type de roche est très peu perméable voire imperméable. On considère donc par souci de simplification que le flux d'eau traversant cette limite est nul. La limite FE se trouve à la verticale d'un maximum de topographie et est appelée ligne de partage des eaux. L'eau de pluie tombant à droite de cette limite est supposée s'écouler vers un exutoire qui n'appartient pas à notre domaine d'étude. La pluie tombant entre le réseau hydrographique et cette limite s'écoulera à travers la zone non saturée et la zone saturée pour rejoindre le réseau hydrographique. On considère donc qu'aucun volume d'eau ne traverse la ligne FE (limite à flux nul). Il en est de même pour la limite AB puisque cette dernière est un axe de symétrie du système. En utilisant les équations de Richards et de Darcy, on obtient pour les lignes AF, AB et FE les conditions aux limites suivantes :

sur AB et FE

$$\frac{\partial H}{\partial x} = 0 \tag{1.9}$$

sur AF

$$\frac{\partial H}{\partial z} = 0 \tag{1.10}$$

La limite BC correspond au lit du réseau hydrographique. Cette zone est constamment sous une hauteur d'eau z_r égale au niveau de la rivière. On applique donc sur cette zone une condition à la limite de charge imposée :
sur BC

$$H_{BC} = z_r \tag{1.11}$$

La surface CE correspond à la surface du sol. Lorsque la nappe est affleurante, on peut voir apparaître près de la rivière une zone de suintement où la surface du sol sera complètement saturée. Cette zone alimente le phénomène de ruissellement (ruissellement sur surface saturée). La surface du sol est donc séparée en deux zones : la zone CD ou zone de suintement et la zone DE ou zone d'infiltration. Sur la zone d'infiltration, on impose une condition à la limite de flux imposé ϕ_{DE} égal à la pluie q_{pluie}. On a donc :
sur DE

$$\phi_{DE} = q_{pluie} \tag{1.12}$$

Les modèles distribués ne s'intéressant qu'à la dynamique de subsurface traitent la limite de suintement CD de façon particulière. On impose d'abord un flux égal à la pluie. Une fois que la surface de suintement apparaît, on impose une pression nulle le long de la limite CD, ce qui revient à imposer une charge égale à la côte topographique du sol z_{sol}. On a donc sur CD :

$$\begin{cases} \phi_{CD} = q_{pluie} & \text{si la surface de suintement n'est pas apparue} \\ H_{CD} = z_{sol} & \text{si la surface de suintement existe} \end{cases} \tag{1.13}$$

La position du point D le long de la surface du sol dépend du temps. En effet, elle évolue en fonction du niveau de la nappe. Lorsque celle-ci gonfle, le point D est susceptible de remonter la pente et d'atteindre une autre position (point D' sur la figure). Ce point nécessite donc une attention particulière pendant la résolution du fait de changement de condition à la limite. Cette technique sera détaillée plus amplement dans le prochain chapitre consacré aux techniques de couplage.

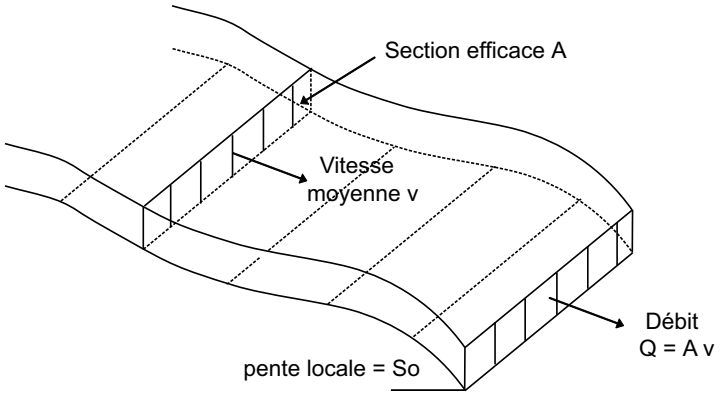


FIG. 1.3 – Schéma d'une lame d'eau idéalisée

1.1.5 Résolution numérique

L'équation de Richards (Eq 1.8) est une équation aux dérivées partielles non-linéaire de par la nature des fonctions caractéristiques des sols. Ce type d'équation n'a pas de solution analytique sauf dans des cas extrêmement simples. Dans la plupart des cas, il est donc nécessaire d'utiliser des méthodes numériques pour la résolution. Depuis le début des années 1970, un grand nombre de travaux ont été réalisés sur la résolution numérique de l'équation de Richards et de nombreuses méthodes ont été implémentées. Les différences finies, les éléments finis classiques [Neuman, 1973], les éléments finis mixtes hybrides [Mosé et al, 1994] [Le Potier et al, 1998] et les volumes finis sont autant de formulations numériques existantes pour la résolution. Les méthodes de Picard et de Newton sont deux algorithmes de résolution du problème très souvent utilisés [Paniconi et Putti, 1994]. Les travaux de [Freeze, 1972a, Freeze, 1972b] [Celia et al, 1990] [Huyakorn et al, 1986] [Therrien et Sudicky, 1996] font référence dans le domaine de la modélisation des écoulements saturés/non saturés. Le détail de toutes ces méthodes n'est pas donné dans cette partie (voir [Huyakorn et Pinder, 1983] pour plus de détails). Les choix réalisés dans le cadre de cette étude seront développés dans la prochaine partie.

1.2 Écoulements de surface

Le ruissellement et les écoulements dans les rivières étant décrits dans les modèles distribués selon les mêmes bases physiques, ils seront traités ici de manière unifiée et regroupés sous la dénomination d'écoulements de surface. La description suivante des écoulements de surface n'est pas exhaustive.

1.2.1 Les équations de Barré Saint-Venant

Les écoulements de surface sont classiquement décrits par les équations de Saint Venant. Bien qu'étant une approximation mono ou bidimensionnelle, ces équations sont suffisantes pour représenter la nature tridimensionnelle des écoulements de surface [Crank, 1988] [Di Giammarco et al, 1996]. On suppose que l'écoulement peut être correctement décrit

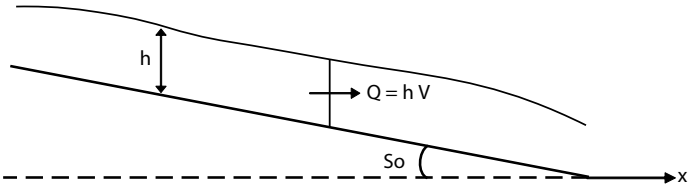


FIG. 1.4 – Lame d'eau 1D idéalisée

par une vitesse V moyennée sur l'ensemble d'une section efficace A. Le débit moyen Q qui traverse cette section vaut alors : $Q = VA$ (voir Fig 1.3). Les variables vitesse et section varient avec le temps. On se retrouve donc devant un problème à deux inconnues. Il nous faut donc deux équations pour le résoudre. Ces deux équations, formulées pour la première fois par Saint Venant, proviennent d'un bilan de masse et d'un bilan de moment. Pour des raisons de simplicité, on dérive ces équations dans un cas 1D simplifié (voir Fig 1.4).

L'équation de conservation de la masse s'établit de la même manière que dans la partie précédente. On considère encore une fois un volume élémentaire et on traduit de façon mathématique le fait que la variation de masse dans le volume élémentaire est égale à la somme des flux entrant et sortant. On obtient alors l'équation suivante [Beven, 2001] :

$$\frac{\partial h}{\partial t} = -\frac{\partial Q}{\partial x} + i = -\frac{\partial (Vh)}{\partial x} + i \tag{1.14}$$

où h est la hauteur de lame d'eau moyennée $[L]$, V la norme de la vitesse moyennée $[LT^{-1}]$ et i le terme source d'eau $[LT^{-1}]$.

La deuxième équation nécessaire à la résolution est issue d'un bilan de moment qui traduit l'égalité entre les variations spatiale et temporelle du moment local et la variation spatiale de pression, la perte en énergie potentielle et les pertes par friction. Cette équation s'écrit après simplification [Freeze, 1978] :

$$\frac{\partial V}{\partial t} + V\frac{\partial V}{\partial x} + g\frac{\partial h}{\partial x} = g(S_0 - S_f) \tag{1.15}$$

où g $[L^2T^{-1}]$ est l'accélération de la gravité, S_0 est la pente de la surface du sol, h $[L]$ une hauteur moyenne de lame d'eau et S_f est la pente de friction liée à la rugosité de la surface. La pente de friction S_f est généralement déduite de relations empiriques reliant la hauteur de lame d'eau, la vitesse moyenne d'écoulement et la pente de friction comme la relation de Manning-Strickler ou celle de Darcy-Weisbach [Kirkby, 1978]. L'équation de Manning-Strickler sera utilisée ultérieurement et peut s'écrire de la façon suivante :

$$V = \frac{h^{2/3}}{n}\sqrt{S_f} \tag{1.16}$$

où n $[LT^{-1/3}]$ est le paramètre de Manning-Strickler caractérisant la rugosité du sol.

1.2.2 Approximations dites de l'onde diffusive et de l'onde cinématique

Deux approximations des équations de Saint Venant sont souvent utilisées dans la modélisation des processus de surface. Selon l'approximation dite de l'onde diffusive, les variations spatiale et temporelle du moment local sont négligées et l'équation 1.15 devient :

$$\frac{\partial h}{\partial x} = (S_0 - S_f) \tag{1.17}$$

L'approximation de l'onde diffusive a été très étudiée pour délimiter son domaine de validité. Hromadka [Hromadka et al, 1985] considère qu'elle est acceptable pour des régimes d'écoulement faibles à modérés. Henderson [Henderson, 1966] considère que les termes d'inertie sont toujours négligeables et Ahn [Ahn et al, 1993] évalue les erreurs liées à ces simplifications à 5 à 10 %, ce qui reste acceptable compte tenu des incertitudes liées à la géométrie ou aux paramètres hydrologiques.

L'approximation de l'onde cinématique ne prend en compte que les effets de friction et de perte d'énergie potentielle. Elle s'écrit :

$$g(S_0 - S_f) = 0 \tag{1.18}$$

soit :

$$S_0 = S_f \tag{1.19}$$

Cette approximation permet dans certains cas de s'affranchir de problèmes numériques liés à l'utilisation des équations dynamiques de Saint Venant. Elle est particulièrement adaptée à la modélisation de pentes fortes et très rugueuses avec des apports latéraux d'eau relativement faibles [Woolhiser et Ligget, 1967].

1.2.3 Les conditions aux limites

Les conditions aux limites ont un rôle déterminant dans la modélisation des processus de surface. Selon l'équation utilisée pour décrire l'écoulement, le nombre de conditions aux limites à spécifier varie. Les équations de Saint Venant ainsi que l'approximation de l'onde diffusive nécessitent la donnée de deux conditions aux limites alors que l'approximation de l'onde cinématique n'en nécessite qu'une seule.

Dans le cas où il faut imposer une condition à la limite en amont du domaine de surface, on peut imposer une hauteur de lame d'eau nulle ou imposer une valeur de flux entrant. Pour la condition à la limite en aval, deux options sont possibles. L'écoulement peut soit être critique ou normal. Dans le cas d'un écoulement critique, la relation mathématique est issue de la définition du nombre de Froud Fr qui relie les forces d'inertie au forces gravitationnelles :

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gh}} \tag{1.20}$$

Un nombre de Froud inférieur à 1 signifie que l'écoulement est subcritique ou tranquille alors qu'un nombre de Froud supérieur à 1 caractérise un écoulement supercritique ou rapide. L'écoulement critique est obtenu pour un nombre de Froud égal à 1. On obtient donc comme condition à la limite [Freeze, 1978] :

$$V_{sortie} = \sqrt{gh} \tag{1.21}$$

où V_{sortie} est la norme de la vitesse moyenne en sortie du domaine de surface. Cette condition à la limite peut s'assimiler à une condition libre de chute et convient particulièrement bien à la modélisation d'un écoulement dans un ouvrage artificiel.

La condition à la limite normale est plus appropriée à la modélisation de canaux naturels. L'écoulement en sortie de domaine est supposé être purement gravitaire. La lame d'eau en sortie de domaine est donc parallèle à la surface du sol ($S_0 = S_f$) et on obtient donc un gradient de hauteur de lame d'eau nul en sortie. Cette condition à la limite dépend de la relation hauteur de lame d'eau/vitesse moyenne utilisée. Si on utilise la relation de Manning (Eq 1.16), on obtient alors comme condition à la limite en aval :

$$V_{sortie} = \frac{h_{sortie}^{2/3}}{n}\sqrt{S_0} \tag{1.22}$$

1.2.4 Résolution numérique

Les équations de Saint Venant ainsi que ses deux approximations classiques sont comme l'équation de subsurface 1.8 des équations aux dérivées partielles non-linéaires. Seule l'approximation de l'onde cinématique présente une solution analytique dans un cas monodimensionnel simple. Une résolution approchée à l'aide de techniques numériques est donc nécessaire. Un grand nombre de travaux ont été réalisé sur la modélisation des écoulements dans les canaux et du ruissellement. Les mêmes méthodes numériques (différences finis, éléments finis, volumes finis,...) sont souvent utilisées pour la résolution. On peut notamment citer comme travaux de référence ceux présentés dans les articles suivants [Xanthopoulos et al, 1976] [Zhang et Cundy, 1989] [Gottardi et Venutelli, 1993] [Di Giammarco et al, 1996] [Singh et al, 1998] ou l'ouvrage de Chow [Chow, 1959].

2

Les différentes méthodes de couplage

Comme présenté dans le paragraphe précédent, les outils numériques permettant de modéliser indépendamment les processus de surface et de subsurface ont été développés et améliorés depuis le début des années 1970. Les différentes méthodes numériques disponibles aujourd'hui ont été largement testées et présentent des garanties en terme d'efficacité et de performance. En parallèle de ces travaux et dès le début des années 70, l'intérêt pour les méthodes de couplage des processus surface/subsurface n'a cessé de grandir. En effet, les modélisateurs en hydrologie ont très vite compris que le développement de méthodes de couplage efficaces était nécessaire à une bonne modélisation du cycle de l'eau à l'échelle d'un versant ou d'un bassin versant. Dans un premier temps, des approches simples ont permis de prendre en compte dans les modèles de surface l'effet de l'infiltration. Ensuite, la méthode dite de changement de condition à la limite a été imaginée. Cette méthode a été utilisée pendant prêt de 30 ans. C'est seulement dans les dernières années que de nouvelles approches sont apparues. Ces nouvelles approches ont pour but de coupler de façon intégrée les écoulements de surface et de subsurface. L'objectif de cette partie est de présenter les différentes méthodes de couplage évoquées ci dessus et les précédents travaux jugés significatifs utilisant ces méthodes.

2.1 Historique des méthodes de couplage

Les premières approches pour prendre en compte les interactions surface/subsurface ont été implémentées dans des modèles ne prenant en compte que les processus de surface [Wooding, 1965] [Chen et Chow, 1968]. Les écoulements de subsurface sont pris en compte par l'intermédiaire de termes puits estimés à partir de théories simplifiées de l'infiltration. Ce genre de modèles est encore développé aujourd'hui. Le modèle de Esteves [Esteves et al, 2000], par exemple, résout les équations de Saint Venant complètes en évaluant le terme puits d'infiltration à partir de l'équation de Green et Ampt. Le but de ce modèle n'est pas de modéliser le cycle de l'eau à l'échelle d'un bassin versant mais d'étudier le ruissellement hortonien à l'échelle d'une parcelle. Ce modèle a également servi de base au développement d'un modèle distribué d'érosion [Nord et Esteves, 2004].

L'approche la plus courante pour traiter le couplage surface/subsurface s'inspire du

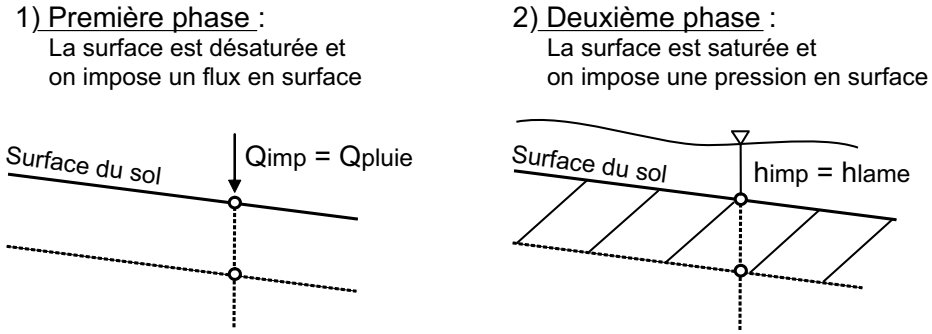


FIG. 2.1 – Méthode dite du changement de condition à la limite

formalisme de Freeze et Harlan [Freeze et Harlan, 1969] et s'appuie sur la méthode dite de changement de condition à la limite. Elle est notamment utilisée dans les travaux suivants [Smith et Woolhiser, 1971], [Freeze, 1972a, Freeze, 1972b], [Beven et Kirkby, 1979], [Smith et Herbert, 1983],[Abbott et al, 1986a, Abbott et al, 1986b], [Govindaraju et Kavvas, 1991], [Querner, 1997], [Branstert et Plate, 1997]. Dans ces travaux, la condition à la limite à la surface du sol est une condition de flux imposé, égal à la pluie, jusqu'à ce que l'accumulation d'eau en surface se produise. A ce moment de la simulation, cette condition à la limite est changée et une pression égale à la hauteur de lame d'eau est imposée à la surface du sol. Cette méthode a déjà été décrite et traduite en équations précédemment (voir Eq 1.13 et Fig 2.1) dans la partie traitant des écoulements de subsurface. Cette approche présente des difficultés tant numériques qu'algorithmiques [Vanderkwaak, 1999]. La réponse de la subsurface est en effet transitoire et très variable spatialement en fonction des propriétés du milieu. Déterminer la zone sur laquelle imposer une pression et la position du point de débordement représente donc un véritable défi numérique [Beven, 1985]. Des schémas de type prédicteur/correcteur sont souvent utilisés pour déterminer avec précision la position de ce point et les pas de temps employés sont souvent petits. De plus, avec cette méthode, l'évaluation de la partition infiltration/ruissellement au niveau de la surface est relativement complexe. Malgré ces difficultés, de nombreux travaux s'appuyant sur cette méthode ont été réalisés et vont maintenant être présentés plus en détails.

Smith et Woolhiser [Smith et Woolhiser, 1971] sont les premiers à avoir tenté de coupler surface et subsurface sur la base des travaux de Freeze et Harlan. Dans leur modèle, le ruissellement est décrit par une équation d'onde cinématique et l'infiltration par une équation de Richards 1D verticale. L'algorithme de couplage s'appuie sur la méthode de changement de condition à la limite. Une fois que la surface est saturée et que le processus de ruissellement apparaît, le flux s'infiltrant i(t) est calculé en tout point à partir de l'équation de Richards avec une condition de pression imposée en surface. Le flux alimentant le processus de ruissellement q(t) est déduit de la pluie r(t) et du flux infiltré i(t) de façon simple puisque :

$$q(t) = r(t) - i(t) \tag{2.1}$$

L'équation d'onde cinématique est alors résolue avec ce terme source. Un algorithme de choix de pas de temps a été développé pour déterminer avec précision le moment auquel il faut changer de condition à la limite en surface. Ce point représente une des difficultés majeures évoquées précédemment et l'algorithme mis en place dans cet article semble très coûteux. Ce modèle ne permet de décrire que le ruissellement de type hortonien et a été testé sur une expérience de laboratoire et sur un petit bassin versant.

Freeze [Freeze, 1972a, Freeze, 1972b] étudie le rôle de la subsurface dans la genèse des écoulements dans les rivières à partir d'un modèle différences finies couplant une équation 3D de subsurface et une équation 1D décrivant les écoulements en rivières. Les deux équations sont reliées de façon externe : la solution de l'équation de subsurface donne les conditions aux limites pour l'équation d'écoulement dans la rivière et inversement. Le phénomène de ruissellement n'est pas modélisé puisque seul le domaine de subsurface est considéré. L'eau s'exfiltrant par les surfaces de suintement est directement routée vers la rivière en introduisant un retard lié au temps de transfert à la surface du sol [Freeze, 1971]. Ces simulations démontrent le rôle important de la subsurface dans la genèse des débits, l'influence de paramètres tels que l'intensité de la pluie, sa localisation ou les propriétés du sol et remettent en question le modèle conceptuel du ruissellement hortonien en montrant la rareté de son occurrence. Beven [Beven, 1977] a complété le travail de Freeze en implémentant un modèle similaire avec la méthode des éléments finis. Il a montré que la réponse d'un versant était fortement non-linéaire en fonction de la pluie et de différents paramètres et que la connaissance des conditions initiales, particulièrement dans la zone non saturée, était très importante pour déterminer la réponse d'un versant.

Le Système Hydrologique Européen (SHE) [Beven, 1985] [Abbott et al, 1986a] [Abbott et al, 1986b] [Bathurst, 1986a] [Bathurst, 1986b] est considéré aujourd'hui comme le modèle hydrologique le plus accompli. SHE permet de décrire les principales composantes du cycle de l'eau à l'échelle d'un bassin versant : les écoulements en rivière (équation 1D), le ruissellement (équation d'onde diffusive 2D), les écoulements en zone non saturée (équation de Richards 1D) et les écoulements dans la zone saturée (équation de diffusivité 2D). Les phénomènes d'interception, d'évaporation et les effets liés à la prise en compte de la neige et de sa fonte peuvent être ajoutés. Le couplage entre les différents processus est réalisé à l'aide de la méthode de changement de condition à la limite. Ce modèle permet de simuler l'ensemble des processus de genèse de débits décrits précédemment (ruissellement hortonien, ruissellement sur surface saturée, exfiltration, ...). Bien que ce modèle ait été testé et validé de façon intensive à différentes échelles, il semble que la convergence, notamment au niveau des conditions aux limites, soit difficile à atteindre [Beven, 1985]. Ce modèle est encore développé aujourd'hui pour introduire des processus de transport, d'érosion ou prendre en compte la géochimie.

Les travaux de Govindaraju [Govindaraju et Kavvas, 1991] ont permis d'avancer considérablement dans la modélisation du couplage surface/subsurface. Dans son modèle, Govindaraju couple à l'aide du changement de condition à la limite des écoulements 2D en zone saturée/non saturée avec des écoulements de surface 1D (ruissellement et rivière). La nouveauté de son travail est qu'il introduit un modèle de transport à la fois dans son

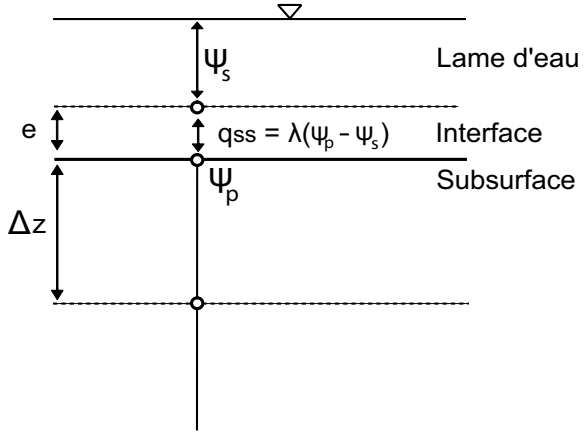


FIG. 2.2 – Couplage du premier ordre à travers une interface d'épaisseur e, le flux q_{ss} représente le flux d'échange surface/subsurface

domaine de surface et de subsurface. Son étude de l'influence de la géométrie, du type de sol et d'autres paramètres est particulièrement complète et fait figure de référence dans le domaine de la modélisation des processus de surface et de subsurface.

Il ressort de la plupart de ces travaux que la méthode de couplage par changement de condition à la limite est relativement compliquée à mettre en oeuvre. Les algorithmes nécessaires à la convergence et à la stabilité sont complexes comme peuvent l'illustrer les travaux de Beaugendre et al [Beaugendre et al, 2006]. De nouvelles méthodes de couplage ont donc été imaginées ces dernières années pour prendre en compte de façon intégrée l'ensemble des processus de surface et de subsurface.

2.2 Le couplage du premier ordre

Le couplage du premier ordre est apparu dans la modélisation des systèmes hydrologiques dès le début des années 1960. Ce genre de couplage était déjà utilisé dans le domaine de la thermique pour modéliser des effets de couche limite et les conditions aux limites dites radiatives [Carslaw et Jaeger, 1959]. En hydrologie, ce couplage était principalement utilisé pour modéliser les interactions entre un milieu poreux et un système de fractures [Warren et Root, 1963]. Dans leur article, Warren et Roots l'utilise pour modéliser un système fracturés de type "boîte à sucre". Les équations décrivant les écoulements dans les fractures et le milieu poreux sont résolues séparément et couplées par une loi du premier ordre. Récemment, cette méthode a été utilisée pour traiter les interactions entre processus de surface et de subsurface [Vanderkwaak, 1999] [Panday et Huyakorn, 2004]. Cette approche suppose que le transfert d'eau entre le domaine de surface et de sub-

surface se produit à travers une interface et peut être décrit par une équation de type Darcy monodimentionnelle. Le flux d'eau entre les deux domaines q_{ss} $[LT^{-1}]$ est supposé proportionnel au gradient de pression entre les deux domaines (voir Fig 2.2) :

$$q_{ss} = \lambda(\psi_s - \psi_p) \tag{2.2}$$

avec λ $[T^{-1}]$ la constante de proportionnalité, ψ_s $[L]$ la pression dans le domaine de surface et ψ_p $[L]$ la pression dans le milieu poreux. La constante λ caractérise le comportement de l'interface entre les deux domaines et la connectivité entre la surface et le milieu poreux. Ce coefficient peut être assimilé à un coefficient de calage ou être fonction de la géométrie et des caractéristiques de surface et avoir donc un sens physique. L'emploi d'une très grande valeur pour λ est censé imposer la continuité entre les deux domaines. Dans [Vanderkwaak, 1999] et [Panday et Huyakorn, 2004], ce coefficient est non-linéaire et dépend de l'état de saturation de la surface du sol.

L'emploi de cette méthode permet d'éviter les itérations entre la résolution des équations de surface et de subsurface nécessaires dans l'emploi de la technique de changement de condition à la limite. Les échanges surface/subsurface sont alors traités ainsi de manière naturelle et implicite. Néanmoins, comme la cinétique des écoulements de surface est beaucoup plus rapide que celle des écoulements de subsurface, des instabilités peuvent apparaître [Kollet et Maxwell, 2005]. Des algorithmes de choix de pas de temps compliqués peuvent être nécessaires à la bonne résolution du système d'équations. Pour plus de détail sur cette méthode, on peut se référer aux travaux de VanderKwaak [Vanderkwaak, 1999] ou ceux de Therrien et Sudicky [Therrien et Sudicky, 1996].

Les premiers à avoir utilisé cette technique de couplage sont donc VandeKwaak et Panday et Huyakorn. Dans leurs travaux, les écoulements de subsurface sont décrits par une équation de Darcy généralisée 3D et le ruissellement par une équation d'onde diffusive 2D. Le modèle de VanderKwaak peut prendre en compte l'effet d'un réseau de macropores et peut modéliser le transport de différentes espèces. L'effet de la microtopographie et de la présence d'obstacle à la surface du sol sont aussi considérés.

La principale critique faite à cette approche [Kollet et Maxwell, 2005] vient du fait qu'elle suppose l'existence d'une interface distincte entre la surface et la subsurface. L'existence d'une telle interface n'est pas démontrée par les observations de terrains. De plus, la signification physique et la détermination du paramètre λ ne sont pas évidentes. Ce paramètre apparaît donc plutôt comme un paramètre de calage.

2.3 Le "nouveau" changement de condition à la limite

Il y a quelques années, une troisième approche a été développée par Kollet et Maxwell [Kollet et Maxwell, 2005] pour modéliser les interactions surface/subsurface. Ce travail s'inscrit encore une fois dans le cadre de modélisation défini par Freeze et Harlan

[Freeze et Harlan, 1969]. Les écoulements de subsurface sont décrits par l'équation de Richards et le ruissellement par l'approximation de l'onde cinématique. Le couplage est réalisé via la condition à la limite en surface. En supposant la continuité des flux et des pressions à la surface du sol, l'équation d'onde cinématique est utilisée comme condition à la limite pour l'équation de Richards. La description de cette méthode dans l'article n'est cependant pas très détaillée, notamment au niveau de l'implémentation numérique. La différence entre cette "nouvelle" approche et la méthode de changement de condition à la limite décrite précédemment n'est pas évidente. Dans la mesure où les informations fournies ne sont pas suffisantes pour différencier ces deux approches, la description de cette technique de couplage ne sera pas poursuivie.

Troisième partie

Le modèle développé

Introduction

La première partie de ce manuscrit a mis en évidence l'importance des interactions surface/subsurface dans la genèse des débits. La zone proche de la surface du sol, où un grand nombre de processus de genèse des débits et de facteurs de contrôle interagissent, est une zone d'étude préférentielle pour une meilleure compréhension du cycle de l'eau à l'échelle du versant. La complexité du cycle de l'eau a également été mise en avant. Les processus sont non-linéaires et fortement couplés et leurs interactions caractérisent souvent la réponse des systèmes.

La modélisation est présentée dans la deuxième partie comme une alternative nécessaire au travail de terrain pour faire évoluer les connaissances dans l'hydrologie de versant. Cette deuxième partie présente l'avancée des techniques de modélisation distribuée à base physique ainsi que les méthodes de couplage des processus de surface et de subsurface couramment utilisées. Les deux méthodes de couplage dites traditionnelles - le changement de condition à la limite et le couplage du premier ordre - ne semblent pas optimales. Le changement de condition à la limite est une méthode lourde à mettre en place et les algorithmes de détermination de pas de temps et de positionnement du point de débordement sont souvent complexes. La valeur de la pression à la surface du sol doit être constamment contrôlée. Par exemple, le phénomène de réinfiltration ne peut pas être modélisé. La technique de couplage du premier ordre a été imaginée pour résoudre ces problèmes. Néanmoins, cette approche introduit une interface entre surface et subsurface qui ne semble pas avoir de réalité physique, puisqu'il existe dans la nature une continuité hydraulique entre l'eau de surface et de subsurface. La conductivité hydraulique de cette interface, qui caractérise le partage ruissellement/infiltration, est difficilement mesurable et apparaît plus comme un paramètre de calage que comme un paramètre ayant une véritable signification physique.

Les deux méthodes traditionnelles de couplage surface/subsurface ne sont donc pas satisfaisantes. Il nous semble alors intéressant de développer un modèle d'écoulement et de transport s'affranchissant de l'ensemble de ces problèmes et permettant d'imposer un couplage fort entre processus de surface et de subsurface. L'idée de base de notre approche de modélisation est de traiter l'ensemble des processus comme des processus darcéens. Cette idée a germé à la suite de travaux déjà réalisés au CEA sur le traitement des écoulements en milieux saturé et non saturé. En effet, le code de calcul utilisé dans ce travail, appelé Cast3m, est propice à la résolution de problèmes dits multidomaines. Le traitement des écoulements en milieux saturé et non saturés dans un seul domaine de

calcul avec le même formalisme a été implémenté dans Cast3M [Mouche et Benet, 1997] et s'est montré efficace. L'idée d'une généralisation de cette approche pour représenter l'ensemble des processus de surface et de subsurface est donc née de ces travaux. Dans un premier temps (pendant mon stage de DEA), une couche de conductivité hydraulique forte et constante a été introduite à la surface du sol. Cette couche parfaitement conductrice a permis de tester l'idée d'une représentation généralisée des écoulements de surface et de subsurface. Par la suite, les processus de surface ont été décrits par une équation de Darcy non-linéaire et assimilés à des écoulements dans un milieu poreux aux propriétés particulières. L'ensemble du cycle de l'eau à l'échelle d'un versant est donc représenté dans un continuum darcéen s'étendant de la zone saturée à la zone de surface. L'approche développée permet d'imposer une continuité des flux et des pressions à travers la surface du sol. Cette continuité nous assure un couplage fort nécessaire à la bonne représentation des interactions entre processus de surface et de subsurface.

Le but de cette partie est de présenter en détail le modèle développé pendant ce travail de thèse. L'approche de modélisation dite darcéenne multidomaine est décrite dans le première chapitre. Elle a été implémentée dans le code de calcul éléments finis Cast3M. Ce code de calcul ainsi que la formulation Éléments Finis Mixtes Hybrides (EFMH) utilisée pour la résolution sont donc abordés dans le deuxième chapitre. L'implémentation numérique est enfin détaillées dans le dernier chapitre.

1

Le modèle physique

Le modèle physique ainsi que l'approche de modélisation dite darcéenne multidomaine sont présentés dans cette partie. La modélisation des écoulements souterrains et de subsurface est d'abord abordée. La modélisation des processus de surface, l'approche globale et la modélisation du phénomène de transport sont ensuite détaillées. Nous rappelons ici que notre modèle s'inscrit dans le formalisme défini par Freeze et Harlan [Freeze et Harlan, 1969]. La modélisation des écoulements de subsurface est relativement classique et ne sera pas présentée en détails. En revanche, le développement de l'équation décrivant les écoulements de surface sera décrit complètement même si certaines équations ont déjà été présentées dans la partie précédente.

1.1 Description unifiée des écoulements de subsurface et souterrains

Comme décrit dans la partie précédente, on utilise les équations résultant de la combinaison de l'équation de conservation de la masse et des équations de Darcy et Richards pour décrire les écoulements dans les zones saturée et non saturée :

$$\begin{cases} S\frac{\partial H}{\partial t} - \overrightarrow{\nabla}.(K_{sat}\overrightarrow{\nabla}(h+z)) = q & \text{dans la zone saturée (h>0)} \\ \\ C(h)\frac{\partial H}{\partial t} - \overrightarrow{\nabla}.(K(h)\overrightarrow{\nabla}(h+z)) = q & \text{dans la zone non saturée (h<0)} \end{cases} \tag{1.1}$$

avec t le temps $[T]$, $H = h+z$ la charge hydraulique $[L]$, h étant la pression d'eau exprimée en mètre $[L]$ et z la côte du point considéré $[L]$, S le coefficient d'emagasinement $[L^{-1}]$, C(h)$= \partial\theta/\partial h$ la capacité capillaire $[L^{-1}]$, θ étant la teneur en eau, K_{sat} la conductivité hydraulique à saturation, K(h) la conductivité hydraulique du milieu dans la zone non saturée $[LT^{-1}]$ et q le terme source/puits d'eau $[T^{-1}]$. De façon courante, on écrit dans le domaine non saturé : $K(h) = K_sat \times k_r(h)$ avec $k_r(h)$ la perméabilité relative du milieu considéré.

Les équations 1.1 peuvent également être écrites en fonction de la teneur en eau θ. On préférera cependant l'écriture en fonction de la pression h car elle permet de modéliser

les écoulements dans la zone saturée et la zone non saturée dans un seul domaine de calcul. Ce point est particulièrement important dans notre approche de modélisation et est une des particularités du code de calcul utilisé, Cast3m. Pour cela, on définit les fonctions caractéristiques de teneur en eau $\theta_{uni}(h)$, de capacité capillaire $C_{uni}(h)$ et de conductivité hydraulique $K_{uni}(h)$ unifiées dans l'ensemble des gammes de pressions de la manière suivante (cf figure 1.1) :

$$\theta_{uni}(h) = \begin{cases} \theta(h) & \text{pour h} < 0 \\ \omega & \text{pour h} \geq 0 \end{cases} \tag{1.2}$$

$$C_{uni}(h) = \begin{cases} \partial\theta/\partial h & \text{pour h} < 0 \\ S & \text{pour h} \geq 0 \end{cases} \tag{1.3}$$

$$K_{uni}(h) = \begin{cases} K_{sat}k_r(h) & \text{pour h} < 0 \\ K_{sat} & \text{pour h} \geq 0 \end{cases} \tag{1.4}$$

avec ω la porosité du milieu considéré.

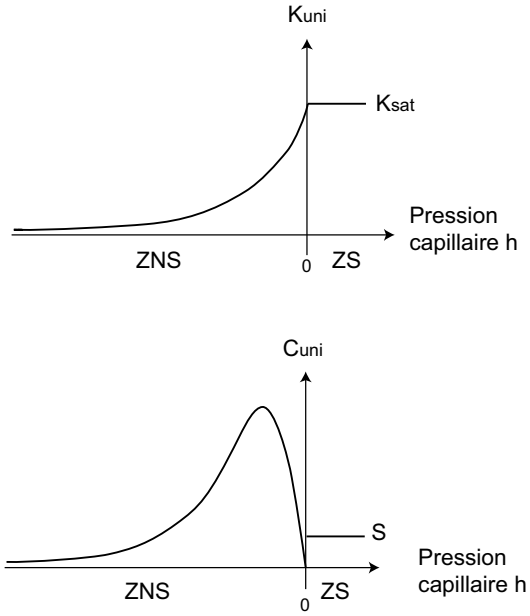


FIG. 1.1 – Représentation schématique des lois de conductivité hydraulique et de capacité capillaire utilisées dans l'équation unique décrivant les écoulements dans la zone saturée et la zone non saturée (ZNS = Zone non saturée = pression capillaire négative par convention ; ZS = Zone saturée = pression positive par convention).

On utilise alors pour décrire de façon unifiée les écoulements dans la zone saturée et dans la zone non saturée une seule équation :

$$C_{uni}(h)\frac{\partial H}{\partial t} - \overrightarrow{\nabla}.(K_{uni}(h)\overrightarrow{\nabla}(h+z)) = q \tag{1.5}$$

L'utilisation de l'équation 1.5 pour modéliser les écoulements dans la zone non saturée nécessite la connaissance des lois caractéristiques des sols. Ces courbes peuvent avoir une grande influence sur la dynamique de la zone non saturée (e.g. [Vogel et al, 2001]). On choisit pour l'ensemble des cas présentés dans la suite de ce manuscrit les équations de Van Genuchten [Van Genuchten, 1980] pour la teneur en eau et la perméabilité relative. L'emploi de ces équations est très classique. La teneur en eau $\theta(h)$ et la perméabilité relative $k_r(h)$ dans le formalisme de Van Genuchten peuvent s'écrire :

$$S_e(h) = \frac{S_w - S_{wr}}{1 - S_{wr}} = \begin{cases} 1/[1 + (\alpha h)^n)]^m & \text{pour h} < 0 \\ 1 & \text{pour h} > 0 \end{cases} \tag{1.6}$$

$$k_r(h) = S_e^{1/2}[1 - (1 - S_e^{1/m})^m]^2 \tag{1.7}$$

où S_w est la saturation en eau du milieu, S_{wr} la saturation résiduelle, S_e la saturation efficace. Les paramètres α $[L^{-1}]$, m et n sont appelés paramètres de Van Genuchten et caractérisent le comportement du sol considéré.

Dans notre modèle, des conditions aux limites de Neuman (condition de flux imposé) ou de Dirichlet (condition de charge imposée) peuvent être imposées aux frontières du domaine de calcul.

1.2 Les écoulements de surface

L'équation de conservation de la masse pour les écoulement de surface peut s'écrire de la manière suivante [Beven, 2001] :

$$\frac{\partial h_s}{\partial t} + \overrightarrow{\nabla}.(h_s \overrightarrow{U_s}) = q_s \tag{1.8}$$

où h_s est la hauteur de lame d'eau moyennée $[L]$, $\overrightarrow{U_s}$ est la vitesse moyennée $[LT^{-1}]$ et q_s le terme source/puits d'eau comprenant la pluie, l'eau s'infiltrant dans la zone de subsurface ou s'en exfiltrant $[LT^{-1}]$.

Il existe un grand nombre de relations reliant la vitesse moyenne $\overrightarrow{U_s}$ et la hauteur de lame d'eau moyennée h_s [Kirkby, 1978]. L'équation de Manning-Strickler a été choisie pour décrire cette relation dans nos travaux. On suppose alors que les écoulements en surface se produisent dans un film d'eau de faible épaisseur et que cette épaisseur peut être négligée devant l'étendue latérale de la lame d'eau. La relation de Manning est très souvent utilisée pour modéliser les écoulements de surface et peut s'écrire de la manière suivante [Beven, 2001] :

$$U_{s,i} = \frac{h_s^{2/3}}{n}\sqrt{S_{f,i}} \tag{1.9}$$

où $U_{s,i}$ est la norme de la vitesse dans la direction i (direction x ou y), n $[LT^{-1/3}]$ est le paramètre de Manning-Strickler caractérisant la rugosité du sol et $S_{f,i}$ la pente dite de friction dans cette même direction. L'étape suivante consiste à réécrire cette équation de la manière suivante :

$$U_{s,i} = \frac{h_s^{2/3}}{n\sqrt{S_{f,i}}} S_{f,i} \tag{1.10}$$

Dans le cadre de l'approximation de l'onde diffusive, on suppose que le gradient de hauteur de lame d'eau est faible devant la pente topographique du sol et que la pente de friction peut être approximée par la pente de la lame d'eau. On obtient alors [Wasantha, 1998b] :

$$S_{f,i} = -\nabla_i(h_s + z_s) \tag{1.11}$$

avec z_s l'élévation de la surface du sol $[L]$. z_s est définie de telle façon que la pente topographique du sol dans la direction i, notée $S_{0,i}$, est égale à $-\nabla_i(z_s)$.

D'après les travaux de Hromadka et Lai [Hromadka et Lai, 1987], on peut alors écrire la vitesse $U_{s,i}$ de la manière suivante :

$$U_{s,i} = -\frac{h_s^{2/3}}{n\sqrt{S_{0,i}}} \nabla_i(h_s + z_s) \tag{1.12}$$

On peut donc écrire la vitesse sous forme vectorielle :

$$\overrightarrow{U_s} = -\frac{h_s^{2/3}}{n\sqrt{S_0}} \overrightarrow{\nabla}(h_s + z_s) \tag{1.13}$$

En combinant les équations 1.14 et 1.13, on obtient alors une équation permettant de décrire les écoulements à la surface du sol :

$$\frac{\partial h_s}{\partial t} - \overrightarrow{\nabla}.(h_s \times \frac{h_s^{2/3}}{n\sqrt{S_0}} \overrightarrow{\nabla}(h_s + z_s)) = q_s \tag{1.14}$$

soit :

$$\frac{\partial h_s}{\partial t} - \overrightarrow{\nabla}.(\frac{h_s^{5/3}}{n\sqrt{S_0}} \overrightarrow{\nabla}(h_s + z_s)) = q_s \tag{1.15}$$

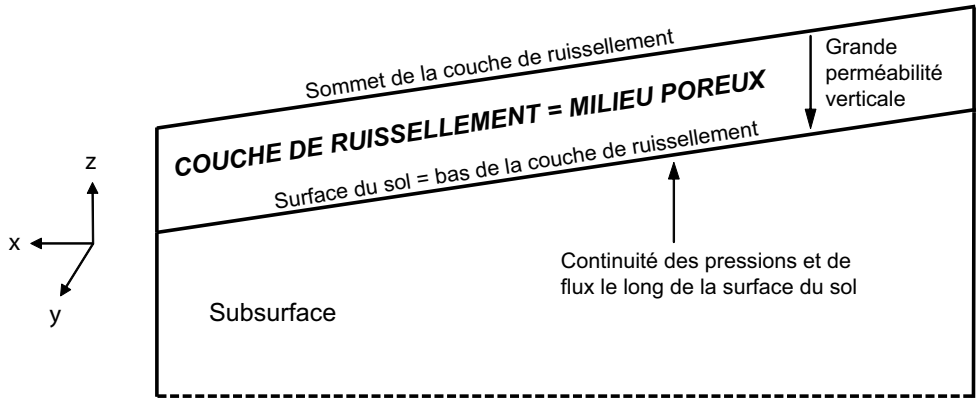


FIG. 1.2 – Illustration du concept de couche de ruissellement

Cette équation a la même forme mathématique que l'équation de diffusivité permettant de décrire les écoulements dans la zone saturée et la zone non saturée (Eq **??**). Ce constat est le fondement de notre approche de modélisation. La forme de l'équation 1.15 nous laisse penser que l'on peut modéliser les écoulements de surface comme des écoulements dans un milieu poreux aux propriétés particulières. On introduit donc à la surface de notre domaine de calcul une couche de milieu poreux, appelée couche de ruissellement, qui nous permettra de représenter les processus de surface (voir Fig 1.2). On crée ainsi un continuum de milieux darcéens couvrant l'intégralité des domaines de surface et de subsurface et permettant de modéliser de façon intégrée les processus de surface et de subsurface et leurs interactions. Les prochains paragraphes détaillent la définition des fonctions caractéristiques de conductivité hydraulique et de teneur en eau de ce milieu poreux particulier.

Comme pour tout milieu poreux, la conductivité hydraulique doit être définie sur toute la gamme de pression. Dans notre cas, quand la hauteur de lame d'eau h_s est positive, le processus de ruissellement apparaît et les conductivités $K_{s,xx}$ et $K_{s,yy}$ dans les directions x et y sont données par l'équation 1.15. On obtient alors :

$$K_{s,xx}(h_s) = K_{s,yy}(h_s) = h_s^{5/3}/(n\sqrt{S_0}) \tag{1.16}$$

En revanche, lorsque la hauteur de lame d'eau h_s dans la couche de ruissellement est négative, il n'y a pas de ruissellement et l'écoulement d'eau en surface n'existe pas. On impose donc une conductivité hydraulique nulle dans le domaine de hauteur de lame d'eau négative. On obtient donc pour les conductivités hydrauliques $K_{s,xx}(h_s)$ et $K_{s,yy}(h_s)$:

$$K_{s,xx}(h_s) = K_{s,yy}(h_s) = \begin{cases} h_s^{5/3}/(n\sqrt{S_0}) & \text{pour } h_s \geq 0 \\ 0 & \text{pour } h_s < 0 \end{cases} \tag{1.17}$$

L'équation 1.17 permet de définir la conductivité hydraulique de la couche de ruissellement dans les directions x et y. Il faut pour définir complètement la conductivité hydraulique de ce milieu poreux déterminer sa composante verticale K_{zz}. Le choix de cette grandeur est dicté par les deux principes physiques suivants :

(i) quand la couche de ruissellement est désaturée, ce qui signifie que le processus de ruissellement ne se produit pas et que la pression le long de la surface du sol est négative, l'intégralité des précipitations doit s'infiltrer et le transfert d'eau dans cette direction doit se faire presque instantanément. En réalité, ce transfert doit être beaucoup plus rapide que les vitesses d'écoulements dans le domaine de subsurface. La couche de ruissellement ne doit donc pas perturber le processus d'infiltration.

(ii) lorsque le processus de ruissellement se produit et que la pression est positive dans la couche de ruissellement, la charge doit être constante selon la verticale pour permettre la définition d'une lame d'eau moyenne. La pression en bas de la couche de ruissellement, i.e. à la surface topographique du sol, doit également être égale à cette hauteur de lame d'eau moyenne.

Afin de respecter ces deux principes fondamentaux permettant de représenter correctement le partage ruissellement/infiltration dans notre approche de modélisation, la composante verticale de conductivité hydraulique K_{zz} est choisie très grande devant la conductivité hydraulique à saturation du sol considéré dans le domaine de subsurface. Des ordres de grandeur de la valeur de K_{zz} seront donnés plus tard avec le premier exemple de validation.

On peut donc définir la conductivité hydraulique totale de la couche de ruissellement $\overline{\overline{K_s}}(h_s)$ sous la forme tensorielle suivante :

$$\overline{\overline{K_s}}(h_s) = K_{s,xx}(h_s)\overrightarrow{u_x} + K_{s,yy}(h_s)\overrightarrow{u_y} + K_{zz}\overrightarrow{u_z} \tag{1.18}$$

où $\overrightarrow{u_x}$, $\overrightarrow{u_y}$, $\overrightarrow{u_z}$ sont les vecteurs unitaires dans les directions x, y et z.

Il reste maintenant à définir la loi de teneur en eau $\theta_s(h_s)$ de la couche de ruissellement. Pour cela, on assimile le terme devant la dérivée en temps dans l'équation 1.15 à un terme de capacité capillaire. Lorsque du ruissellement a lieu, ce terme vaut 1 et la teneur en eau de la couche de ruissellement vaut donc h_s. Lorsqu'il n'y a pas d'eau susceptible de participer au phénomène de ruissellement, la teneur en eau de la couche de ruissellement vaut 0 et le terme devant la dérivée en temps s'annule. On obtient donc pour la teneur en eau $\theta_s(h_s)$ de la couche de ruissellement :

$$\theta_s(h_s) = \begin{cases} 0 & \text{pour } h_s < 0 \\ h_s & \text{pour } h_s \geq 0 \end{cases} \tag{1.19}$$

Dans la couche de ruissellement, on a la relation $H = h_s + z_s$, où H est la charge $[L]$, h_s la hauteur de lame d'eau $[L]$ et z_s la côte topographique de la surface $[L]$. On peut donc réécrire l'équation 1.15 dans le formalisme des écoulements en milieu poreux :

$$C_s(h_s)\frac{\partial H}{\partial t} - \overrightarrow{\nabla}.(\overline{\overline{K}}_s(h_s)\overrightarrow{\nabla}(h_s + z)) = q_s \tag{1.20}$$

où

$$C_s(h_s) = \frac{\partial \theta_s}{\partial h_s} = \begin{cases} 0 & \text{pour } h_s < 0 \\ 1 & \text{pour } h_s \geq 0 \end{cases} \tag{1.21}$$

On peut donc maintenant modéliser les processus de surface comme des écoulements dans un milieu poreux. Les propriétés de la couche de ruissellement (conductivité hydraulique et teneur en eau) ont été définies de telle façon que ces processus seront correctement représentés. D'autres relations peuvent être utilisées pour relier la vitesse $\overrightarrow{U_s}$ et la hauteur de lame d'eau h_s (relation de Chézy par exemple). L'exposant et les coefficients des conductivités hydrauliques dans les directions x et y seront alors changés. Des effets liés à la microtopographie ou à la présence d'obstacles (herbes,...) peuvent être pris en compte comme dans les travaux de Panday et Huyakorn [Panday et Huyakorn, 2004]. Il suffit alors de modifier les lois de conductivités et de teneur en eau de la couche de ruissellement. Il faut noter ici que les relations dérivées dans ce paragraphe ne sont valables que pour des valeurs de pentes faibles. Dans ce cas, on choisit un repère dont les directions principales sont horizontale et verticale. Un problème de repère et de définition de la grandeur hauteur de lame d'eau se pose dans le cas de pentes fortes. Comme dans le cas des aquifères pentus [Streeter, 1958], on suppose que le repère doit être parallèle à la surface du sol et que la grandeur hauteur de lame d'eau doit être moyennée selon la direction perpendiculaire à la surface du sol. Néanmoins, aucune réponse à ces questions n'a pu être trouvée dans la littérature.

1.3 L'approche darcéenne multidomaine

Les équations décrivant les écoulements de surface et de subsurface ont été écrites dans le même formalisme que celui des écoulements dans des milieux poreux darcéens. Le cycle de l'eau considéré sera donc modélisé dans un continuum de milieux darcéens s'étendant de la subsurface à la surface du sol. Pour cela, on définit une conductivité hydraulique globale $\tilde{K}(\tilde{h})$ et une teneur en eau globale $\tilde{\theta}(\tilde{h})$ de la manière suivante :

$$\tilde{K}(H) = \tilde{K}(\tilde{h}) = \begin{cases} K_{uni}(h) & \text{dans le domaine de subsurface} \\ \overline{\overline{K}}_s(h_s) & \text{dans la couche de ruissellement} \end{cases} \tag{1.22}$$

$$\tilde{\theta}(H) = \tilde{\theta}(\tilde{h}) = \begin{cases} \theta_{uni}(h) & \text{dans le domaine de subsurface} \\ \theta_s(h_s) & \text{dans la couche de ruissellement} \end{cases} \tag{1.23}$$

avec :

$$\tilde{h} = \begin{cases} h = H - z & \text{dans le domaine de subsurface} \\ h_s = H - z_s & \text{dans la couche de ruissellement} \end{cases} \tag{1.24}$$

On peut donc maintenant décrire l'ensemble des processus par une seule équation de type Darcy non-linéaire avec des paramètres dépendants du domaine considéré. On utilise comme variable la charge hydraulique totale H :

$$\tilde{C}(H)\frac{\partial H}{\partial t} - \overrightarrow{\nabla}.(\tilde{K}(H))\overrightarrow{\nabla}(H)) = \tilde{q} \tag{1.25}$$

où $\tilde{C}(H) = \partial\tilde{\theta}/\partial h$ représente la capacité capillaire globale et $\tilde{q}$ un terme source/puits global.

1.4 Le modèle de transport

Pour modéliser les phénomènes de transport dans l'ensemble du domaine de calcul, une équation d'advection/dispersion est implémentée. L'objectif est de pouvoir suivre et identifier les masses d'eau et déterminer les parts relatives d'eau ancienne et d'eau nouvelle dans les hydrogrammes de sortie. On utilise pour cela une grandeur concentration c qui peut être vue comme une concentration en traceur. On pourra au choix tracer l'eau de pluie (eau nouvelle) ou l'eau initialement présente dans le sol (eau ancienne). Pour marquer l'eau de pluie, on définit initialement une concentration nulle dans l'ensemble du domaine et on impose en haut de la couche de ruissellement un flux de masse égal à la pluie. Pour marquer l'eau initialement présente dans le sol, on définit initialement une concentration égale à 1 dans l'ensemble du domaine et on impose un flux de masse nul à la surface de la couche. L'évolution des panaches de concentration et des volumes d'eau transitant dans l'ensemble du domaine pourront être suivis.

L'équation d'advection/dispersion peut s'écrire dans le domaine de subsurface [De Marsily, 1986] :

$$\frac{\partial(\theta_{uni}c)}{\partial t} + \overrightarrow{\nabla}.(\overrightarrow{U}c - \overline{\overline{D}}\overrightarrow{\nabla}c) = q_c \tag{1.26}$$

où c est la concentration, $\overrightarrow{U} = -K_{uni}(h)\overrightarrow{\nabla}(H)$ la vitesse de Darcy $[LT^{-1}]$, $\overline{\overline{D}}$ le tenseur de diffusion-dispersion $[L^2T^{-1}]$ et q_c le terme source/puits $[T^{-1}]$. Le tenseur de diffusion-dispersion $\overline{\overline{D}}$ permet de prendre en compte le phénomène de diffusion et le phénomène de dispersion. On sépare le tenseur $\overline{\overline{D}}$ selon les directions principales d'anisotropie pour en déduire ses composantes longitudinale D_l et transversale D_t. On obtient alors :

$$\begin{cases} D_l = d + \alpha_l|\overrightarrow{U}| \\ D_t = d + \alpha_t|\overrightarrow{U}| \end{cases} \tag{1.27}$$

où d est le coefficient de diffusion moléculaire $[L^2T-1]$, α_l et α_t les dispersivités longitudinale et transversale $[L]$ et $|\overrightarrow{U}|$ la norme de la vitesse de Darcy $[LT^{-1}]$.

Dans le domaine de surface, compte tenu du fait que la hauteur de lame d'eau est homogénéisée selon la verticale, l'équation d'advection-dispersion à résoudre s'écrit [Vanderkwaak, 1999] :

$$\frac{\partial(h_s c)}{\partial t} + \overrightarrow{\nabla}.(h_s\overrightarrow{U_s}c - h_s\overline{\overline{D_s}}\overrightarrow{\nabla}c) = q_{cs} \tag{1.28}$$

où c est la concentration, $\overrightarrow{U_s}$ la vitesse de Manning $[LT^{-1}]$, $\overline{\overline{D_s}}$ le tenseur de diffusion-dispersion pour le domaine de surface $[L^2T^{-1}]$ et q_{cs} le terme source/puits $[T^{-1}]$. Comme pour le domaine de subsurface, on peut écrire les composantes longitudinale D_{sl} et transversale D_{st} du tenseur $\overline{\overline{D_s}}$ de la façon suivante :

$$\begin{cases} D_{sl} = d_s + \alpha_{sl}|\overrightarrow{U_s}| \\ D_{st} = d_s + \alpha_{st}|\overrightarrow{U_s}| \end{cases} \tag{1.29}$$

où d_s est le coefficient de diffusion moléculaire de surface $[L^2T{-}1]$, α_{sl} et α_{st} les dispersivités longitudinale et transversale de surface $[L]$ et $|\overrightarrow{U}|$ la norme de la vitesse de Manning $[LT^{-1}]$.

L'approche darcéenne multidomaine développée pour décrire l'hydrodynamique des systèmes couplés surface/subsurface nous permet de simplifier l'équation de transport pour le domaine de surface. En effet, on peut définir une vitesse "darcéenne" de surface $\overrightarrow{U_{ds}}$ à partir du gradient de charge et de la conductivité hydraulique de surface $\overline{\overline{K}}_s(h_s)$ définie Eq 1.18 :

$$\overrightarrow{U_{ds}} = -\overline{\overline{K}}_s(h_s)\overrightarrow{\nabla}(H) \tag{1.30}$$

Par définition, cette vitesse peut également s'écrire en fonction de la vitesse de Manning $\overrightarrow{U_s}$ et de la hauteur de lame d'eau h_s :

$$\overrightarrow{U_{ds}} = h_s\overrightarrow{U_s} \tag{1.31}$$

En utilisant la définition de la teneur en eau de surface θ_s, on peut donc transformer l'équation 1.28 pour obtenir :

$$\frac{\partial(\theta_s c)}{\partial t} + \overrightarrow{\nabla}.(\overrightarrow{U_{ds}}c - \overline{\overline{D_{ds}}}\overrightarrow{\nabla}c) = q_{cs} \tag{1.32}$$

où $\overline{\overline{D_{ds}}}$ est un tenseur de diffusion-dispersion de composante transversale D_{dsl} et transversale D_{dst} avec :

$$\begin{cases} D_{dsl} = h_s D_{sl} = h_s d_s + \alpha_{sl}|\overrightarrow{U_{ds}}| \\ D_{dst} = h_s Dst = h_s d_s + \alpha_{st}|\overrightarrow{U_{ds}}| \end{cases} \tag{1.33}$$

Cette équation a la même forme que l'équation de transport du domaine de subsurface. On peut donc décrire le processus de transport de façon unifiée dans le domaine de surface et de subsurface par la seule équation :

$$\frac{\partial(\tilde{\theta}c)}{\partial t} + \overrightarrow{\nabla}.(\overrightarrow{U_D}c - \overline{\overline{D_T}}\overrightarrow{\nabla}c) = q_{cs} \tag{1.34}$$

où $\tilde{\theta}$ est la teneur en eau définie Eq 1.23, $\overrightarrow{U_D} = -\tilde{K}(H)\overrightarrow{\nabla}(H)$ le vecteur vitesse darcéen et $\overline{\overline{D_T}}$ un tenseur de diffsuion-dispersion domaine-dépendant. L'approche darcéenne mutidomaine permet donc de décrire de façon générale à la fois l'hydrodynamique et le transport pour les systèmes couplés surface/subsurface.

2

L'environnement de modélisation

2.1 Cast3m

Cast3M (site internet www-cast3m.cea.fr) est un code de calcul généraliste développé depuis le début des années 80 principalement au Commissariat à l'Energie Atomique (CEA). Ce code éléments finis permet la résolution d'équations aux dérivées partielles. D'abord développé pour résoudre des problèmes de mécanique, il a ensuite été adapté pour traiter des problèmes de mécanique des fluides, de thermique, d'acoustique et bien sûr d'écoulements en milieux poreux saturés et non saturés.

Ce code est une boite à outils constituée d'un grand nombre d'opérateurs permettant de discrétiser et de résoudre des problèmes aux dérivées partielles [Verpeaux et al, 1989]. Ce code est constitué de deux niveaux de programmation. Deux langages de programmation sont donc utilisés. Les opérateurs sont codés en Esope, langage dérivé du fortran. Les jeux de données sont programmés en Gibiane, langage spécifique à Cast3M. La syntaxe de base d'opération dans Cast3M est la suivante :

$$\text{Objet2} = \text{Opérateur Objet1}$$

où Opérateur est un opérateur Cast3M programmé en Esope, Objet1 l'argument de l'opérateur et Objet2 le résultat de l'opérateur. Il existe dans la bibliothèque Cast3M des opérateurs de maillage, des opérateurs permettant de définir les propriétés des milieux ou des opérateurs de résolution, soit au total 500 opérateurs environ. Les jeux de données Cast3M sont donc une succession de commandes Gibiane permettant de définir le problème, de le résoudre et de réaliser les post-traitements adéquats.

Une des particularités de Cast3M est que chaque utilisateur a la possibilité de développer ses outils pour résoudre son problème. Ce développement peut se situer aux deux niveaux évoqués précédemment et conduire à des développements d'opérateurs ou de procédures. Une fois acceptés par un comité de contrôle qui vérifie que les nouveaux outils sont cohérents avec les développements passés et la philosophie générale, ils peuvent être intégrés directement dans le code commercial. Cast3M est donc un code de calcul approprié pour la recherche puisque l'utilisateur contrôle l'intégralité de ses opérations

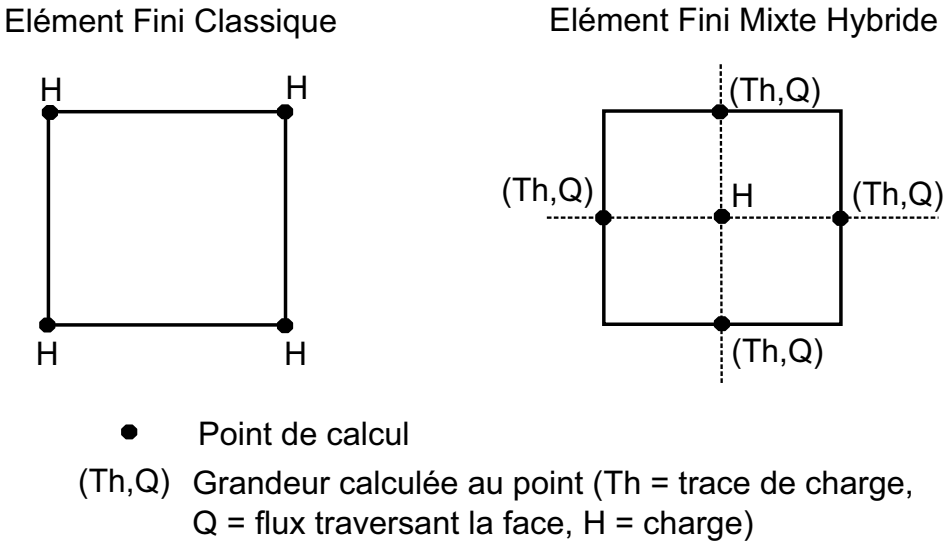


FIG. 2.1 – Comparaison des mailles éléments finis classiques et EFMH : points de calcul et grandeurs associées

et peut librement réaliser des développements si nécessaire. Dans le cadre de ce travail, aucun opérateur Esope n'a été développé. Les procédures nécessaires à la résolution de problèmes d'écoulements saturé et non saturé existaient déjà. Le travail a donc consisté à développer une procédure Gibiane pour modéliser les processus de surface et à implémenter le couplage entre ces processus et les processus de subsurface.

Plusieurs formulations numériques sont disponibles pour la résolution. D'abord développées en éléments finis classiques, des formulations éléments finis mixtes hybrides ou volumes finis peuvent aussi être utilisées [Bernard Michel et al, 2004] [Le Potier et al, 1998] [Le Potier, 2005a] [Le Potier, 2005b]. La partie suivante présente la formulation EFMH utilisée pour la résolution des équations d'écoulements dans notre modèle. En revanche, l'équation de transport implémentée dans notre modèle est résolue en volumes finis. La partie la plus importante de ce travail ayant été réalisée sur les processus d'écoulements, la formulation volumes finis ne sera pas détaillée dans ce manuscrit.

2.2 Les éléments finis mixtes hybrides

La résolution des équations d'écoulements s'appuie sur la méthode des éléments finis mixtes hybrides (EFMH) [Chavent et Jaffré, 1986] [Mosé et al, 1994] [Dabbene, 1998] [Le Potier et al, 1998]. Dans une formulation éléments finis classiques, le champ de charge et de vitesse sont calculés successivement. L'équation de Darcy est introduite dans l'équation de conservation de la masse. On obtient alors une équation ne contenant plus que la charge piézométrique. Après résolution de cette équation, le champ de vitesse est déterminé à partir des charges calculées et d'une estimation de la valeur de conductivité hydraulique. Au cours de cette opération, le champ de conductivité hydraulique est sou-

vent lissé. Comme le gradient de charge et la conductivité hydraulique ne s'appuient pas sur le même support, la conservation de la masse n'est pas garantie et les champs de vitesse calculés sont peu précis.

La formulation EFMH permet la résolution simultanée de l'équation de Darcy et de l'équation de conservation de la masse. On ajoute au système classique composé des équations de Darcy et de conservation de la masse des contraintes de continuité de la composante normale de la vitesse et de la charge aux interfaces entre éléments. Dans le cas d'une résolution en régime permanent, le système d'équations résolues est le suivant :

$$\begin{cases} \vec{\nabla}(\overrightarrow{U}) = 0 & \text{équation de conservation de la masse} \\ \overline{\overline{K}}^{-1}\overrightarrow{U} + \vec{\nabla}H = 0 & \text{équation de Darcy} \\ H = H_D & \text{à l'interface entre deux mailles} \\ \overrightarrow{U}.\vec{n} = U_n & \text{à l'interface entre deux mailles} \end{cases} \tag{2.1}$$

avec $\overline{\overline{K}}^{-1}$ l'inverse du tenseur de conductivité hydraulique $[TL^{-1}]$, $\overrightarrow{U}$ le champ de vitesse $[LT^{-1}]$, H la charge piézométrique $[L]$, H_D la valeur de la charge piézométrique sur la face d'interface entre deux éléments, $\vec{n}$ la normale sortant définie sur cette face et U_n la valeur de vitesse sur cette face.

Un multiplicateur de Lagrange, appelé trace de charge et égal à l'intégrale de la charge selon une face, est introduit pour résoudre ce problème sous contrainte. On reformule alors ce système sous forme matricielle en fonction de la seule inconnue trace de charge. Une fois celle-ci calculée, les champs de charge et de vitesse contraints sont déduits. La continuité des flux et des charges aux interfaces entre éléments est donc imposée naturellement dans cette formulation. Les points de calcul en EFMH sont différents des points de calcul en EF classiques. En EFMH, les traces de charge et les flux sont calculées aux centres des faces et la charge moyenne est calculé aux centres des éléments (voir Fig 2.1). Cette méthode est particulièrement intéressante dans le traitement de milieux très hétérogènes. Elle assure la conservation de la masse à l'échelle d'une maille et donc dans l'ensemble du domaine de calcul. Pour plus de détails sur les développements numériques et mathématiques, nous renvoyons à [Dabbene, 1993]. Les intérêts d'une telle méthode par rapport à une approche différences finis pourront être trouvés dans [Durlovsky, 1994].

3

Le modèle numérique

L'ensemble des travaux décrits par la suite ont été réalisés dans le cadre du code de calcul éléments finis Cast3M. L'implémentation numérique de ce modèle est présentée dans cette partie. Les discrétisations temporelle et spatiale ainsi que l'algorithme itératif de résolution sont d'abord détaillés. Deux points particuliers sont ensuite discutés : (i) comment la résolution numérique et l'introduction d'un tenseur de conductivité hydraulique permettent de prendre en compte les processus de surface et d'imposer la continuité des pressions et des flux à la surface du sol et (ii) quelle condition à la limite imposer en sortie de la couche de ruissellement.

3.1 La résolution numérique

L'équation de Darcy non-linéaire 1.25 permettant de décrire l'ensemble des processus de surface et de subsurface est résolue par la formulation EFMH. La discrétisation temporelle est implicite et un algorithme de Picard est utilisé pour résoudre la non-linéarité [Paniconi et Putti, 1994]. Cet algorithme de résolution a été mis en oeuvre pour la première fois dans Cast3M pour résoudre des problèmes d'écoulements dans des systèmes présentant une zone saturée et une zone non saturée [Mouche et Benet, 1997]. Au pas de temps (n+1) et à l'itération (i+1), on résout donc :

$$\begin{cases} \tilde{C}(h^{n+1,i})\frac{H^{n+1,i+1}-H^n}{\Delta t} - \overrightarrow{\nabla}.(\overrightarrow{U}^{n+1,i+1}) = \tilde{q}^{n+1,i+1} \\ \overrightarrow{U}^{n+1,i+1} = -\tilde{K}(h^{n+1,i})\overrightarrow{\nabla}(H^{n+1,i+1}) \end{cases} \tag{3.1}$$

Bien que l'algorithme de Picard converge moins vite que celui de Newton, l'expérience montre qu'il est très efficace pour résoudre les problèmes fortement non-linéaires [Paniconi et Putti, 1994] comme les problèmes de thermo-mécanique, d'écoulements multiphasiques ou d'hydromécanique [Barnel et al, 2002] [Genty et al, 2000] [Le Potier et al, 1998].

Le système étudié montre des similitudes avec des problèmes de mécanique des fluides à surface libre [Crank, 1988] ou avec changement de phase. D'une itération de Picard à une autre et dans un même pas de temps, un élément de la couche de ruissellement peut passer d'un état sans ruissellement (capacité capillaire et conductivité hydraulique nulles) à un état avec ruissellement (capacité capillaire et conductivité hydraulique non nulles).

Ces variations brutales, que l'on retrouve dans les problèmes avec changement de phase, peuvent être à l'origine d'instabilités. Pour stabiliser le système, on peut sous relaxer le problème [Huyakorn et Pinder, 1983] [Huyakorn et al, 1986]. Dans l'équation 3.1, les coefficients de conductivité hydraulique et de capacité capillaire utilisés pour la résolution à l'itération (i+1) sont évalués en fonction de la valeur de la charge à l'itération précédente. En introduisant de la sous relaxation, ces coefficients à l'itération (i+1) sont évalués à partir des valeurs de charge des deux itérations précédentes et on obtient :

$$\begin{cases} C^{n+1,i}(h) = C(\alpha_1 h^{n+1,i-1} + (1-\alpha_1)h^{n+1,i-2}) \\ k_r^{n+1,i}(h) = k_r(\alpha_1 h^{n+1,i-1} + (1-\alpha_1)h^{n+1,i-2}) \end{cases} \tag{3.2}$$

où α_1 est un coefficient de relaxation entre 0 et 1. Il faut noter qu'ici les coefficients sont calculés à partir d'une combinaison linéaire des valeurs de charges aux deux itérations précédentes mais les coefficients eux-mêmes peuvent être relaxés. Dans notre travail, la conductivité hydraulique ainsi que la capacité capillaire sont déterminées à partir de la valeur de la charge moyenne calculée aux centres des éléments. D'autres choix sont possibles [Belfort et Lehman, 2005] et peuvent se révéler plus judicieux.

L'équation de transport 1.26 est résolue par une formulation Volumes Finis (VF). La discrétisation temporelle est implicite. On résout cette équation de manière séquentielle. L'équation d'écoulement est résolue dans un premier temps. On récupère les champs de vitesses et de teneur en eau. On résout ensuite l'équation de transport. Au pas de temps (n+1), l'équation de transport à résoudre peut donc s'écrire :

$$\frac{\theta^{n+1}c^{n+1} - \theta^n c^n}{\Delta t} + \nabla.(\overrightarrow{q}^{n+1}c^{n+1} - D\overrightarrow{\nabla}c^{n+1}) = q_c^{n+1} \tag{3.3}$$

3.2 Introduction d'une conductivité hydraulique résiduelle

La définition des propriétés de la couche de ruissellement lorsque les processus de surface ne sont pas actifs (couche désaturée) a posé problème. En effet, dans ce cas, la conductivité hydraulique de la couche est censée être égale à zéro. Néanmoins, comme l'a montré la présentation de la formulation EFMH précédemment, ce n'est pas le tenseur de conductivité hydraulique lui-même qui est utilisé mais son inverse. Il est donc impossible d'introduire une conductivité hydraulique nulle dans notre modèle. Pour pallier ce problème lié à l'utilisation des EFMH, une conductivité hydraulique dite résiduelle, dont la valeur est fixée aussi petite que possible, est introduite dans les composantes x et y du tenseur de conductivité hydraulique. Cette conductivité hydraulique résiduelle est introduite sur l'ensemble des gammes de hauteurs de lame d'eau de façon à conserver la continuité de la conductivité hydraulique en $h_s = 0$. La définition de ces composantes (Eq 1.17) est donc modifiée et :

$$K_{s,xx}(h_s) = K_{s,yy}(h_s) = \begin{cases} h_s^{5/3}/(n\sqrt{S_0}) + \epsilon & \text{pour } h_s \geq 0 \\ \epsilon & \text{pour } h_s < 0 \end{cases} \tag{3.4}$$

où ϵ est donc la conductivité hydraulique résiduelle de la couche. Il sera montré dans les premiers exemples de validation que l'introduction de ce terme n'affecte pas la qualité du modèle de ruissellement.

3.3 Continuité surface/subsurface

La conductivité hydraulique de la couche de ruissellement a été transformée en une grandeur tensorielle pour pouvoir représenter de façon correcte les interactions entre processus de surface et de subsurface. En effet, il est nécessaire que la couche de ruissellement ne perturbe pas le processus d'infiltration et que la pression à la surface du sol contrôle le partage ruissellement/infiltration. Pour atteindre ces deux objectifs, la conductivité hydraulique verticale K_{zz} a été fixée à une valeur grande devant la conductivité hydraulique à saturation du milieu de subsurface. Une étude de sensibilité sur la valeur de ce paramètre est présentée ultérieurement.

Quel que soit l'état de saturation de la surface du sol, la forte valeur de K_{zz} permet d'homogénéiser la charge dans la couche de ruissellement. En effet, une grande valeur de K_{zz} permet de réduire, voir d'annuler, les gradients verticaux. On a donc des valeurs de charge constantes selon la verticale et égales à la moyenne. Si la surface est désaturée et le processus de ruissellement n'a pas lieu, la pression moyenne sera négative. Si le processus de ruissellement est actif, l'homogénéisation de la charge permet de définir la hauteur de lame d'eau moyenne nécessaire à la détermination des caractéristiques du domaine de surface. La pression en bas de couche, i.e. à la surface du sol, vaut alors cette hauteur de lame d'eau moyenne.

L'introduction d'une composante verticale forte dans le tenseur de conductivité hydraulique nous permet également de représenter de façon correcte le partage ruissellement/infiltration. Dans notre approche de modélisation, on simule un apport d'eau sous forme de pluie par un flux imposé à la surface de la couche de ruissellement. Deux cas sont alors à considérer :

(i) lorsque la couche est désaturée, la pression le long de la surface du sol est négative et la conductivité hydraulique dans les directions x et y est très faible. Comme la conductivité verticale est très forte, les transferts d'eau se font exclusivement dans cette direction. Le flux de pluie imposé à la surface de la couche de ruissellement est instantanément transmis à la surface du sol. Comme le sol est désaturé, l'intégralité de l'eau de pluie s'infiltre. La couche est alors transparente pour la pluie.

(ii) lorsque le processus de ruissellement s'active, il y a accumulation d'eau en surface et la pression le long de la surface du sol devient positive. Les conductivités hydrauliques dans les directions x et y ne sont plus négligeables mais restent petites devant la composante verticale. Les volumes d'eau infiltrée et ruisselée sont alors contrôlés par l'état de saturation de surface. Du fait de la grande valeur de la conductivité verticale, l'eau qui peut s'infiltrer s'infiltre. Le reste de l'eau s'accumule en surface et se met à ruisseler.

On voit donc que c'est la pression le long de la surface du sol qui contrôle la dynamique des systèmes et le partage ruissellement/infiltration.

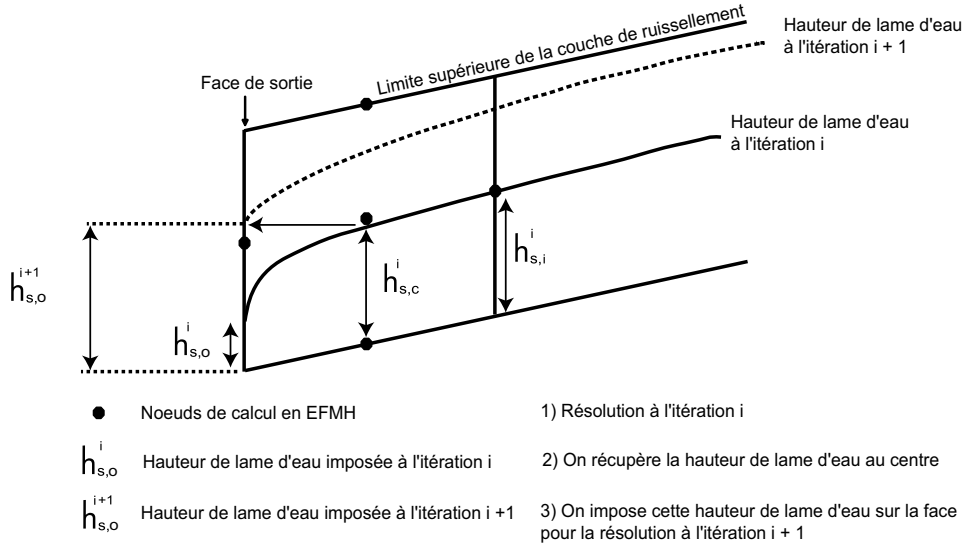


FIG. 3.1 – Condition à la limite de charge itérative en sortie de couche de ruissellement

Il faut noter ici que la couche de ruissellement introduite ne comporte qu'une maille selon la verticale et que l'épaisseur de cette couche n'apparaît pas dans ses fonctions caractéristiques. En effet, puisque les grandeurs sont homogénéisées dans la couche, son épaisseur n'influe pas sur son comportement. Certains auteurs [Beaugendre et al, 2006] utilisent d'ailleurs des éléments linéiques pour modéliser les écoulements de surface, ce qui reviendrait à faire tendre l'épaisseur de notre couche de ruissellement vers zéro. La limite basse de la couche de ruissellement correspond à la surface topographique (voir Fig 1.2). De plus, on utilise une formulation EFMH, ce qui implique que les variables traces de charge et vitesses sont calculées aux centres des faces des mailles. Cela signifie que les grandeurs pressions (déduites des traces de charge) et vitesses sur les faces basses de la couche de ruissellement correspondent aux pressions et aux vitesses à la surface réelle du sol. Les EFMH ont la particularité d'imposer la continuité des pressions et vitesses à l'interface entre deux éléments. En considérant les éléments de la couche de ruissellement et la première rangée de mailles de subsurface, on aura donc continuité des pressions et des vitesses à l'interface couche de ruissellement/domaine de subsurface et donc continuité de ces grandeurs à la surface du sol. Le couplage fort recherché est donc le résultat de la combinaison du modèle physique développé et de la formulation numérique utilisée.

3.4 Condition à la limite de charge imposée "itérative"

Très vite au cours de ce travail s'est posée la question de savoir quelle condition à la limite (CL) imposer à l'exutoire de la couche de ruissellement. D'après les travaux de VanderKwaak [Vanderkwaak et Loague, 2001] et de Panday et Huyakorn [Panday et Huyakorn, 2004], et comme présenté plus en détail en partie 1.2.3 du deuxième chapitre de ce manuscrit, deux conditions à la limite sont classiquement utilisées :

(i) la condition dite critique :

$$V_{sortie} = \sqrt{gh} \tag{3.5}$$

(ii) la condition dite normale, qui s'écrit quand on utilise la relation de Manning :

$$V_{sortie} = \frac{h_{sortie}^{2/3}}{n}\sqrt{S_0} \tag{3.6}$$

Notre choix s'est tourné vers la condition normale qui est plus appropriée à la modélisation de canaux naturels. Dans le formalisme de notre approche de modélisation, cela revient à imposer à l'exutoire de la couche de ruissellement un gradient de hauteur de lame d'eau nul, soit une vitesse normale en sortie de couche V_s :

$$V_{sortie} = \frac{h_{sortie}^{2/3}}{n\sqrt{S_0}} \times S_0 \tag{3.7}$$

L'implémentation d'une telle condition à la limite dans notre modèle n'a pas été chose facile.

Le gradient de pression n'est pas une variable naturelle dans la formulation EFMH. Imposer un gradient de hauteur de lame d'eau en sortie de couche de ruissellement était donc impossible. Plusieurs solutions ont alors été envisagées pour linéariser l'équation 3.7 dans l'algorithme de Picard. Des conditions à la limite dites mixtes, reliant le flux et la trace de charge au point face de la face de sortie, ou de flux imposé ont été implémentées. L'expression de la condition à la limite dépend alors de la hauteur de lame d'eau. La condition à la limite au pas de temps n, itération (i+1) est alors imposée à partir de la hauteur de lame d'eau à l'itération précédente. Toutes ces méthodes se sont montrées très instables. La CL étant déterminante dans la bonne représentation des systèmes étudiés, les flux à l'exutoire et infiltré ainsi que la trace de charge en sortie de couche de ruissellement présentaient de forte oscillations.

L'expérience montre que les conditions de charge imposée sont plus fiables pour traiter des problèmes hautement non linéaires. L'idée d'imposer une condition à la limite de charge imposée dite "itérative" a alors été testée pour approximer au mieux un gradient

de hauteur de lame d'eau nul. Cette approche est similaire à celle utilisée par Freeze [Freeze, 1972a] pour coupler les écoulements de subsurface et ceux dans les canaux. L'objectif est de suivre au plus près l'évolution de la hauteur de lame d'eau dans la dernière maille de la couche de ruissellement. Dans la formulation EFMH, les conditions de Dirichlet sont imposées aux centres des faces alors que dans notre approche de modélisation la hauteur de lame d'eau est calculée au centre de l'élément. Au pas de temps n, itération (i+1), on impose donc en sortie de couche de ruissellement la hauteur de lame d'eau obtenue à l'itération i (voir Fig 3.1). Cette CL peut se traduire mathématiquement de la manière suivante :

$$\begin{cases} h_{s,o}^{n+1,i+1} = h_{s,c}^{n+1,i} & \text{si } h_{s,c}^{n+1,i} \geq 0 \\ q_s^{n+1,i+1} = 0 & \text{si } h_{s,c}^{n+1,i} < 0 \end{cases} \tag{3.8}$$

avec $h_{s,o}$ la trace de hauteur de lame d'eau imposée sur la face de sortie, q_s le flux calculé au centre de cette face et $h_{s,c}$ la hauteur de lame d'eau au centre de la maille de sortie. Cette condition à la limite permet de réduire au maximum le gradient de hauteur de lame d'eau en sortie de couche de ruissellement.

Cette CL peut être interprétée de la manière suivante. Considérons la dernière maille de la couche avant l'exutoire. Si la convergence est obtenue à l'itération (i+1), on peut écrire l'inégalité :

$$|h_{s,o}^{n+1,i+1} - h_{s,o}^{n+1,i}| < \epsilon \delta h_{s,o} \tag{3.9}$$

avec ϵ la valeur limite de convergence et $\delta h_{s,o} = |h_{s,o}^{n+1,I+1} - h_{s,o}^{n}|$.

L'emploi d'une conductivité verticale très forte nous assure que la grandeur hauteur de lame d'eau est homogénéisée selon la direction verticale dans la couche de ruissellement. On peut donc approximer la charge au centre de la maille considérée par :

$$h_{s,c} = \frac{1}{2}(h_{s,o} + h_{s,i}) \tag{3.10}$$

où $h_{s,i}$ est la hauteur de lame d'eau à la face d'entrée (voir Fig 3.1).

En combinant les équations 3.8 et 3.10, l'inégalité précédente devient :

$$|h_{s,o}^{n+1,i} - h_{s,i}^{n+1,i}| < 2\epsilon \delta h_{s,o} \tag{3.11}$$

Le membre de gauche de cette inégalité peut être interprété comme le gradient de hauteur de lame d'eau en sortie. La condition à la limite de charge imposée dite itérative 3.8 permet donc à convergence de réduire au maximum le gradient de hauteur de lame d'eau et de s'approcher d'une condition à la limite normale. Les exemples de validation du module de ruissellement seul présentés ultérieurement permettront de démontrer que ce type de condition à la limite donne des résultats satisfaisants et est tout à fait comparable aux conditions à la limite normale et critique. On peut montrer que la condition à la limite 3.8 est consistante, i.e. tend vers $\nabla h_s = 0$, quand le pas d'espace Δx tend vers zéro. Elle peut néanmoins être imprécise si les pas de temps et d'espace ne sont pas choisis correctement.

Quatrième partie

Validation/Vérification

Introduction

La validation des approches de modélisation couplant surface et subsurface n'est pas chose facile. En effet, les situations classiques dans lesquelles les écoulements de surface et de subsurface sont couplés ne présentent pas de solutions analytiques à la différence des équations décrivant le processus d'infiltration ou de ruissellement seul. La démarche usuelle de validation consistant à comparer les résultats des simulations numériques aux solutions analytiques disponibles n'a donc pas pu être appliquée pour la validation de notre modèle couplé. De plus, l'étude des interactions surface/subsurface dans la littérature se réduit généralement à des expériences en laboratoire ou à des expériences numériques. La validation de notre modèle s'apparente donc plus à de la vérification ou à de l'intercomparaison de modèle qu'à de la validation au sens propre du terme.

Les étapes de notre démarche de validation ont donc été les suivantes :
(i) vérification du modèle d'écoulement en milieu poreux
(ii) validation du modèle de ruissellement seul
(iii) vérification du couplage surface/subsurface
(iv) vérification du modèle couplé

L'évaluation du modèle d'écoulement en milieu poreux (zone saturée/zone non saturée) s'appuie sur la cas test présenté par Vauclin et al dans [Vauclin et al, 1979]. L'article présente un cas test expérimental d'infiltration et recharge de nappe bidimensionnel assorti d'un exercice de modélisation. L'objectif de cette partie est de vérifier que les résultats obtenus avec le modèle d'écoulement implémenté dans Cast3M sont comparables aux résultats expérimentaux présentés dans l'article. Ce cas test a également été utilisé par VanderKwaak [Vanderkwaak, 1999] pour vérifier son modèle de transport. Certains résultats de sa thèse sur son expérience numérique de traçage seront utilisés pour évaluer notre modèle de transport.

Pour la validation du modèle de ruissellement seul, deux exercices de simulation ont été réalisés. Le premier nous a permis de comparer nos résultats numériques à une solution analytique sur un cas simple monodimensionnel. Le deuxième cas test simulé [Di Giammarco et al, 1996] est un cas de référence pour la validation des modèles de ruissellement [Kollet et Maxwell, 2005] [Vanderkwaak, 1999]. L'objectif est ici de comparer notre modèle de ruissellement aux modèles de référence de la littérature.

La vérification du bien-fondé de notre méthode de couplage par tenseur est réalisée à

partir d'un cas d'infiltration monodimensionnel en colonne verticale. Pour la première fois dans ce chapitre, le domaine de calcul comprend le domaine de subsurface et la couche de ruissellement. L'objectif est de vérifier que le processus d'infiltration n'est pas perturbé par l'introduction de la couche de ruissellement et qu'il y a continuité des flux et des pressions à l'interface domaine de subsurface/couche de ruissellement. Il faut noter ici que par souci de simplicité le processus de ruissellement n'est pas actif dans cette simulation. La surface du sol reste toujours désaturée. L'approche de couplage avec ruissellement est testée dans le chapitre suivant.

Le modèle couplé d'écoulement/transport est vérifié à l'aide des systèmes décrit respectivement dans [Abdul et Gillham, 1984] et [Ogden et Watts, 2000]. La maquette expérimentale présentée dans [Abdul et Gillham, 1984] est un des seuls systèmes disponibles dans la littérature permettant d'évaluer la qualité des modèles couplant surface et subsurface. Cette expérience a été imaginée pour étudier l'influence de la frange capillaire sur la genèse du ruissellement sur surface saturée. Les dimensions du domaine sont réduites et la frange capillaire occupe initialement presque la totalité de la zone non saturée. Le système a donc le comportement caractéristique des zones de bas de pente où le processus d'intumescence de nappe est dominant. Dans leur protocole expérimental, l'eau de pluie est marquée. Cela permet aux auteurs de déterminer les contributions relatives d'eau ancienne et d'eau nouvelle à l'hydrogramme. L'étude de ce système est l'objet du premier chapitre. On compare les résultats obtenus avec notre modèle aux résultats expérimentaux d'Abdul et Gillham. Cela nous permet de vérifier la validité de notre modèle couplé écoulement/transport. Dans leur article [Ogden et Watts, 2000], Ogden et Watts présentent une maquette numérique représentant une zone de subsurface peu épaisse, bornée par une rivière et sujette au ruissellement sur surface saturée. La longueur du domaine est plus importante - de 30 à 50 mètres - et le substratum est incliné. La frange capillaire joue donc un rôle moins important dans la dynamique de ce système. En effet, le processus d'écoulement hypodermique est aussi responsable de la saturation de la surface du sol. L'objectif de cette expérience numérique est d'étudier l'influence de paramètres géométriques et physiques sur cette dynamique de ruissellement particulière. Leur travaux seront partiellement repris au chapitre deux pour évaluer notre modèle.

1

Vérification du modèle d'écoulement/transport en milieu poreux

Depuis de nombreuses années, la compréhension et la modélisation des écoulements en milieux poreux saturés et variablement saturés est un sujet d'étude du CEA. Les problématiques du stockage des déchets nucléaires en milieu géologique et d'évaluation d'impact d'installation dans l'environnement ont rendu nécessaire une bonne compréhension et une bonne représentation de processus d'écoulement et de transport dans des milieux poreux complexes. Les outils de modélisation des écoulements dans de tels milieux ont donc été développés et évalués bien avant le début de mon travail. Les travaux de Mouche et Benet en sont un exemple [Mouche et Benet, 1997]. Dans ce rapport interne, le modèle de transfert hydrique en milieu désaturé est présenté puis validé en comparant les résultats numériques avec la solution analytique de Philip pour des cas d'infiltration monodimensionel. Des études de cas d'infiltration en milieu hétérogène et de modélisation d'une barrière ouvragée sont également présentés. Les processus de transport en milieux poreux ont été également étudiés avec attention, l'objectif étant de pouvoir prédire le mouvement de radio-nucléides dans le cadre du stockage de déchets nucléaires. Plusieurs modèles de transport en milieux poreux saturés et insaturés ont été implémentés et testés avec succès dans [Bernard Michel, 2004] et [Cartalade et al, 2006].

1.1 Description du cas test

Pour tester notre modèle, le système présenté par Vauclin et al dans [Vauclin et al, 1979] a été simulé. Ils considèrent un problème d'infiltration et de recharge de nappe dans un milieu poreux sableux de 2 mètres de haut et 3 mètres de long (cf Fig 1.1). La nappe est initialement situé à 0.65 mètre du fond. Une pluie d'intensité $4.1.10^{-5} m.s^{-1}$ est appliquée pendant 8 heures sur une partie seulement de la surface du système. La zone d'injection fait 0.5 mètre de large et se situe sur la partie gauche de la surface du domaine d'étude. Sur la limite droite, la charge est maintenue à la valeur de la charge initiale, soit 0.65 m.

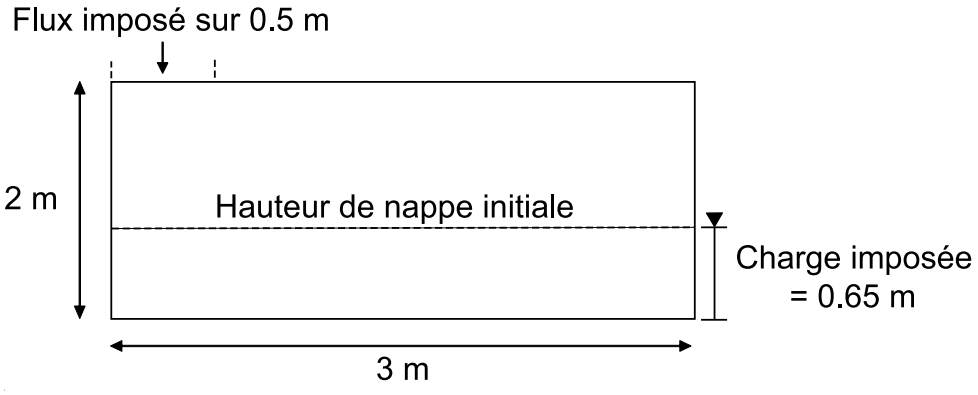


FIG. 1.1 – Représentation schématique du cas test présenté par Vauclin et al dans [Vauclin et al, 1979]

Il faut noter ici que Vauclin et al ne réalisent pas d'expérience de traçage. Leurs résultats expérimentaux seront donc utilisés pour discuter la partie écoulement du modèle. Le module de transport est évalué en intercomparant les résultats numériques obtenus avec notre modèle Cast3M et le modèle InHM de VanderKwaak [Vanderkwaak, 1999] qui fait aujourd'hui figure de référence dans le domaine.

Les lois caractéristiques du sol utilisées dans notre simulation sont identiques aux lois expérimentales déterminées dans l'article de Vauclin et al. La loi de teneur en eau est donc :

$$\theta = \theta_s \frac{\alpha}{\alpha + |h|^\beta} \tag{1.1}$$

où θ est la teneur en eau, $\theta_s = 0.3$ la porosité du milieu et $\alpha = 40000$ et $\beta = 2.9$ des paramètres expérimentaux. La loi de conductivité hydraulique utilisée a la même forme et peut s'écrire :

$$K = K_s \frac{A}{A + |h|^B} \tag{1.2}$$

où K la conductivité hydraulique du milieu, K_s sa conductivité hydraulique à saturation et $A = 2.99 \times 10^6$ et $B = 5.$ les paramètres expérimentaux.

Concernant la discrétisation, une grille régulière de 60×60 mailles a été utilisée. Le pas de temps est fixé égal à 100 secondes tout au long de la simulation. Pour réaliser l'expérience numérique de traçage, l'eau de pluie est marquée à une concentration unité. L'évolution du panache de concentration peut alors être suivie. Les paramètres du modèle de transport sont les mêmes que ceux utilisés par VanderKwaak dans [Vanderkwaak, 1999]. On impose une diffusivité de $1.2 \times 10^{-9} m^2 s^{-1}$ et des dispersivités longitudinale et transverse respectivement de 0.01 m et 0.001 m.

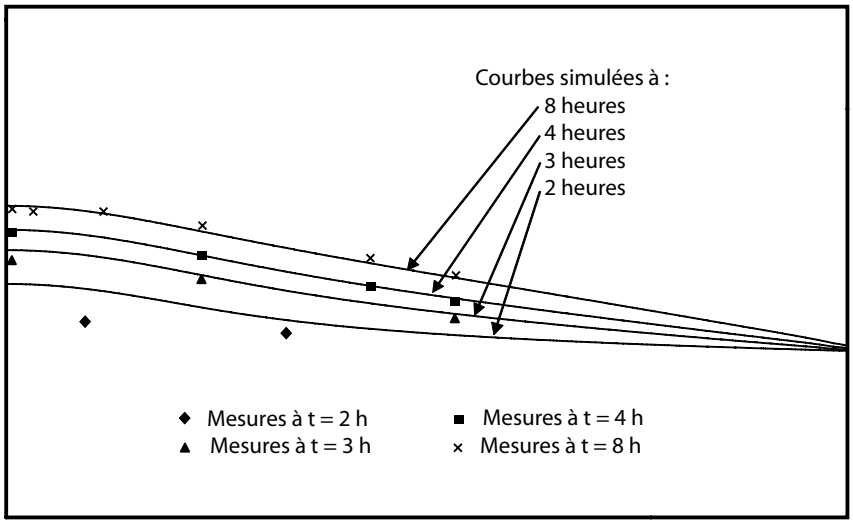


FIG. 1.2 – Comparaison des hauteurs de nappe simulées avec Cast3M et mesurée par Vauclin et al[Vauclin et al, 1979]

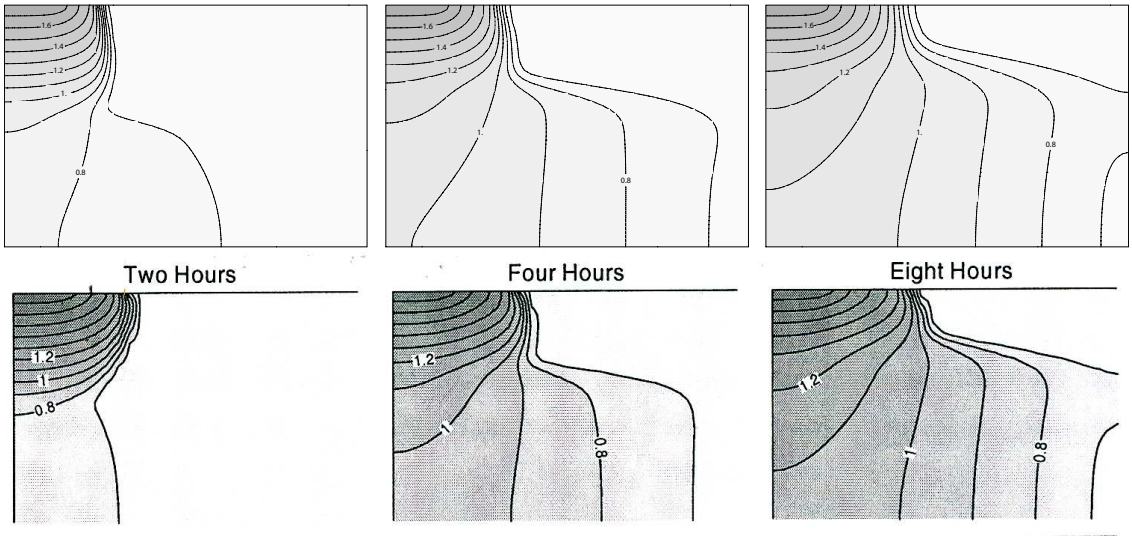


FIG. 1.3 – Comparaison des isocharges simulées à 2, 4 et 8 heures avec Cast3M (en haut) et le modèle InHM de VanderKwaak (en bas) [Vanderkwaak, 1999]

1.2 Résultats

Le modèle d'écoulement en milieux insaturé a déjà été validé avec des solutions analytiques [Mouche et Benet, 1997]. Les résultats présentés ici nous permettent d'évaluer la qualité de notre approche de modélisation dans un cas plus complexe. La figure 1.2 compare les hauteurs de nappe simulées avec notre modèle et les mesures réalisées par Vauclin et al [Vauclin et al, 1979]. Comme le montre la figure 1.2, la hauteur de nappe simulée à deux heures ne colle pas bien aux mesures de Vauclin et al. On simule une infiltration plus

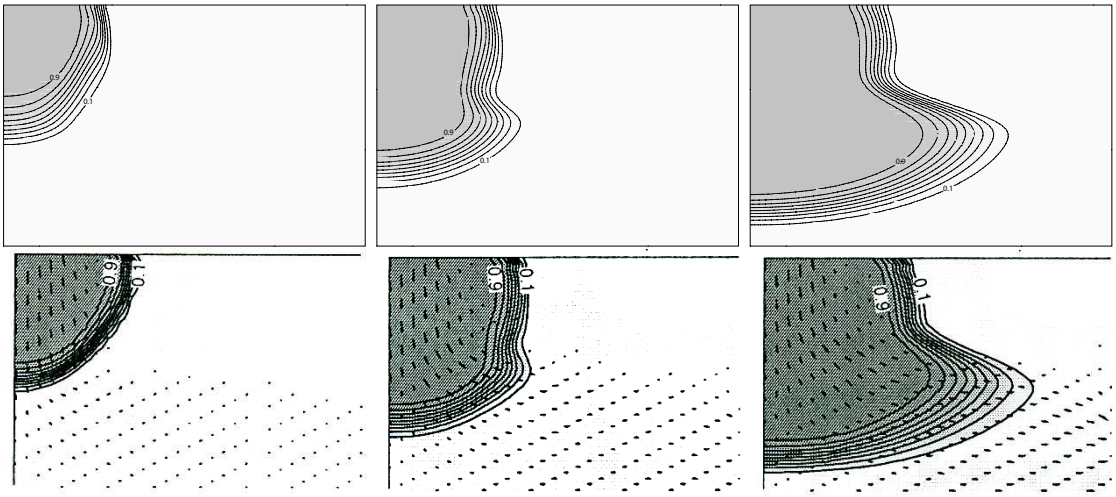


FIG. 1.4 – Comparaison des isoconcentrations simulées à 2, 4 et 8 heures avec Cast3M (en haut) et le modèle InHM de VanderKwaak (en bas) [Vanderkwaak, 1999]

rapide que l'infiltration réelle. La dynamique d'infiltration dans les sol sableux est difficile à représenter compte tenu de la raideur des fronts d'infiltration. De plus, cette dynamique est fortement conditionnée par les discrétisations et les lois caractéristiques entrées dans notre modèle [Vogel et al, 2001]. En effet, la condition initiale utilisée est une condition hydrostatique fixée à 0.65 mètre du fond du domaine. Compte tenu des lois choisies pour décrire le comportement du sol, la saturation initiale en surface est faible. Le front d'infiltration est donc raide et son avancée est fortement dépendante de la discrétisation spatiale choisies. Pour mieux représenter la progression du front d'infiltration et la recharge de la nappe, un maillage plus fin en surface devrait être utilisé. On constate néanmoins que les hauteurs de nappe simulées à 3, 4 et 8 heures sont en bon accord avec les mesures. Notre modèle d'écoulement en milieux saturés/insaturés semblent donc satisfaisant même s'il présente quelques imprécisions dans ce cas.

La figure 1.3 compare les isocharges simulées à 2, 4 et 8 heures avec notre modèle et celui de VanderKwaak. Le champ de charge simulé avec notre modèle à 2 heures confirme le fait que le front d'infiltration progresse trop vite au temps courts. En revanche, les champs de charge simulés à 4 et 8 heures avec les deux modèles sont en accord. Il faut noter ici que VanderKwaak utilise des lois caractéristiques différentes. Il emploie les lois classiques de Van Genuchten et cale les paramètres de ces lois visuellement. Ces différences dans les lois ainsi que dans les méthodes de résolutions numériques peuvent expliquer les différences entre les deux modèles.

La figure 1.4 compare les isoconcentrations simulées à 2, 4 et 8 heures avec notre modèle et le modèle de VanderKwaak. Malgré les différences notées dans les modèles d'écoulement, l'accord entre les différents champs de concentration est bon. Les champs de concentration montrent que l'eau de pluie commence par s'infiltrer sous la zone de flux imposé. Une fois la nappe rechargée par l'eau marquée, l'écoulement dans la zone

saturée se met en place. Le panache est alors déformé sous l'effet de cet écoulement, plus rapide que l'écoulement en zone non saturée. VanderKwaak utilise dans ses simulations un limiteur de flux. Cette technique permettant de minimiser la dispersion numérique n'est pas implémentée dans notre modèle. La dispersion numérique est de fait plus importante dans notre approche. Cela peut être à l'origine des légères différences observées entre nos modèles. On peut voir par exemple que les lignes d'isoconcentrations sont plus rapprochées dans ses simulations que dans les nôtres.

2

Validation du modèle de ruissellement

2.1 Comparaison avec la solution analytique de l'approximation de l'onde cinématique

Deux approximations des équations de Saint Venant complètes sont couramment utilisées pour modéliser les écoulements de surface : les approximations de l'onde cinématique et de l'onde diffusive (cf partie 2, paragraphe 1.2.2). Le modèle implémenté dans Cast3M utilise l'approximation de l'onde diffusive. Malheureusement, cette équation ne présente pas de solution analytique. En revanche, l'équation de l'onde cinématique a une solution analytique dans un cas simple monodimensionnel [Eagleson, 1970]. Pour évaluer notre modèle de ruissellement, les résultats de notre modèle sont comparés à cette solution analytique.

On simule la réponse d'une surface imperméable monodimensionelle (type surface goudronnée) à un événement pluvieux de durée finie. Le domaine considéré a une longueur de 183 mètres, une pente de 0.0016 et un coefficient de Manning de 0.025 $sm^{-1/3}$. Une pluie d'intensité $1.4 \times 10^5 ms^{-1}$ et d'une durée de 30 minutes est imposée à la surface du domaine. L'influence des discrétisations spatiale et temporelle est étudiée. La figure 2.1 compare la solution analytique de l'onde cinématique et deux hydrogrammes simulés avec deux pas de temps différents (1 seconde et 10 secondes) et un nombre de mailles fixe (10 mailles). La figure 2.2 présente cette même solution analytique et deux hydrogrammes simulés avec le même pas de temps (1 seconde) mais deux discrétisations spatiales différentes (10 et 100 mailles).

Ces figures montrent que l'accord entre les hydrogrammes simulés et la solution analytique de l'onde cinématique est bon. Les parties montantes et descendantes de l'hydrogramme sont très bien représentées par notre modèle de ruissellement. En revanche, le pic de ruissellement n'est pas très bien décrit. Comme prévu, notre approche de modélisation approche de façon plus douce le pic de ruissellement que l'approximation de l'onde cinématique. Ceci est lié au fait que l'on introduit un terme diffusif à l'équation de l'onde cinématique pour obtenir l'équation de l'onde diffusive.

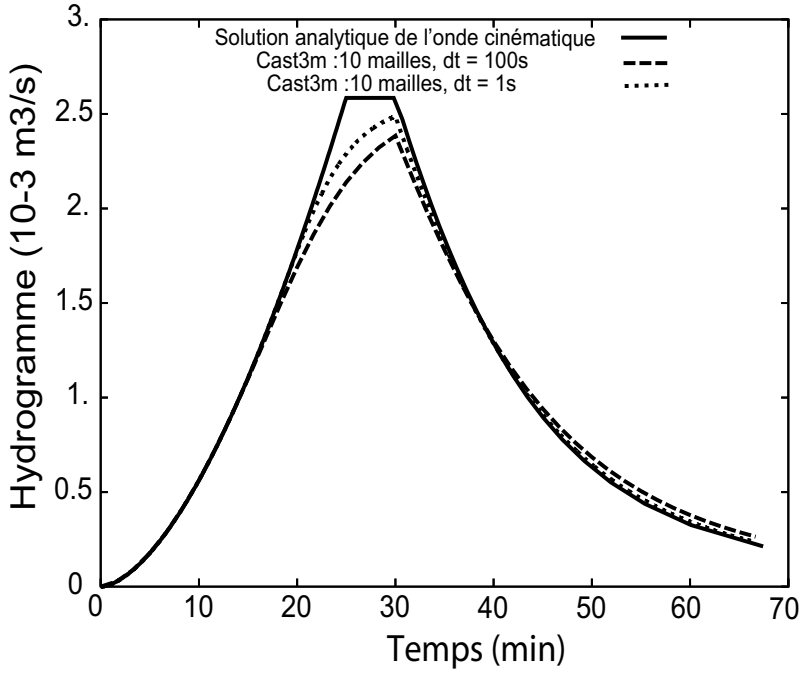


FIG. 2.1 – Comparaison entre le modèle de ruissellement Cast3m et la solution analytique de l'approximation de l'onde cinématique : effet de la discrétisation temporelle

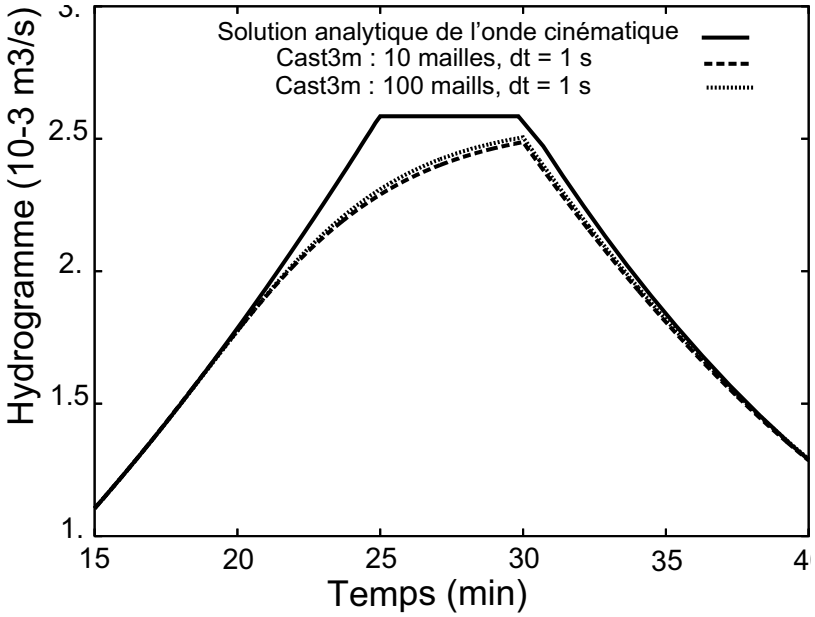


FIG. 2.2 – Comparaison entre le modèle de ruissellement Cats3m et la solution analytique de l'approximation de l'onde cinématique : effet de la discrétisation spatiale

La Fig 2.2 montre que, pour une simulation de ruissellement pur, l'impact de la discrétisation spatiale est faible. En effet, les deux hydrogrammes obtenus avec deux discrétisations spatiales différentes sont très proches. En revanche, la Fig 2.1 montre qu'un choix judicieux de pas de temps est nécessaire à la bonne représentation du phénomène de ruissellement. En effet, quand on augmente le pas de temps, la précision de notre approche de modélisation diminue. Ceci est lié à la condition à la limite itérative employée en sortie de domaine. Comme prévu, on constate que le flux en sortie est sous-estimé dans la phase ascendante de l'hydrogramme et qu'il est surestimé dans la phase descendante. La condition à la limite itérative permet de suivre l'évolution de la lame d'eau en sortie mais elle introduit un retard qui peut expliquer les différences observées. Ces effets liés à la condition à la limite utilisée sont moins marqués lorsque le pas de temps diminue. Pour bien suivre l'évolution de la hauteur de lame d'eau à l'exutoire du système, un petit pas de temps est donc nécessaire. Si le pas de temps employé est trop grand, des gradients de hauteurs de lame d'eau peuvent se créer et affecter la qualité des hydrogrammes simulés.

2.2 Ruissellement bidimensionnel sur une surface de type "livre ouvert"'

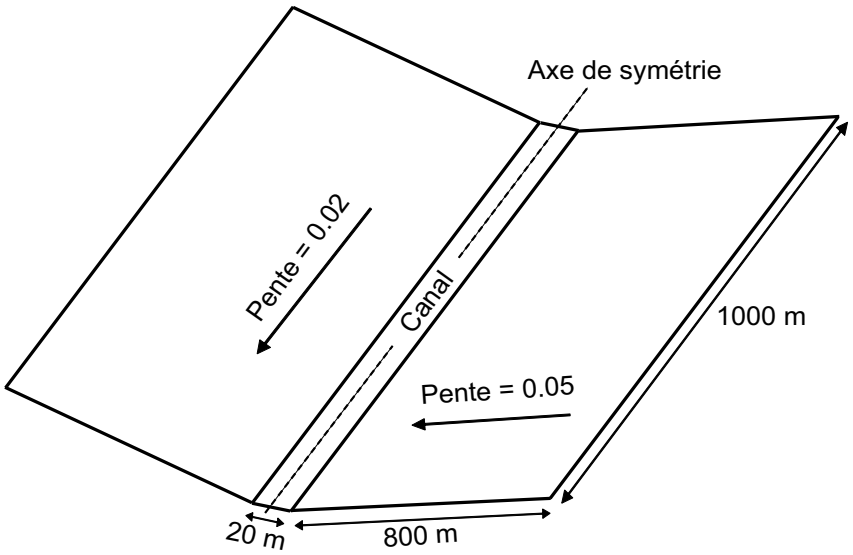


FIG. 2.3 – Représentation schématique de la géométrie de type "livre ouvert" de [Di Giammarco et al, 1996]

2.2.1 Description du cas test

Le problème considéré dans cette partie est un problème de ruissellement pur bidimensionnel généré par une pluie sur une surface de type "livre ouvert", comme présenté Fig 2.3.

Ce cas test a été présenté la première fois par di Giammarco et al [Di Giammarco et al, 1996] et fait aujourd'hui figure de cas test de référence pour la validation des modèles de ruissellement (e.g. [Kollet et Maxwell, 2005], [Vanderkwaak, 1999] ou [Panday et Huyakorn, 2004]). Dans son article, di Giammarco développe un modèle de ruissellement basé sur l'équation de l'onde diffusive et l'équation de Manning. Il résout cette équation par la méthode numérique dite des éléments finis avec volumes de contrôle et compare ses résultats aux résultats obtenus par le module de ruissellement du modèle SHE de Abbott et al [Abbott et al, 1986a] [Abbott et al, 1986b]. Les modèles comparés dans [Di Giammarco et al, 1996] couplent de façon externe les écoulements de surface et les écoulements dans les canaux. Dans leur domaine de calcul, le canal se situe 1 mètre sous le niveau des pentes et les écoulements d'eau du canal vers les pentes ne peuvent donc pas être modélisés. Notre approche de modélisation, plus générale, utilise la même équation pour modéliser les processus de ruissellement et d'écoulements dans les canaux. Il y a donc continuité entre le canal et les pentes.

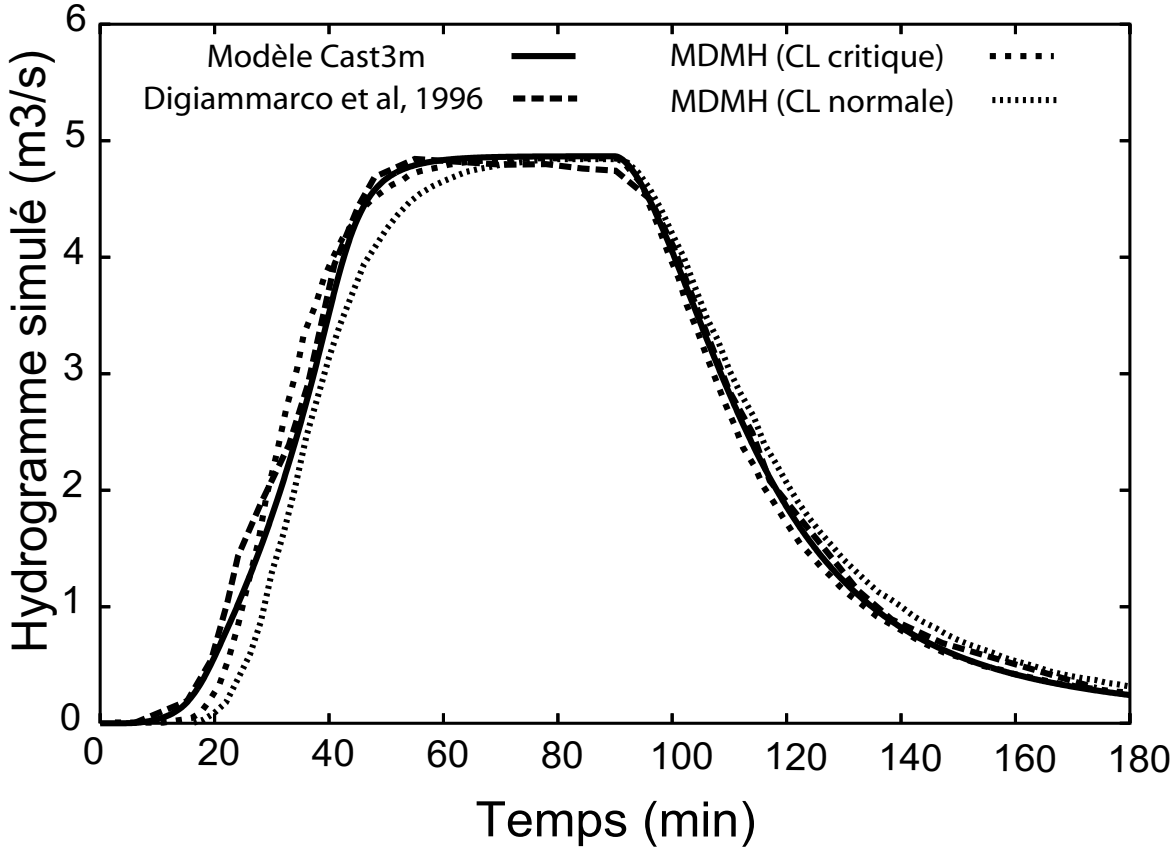


FIG. 2.4 – Comparaison des hydrogrammes simulés par notre modèle Cast3M, le modèle de di Giammarco [Di Giammarco et al, 1996] et le modèle de Panday et Huyakorn MDMH [Panday et Huyakorn, 2004]

Le système considéré comporte deux pentes de 1000 mètres de long pour 800 mètres

de large connectée par un canal de 10 mètres de largeur (voir Fig 2.3). On considère ici seulement la moitié du système pour des raisons de symétrie. Les pentes du système sont respectivement 0.05 perpendiculairement au canal et 0.02 parallèlement au canal. Le coefficient de Manning vaut 0.015 $sm^{-1/3}$ pour les pentes et 0.15 $sm^{-1/3}$ pour le canal. Une pluie d'intensité $3.10^{-6}ms^{-1}$ est imposée pendant 90 minutes sur l'ensemble du domaine (pente et canal). On suppose que la hauteur de lame d'eau initiale est nulle. Les pas d'espaces Δx et Δy sont constants égaux à 50 mètres. Le pas de temps Δt vaut 10 secondes tout au long de la simulation. La figure 2.4 présente les hydrogrammes simulés par notre modèle de ruissellement, par le modèle de di Giammarco et par le modèle MDMH de Panday et Huyakorn. Les résultats de notre modèle Cast3M sont obtenus avec la condition à la limite dite itérative présentée précédemment. Di Giammarco et al utilisent une condition à la limite critique en sortie de domaine. Panday et Huyakorn peuvent au choix imposer une condition critique ou normale en sortie de domaine. La comparaison des hydrogrammes simulés avec des conditions à la limite différentes à l'exutoire du domaine permet d'évaluer la qualité de la condition à la limite itérative implémentée dans notre approche de modélisation. La figure 2.5 représente les hauteurs de lame d'eau simulées au temps $t = 90$ minutes.

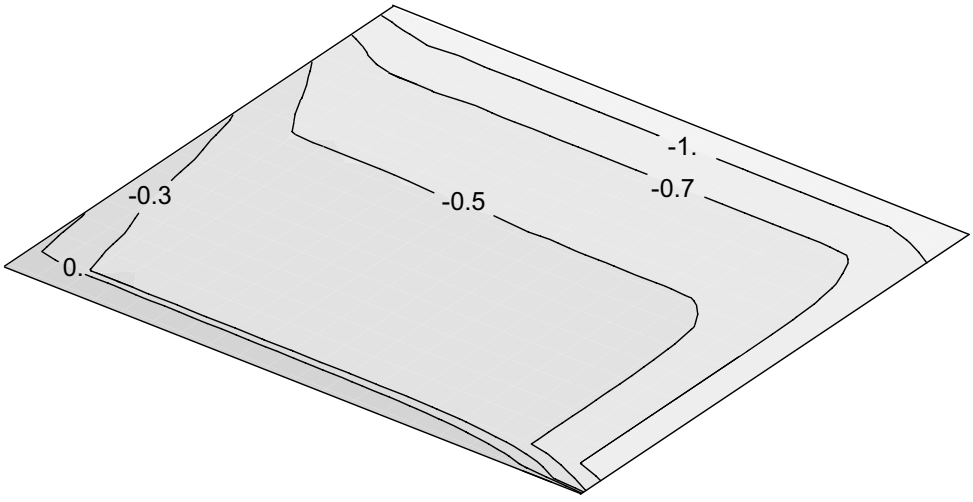


FIG. 2.5 – Hauteurs de lame d'eau simulées ($log_{10}(cm)$) pour $t = 90minutes$

2.2.2 Résultats

La figure 2.4 montre que le flux simulé avec notre approche de modélisation est en accord avec ceux simulés par les deux autres modèles. Cela signifie qu'à la fois notre modèle de ruissellement mais aussi notre condition à la limite permet de représenter de façon correcte le processus de ruissellement. De plus, ces résultats confirme que l'on peut utiliser le même formalisme mathématique pour décrire les écoulements de surface (ruissellement) et les écoulements dans les canaux. Cette approche intégrée permet d'éliminer les couplages externes employé dans les modèles de di Giammarco et al ou dans le modèle

SHE. La figure 2.5 montre qu'il y a continuité des hauteurs de lame d'eau entre les pentes et le canal. Ces hauteurs de lame d'eau ne sont pas représentées dans l'article de Di Giammarco. En revanche, elles le sont dans les travaux de VanderKwaak [Vanderkwaak, 1999]. Les hauteurs de lame d'eau simulées avec notre outil sont légèrement supérieures à celle simulées par le modèle INHM de VanderKwaak. Elles restent néanmoins dans le même ordre de grandeur. Les équations utilisées par VanderKwaak sont les mêmes que celle que l'on utilise mais l'implémentation numérique (notamment de la condition à la limite en sortie) et les outils de résolution sont différents. L'ensemble de ces différences dans les modèles peut expliquer la légère différence dans les résultats.

3

Vérification de l'approche de couplage par tenseur

Les deux parties précédentes ont permis d'évaluer respectivement le modèles d'écoulement/transport dans les milieux saturés/insaturés et le modèle de ruissellement. Dans cette partie, l'approche de couplage surface/subsurface par tenseur de conductivité hydraulique est vérifiée. Pour cela, un cas test d'infiltration en colonne verticale monodimensionelle est simulé. Le domaine de calcul comprend la couche de ruissellement et le domaine de subsurface. L'objectif est de vérifier que, sous l'effet de la forte conductivité hydraulique verticale K_{zz}, la charge est bien homogénéisée dans la couche de ruissellement et que le flux en bas de cette couche est bien égal à la pluie imposée à la surface de la couche. L'influence de la valeur de la conductivité hydraulique verticale K_{zz} est également étudiée. Dans le premier paragraphe, on simule un régime pour lequel le processus de ruissellement n'est pas actif. Cela signifie que l'on teste le fonctionnement de la couche de ruissellement dans le domaine des pressions négative lorsque l'intégralité de l'eau de pluie est censée s'infiltrer. On simule dans le deuxième paragraphe un régime de pluie hortonien pour évaluer la capacité du modèle à représenter la formation d'une lame d'eau en surface.

3.1 Régime d'infiltration pure

3.1.1 Description

La colonne considérée fait 1 mètre de hauteur. L'épaisseur de la couche de ruissellement vaut 0.01 mètre. Dans le domaine de subsurface, la discrétisation spatiale est fixe et le pas d'espace Δz vaut 2 centimètre. Un pas de temps Δt fixe de 100s est choisi. Les lois de van Genuchten pour la perméabilité relative et la teneur en eau sont utilisées. Les paramètres du sol considéré correspondent à ceux du Yolo Light Clay et sont issus de [Beaugendre et al, 2006] : $n = 1.9$, $\beta = 3.6$, la porosité $\omega = 0.55$, la teneur en eau résiduelle $\theta_r = 0.23$ et la conductivité hydraulique à saturation $K_{sat} = 5 \times 10^{-6} ms^{-1}$. Initialement, on impose une charge constante dans l'ensemble du domaine égale à $0.2m$. Une recharge R de $5 \times 10^{-7} ms^{-1}$ est imposée à la surface de la couche de ruissellement.

3.1.2 Résultats

Pour étudier l'influence de la conductivité hydraulique verticale K_{zz} sur le comportement de la couche, trois simulations sont réalisées. Seule la valeur de K_{zz} varie. Les autres paramètres sont fixes comme décrit précédemment. Une des grandeurs observées est l'erreur relative de flux E_ϕ, qui permet d'estimer la différence entre le flux imposé à la surface de la couche de ruissellement et celui qui s'infiltre à la surface du sol :

$$E_\phi = \frac{\phi_{sol} - \phi_{imp}}{\phi_{imp}} \tag{3.1}$$

avec ϕ_{sol} le flux d'eau qui traverse la surface du sol $[L^2T^{-1}]$ et ϕ_{imp} le volume de pluie imposé à la surface de la couche $[L^2T^{-1}]$. Les autres grandeurs qui nous intéressent sont les erreurs relatives entre la charge aux centres de la couche de ruissellement et les traces de charge haute et basse. Elles nous indiquent si la grandeur charge est bien constante le long de la verticale dans la couche. On définit donc deux indicateurs E_{Haut} et E_{Bas} de la manière suivante :

$$E_{TH} = \frac{T_{haut} - H_c}{Hc} \tag{3.2}$$

$$E_{TB} = \frac{T_{bas} - H_c}{Hc} \tag{3.3}$$

avec H_c la charge au centre de la maille de ruissellement $[L]$, T_{haut} la trace de charge sur la face haute de cette maille $[L]$ et T_{bas} la trace de charge sur la face basse de cette même maille $[L]$. Seule les valeurs maximales de ces indicateurs sont présentées dans les tableaux ci-dessous.

	$K_{zz} = 1 \times 10^{-6}\ ms^{-1}$	$K_{zz} = 1 \times 10^{-3} ms^{-1}$	$K_{zz} = 1.\ ms^{-1}$
max E_ϕ	1.3×10^{-13}	$2. \times 10^{-13}$	$2. \times 10^{-10}$
max E_{TH}	3.4×10^{-3}	3.3×10^{-6}	3.3×10^{-9}
max E_{TB}	3.4×10^{-3}	3.3×10^{-6}	3.3×10^{-9}

Le tableau ci-dessus nous indique que, quel que soit la valeur de conductivité hydraulique verticale K_{zz}, la différence entre le flux infiltré et le flux de pluie imposé est très petite. Cela signifie qu'une conductivité hydraulique verticale dans la couche de ruissellement supérieure à la conductivité hydraulique de la partie supérieure de la subsurface suffit pour que l'intégralité de la pluie imposée à la surface de la couche de ruissellement s'infiltre à la surface du sol. Les erreurs relatives de flux E_ϕ augmentent avec la valeur de K_{zz} mais restent très faibles. On peut donc dire que le tenseur de conductivité hydraulique remplit son premier rôle, i.e. à transmettre le flux imposé de pluie. On constate également que plus la valeur de K_{zz} est grande, plus les différences relatives entre la charge et les traces de charge sont faibles. Il faut donc pour homogénéiser correctement la charge dans la couche de ruissellement utiliser une valeur de K_{zz} grande. Pour le reste des exemples présentés, la valeur de K_{zz} est donc imposée à 1 ms^{-1}.

3.2 Régime de Horton

3.2.1 Description

Le système considéré est le même que celui utilisé dans le paragraphe précédent. Les dimensions, le sol et la condition initiale sont similaires. En revanche, on modifie la valeur du flux imposé en surface pour simuler un régime de Horton. Une recharge R de $1 \times 10^{-5} ms^{-1}$, soit $R = 2 \times K_{sat}$, est donc imposée à la surface de la couche de ruissellement pendant 10 minutes. Le temps total de simulation est de 15 minutes. Le maillage utilisé pour décrire un régime d'infiltration pure n'est pas adéquat pour représenter correctement la genèse d'une lame d'eau dans le cas d'un régime de Horton. En effet, l'intensité de pluie étant beaucoup plus importante, la saturation de la surface est rapide et le front d'infiltration raide. On utilise le même nombre de maille que le maillage initial mais on raffine le mailage dans la partie proche de la surface pour bien représenter la progression du front d'infiltration. Pour les mêmes raisons, le pas de temps est réduit et est égal à 1 seconde.

3.2.2 Résultats

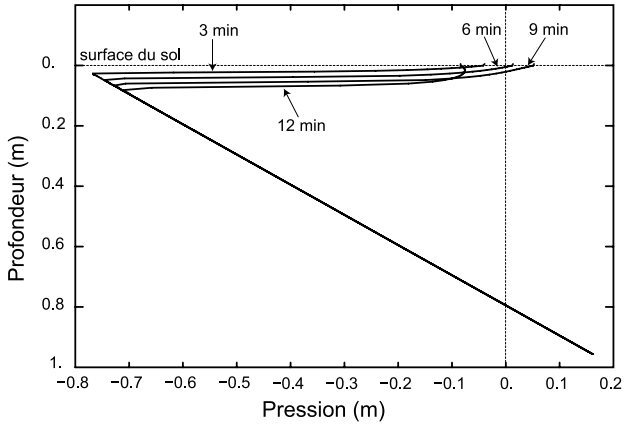


FIG. 3.1 – Profils de pression à 3, 6, 9 et 12 minutes

Les figures 3.1 et 3.2 présentent respectivement l'évolution des profils de pression dans l'ensemble du domaine et l'évolution de la hauteur de lame d'eau dans la couche de ruissellement. On constate figure 3.1 que la saturation de surface apparaît rapidement. Après 6 minutes de pluie, la pression à la surface du sol est positive et un profil de pression linéaire, caractéristique d'une zone complètement saturée, est visible en haut de la colonne. C'est l'apparition de cette zone saturée qui est responsable du refus d'infiltration et de la création d'une lame d'eau dans la couche de ruissellement. La pression en surface augmente jusqu'à l'arrêt de la pluie. Le profil à 12 minutes montre que la lame d'eau disparaît une fois la pluie stoppée. Cette observation est confirmée par la figure 3.2.

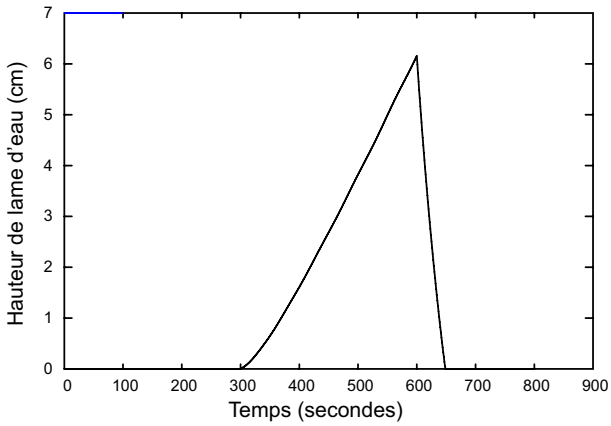


FIG. 3.2 – Évolution de la hauteur de lame d'eau en fonction du temps

Les indicateurs définis dans la partie précédente pour évaluer la qualité de l'homogénéisation de la charge dans la couche de ruissellement sont observés au cours de la simulation. Avec une conductivité hydraulique verticale égale à 1 ms^{-1}, les valeurs maximales de E_{TH} et de E_{TB} sont identiques égales à 1.6×10^{-7}. On conclut donc que la forte conductivité hydraulique verticale permet bien d'homogénéiser la charge dans le cas du ruissellement hortonien. La différence entre le flux infiltré et le flux imposé en surface de la couche de ruissellement n'a pas été regardé ici. En effet, lorsque le ruissellement apparaît, le flux infiltré décroît. La dynamique du ruissellement hortonien est étudiée dans un des chapitres de la dernière partie de ce manuscrit.

4

Vérification du modèle couplé

Ce nouveau chapitre s'attache à évaluer le modèle couplé surface/subsurface. Comme il a été dit dans l'introduction, il existe très peu de systèmes permettant de qualifier de tels modèles. L'expérience sur maquette d'Abdul et Gillham [Abdul et Gillham, 1984] et l'expérience numérique d'Ogden et Watts [Ogden et Watts, 2000] ont donc été choisies et simulées.

4.1 Le système d'Abdul et Gillham

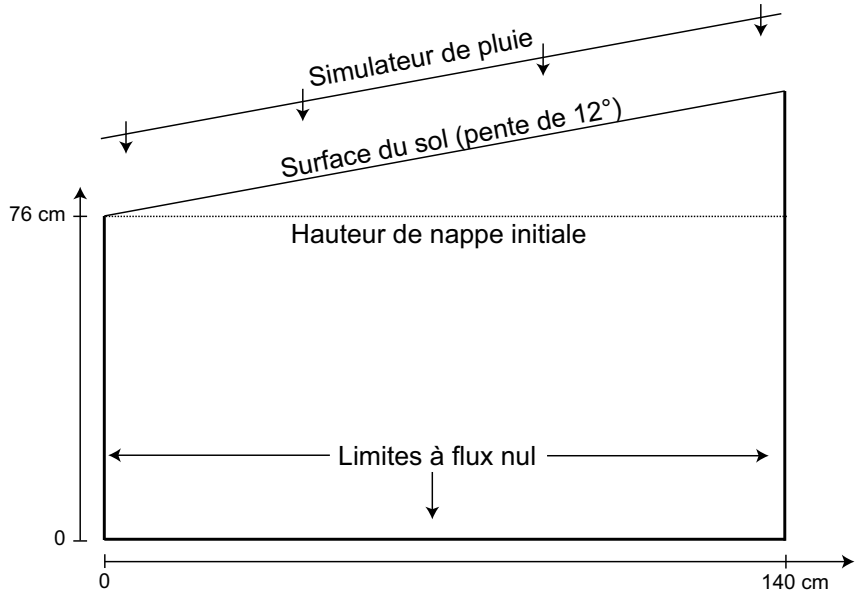


FIG. 4.1 – Représentation schématique du système d'Abdul et Gillham

La maquette expérimentale d'Abdul et Gillham a été imaginée en 1984 pour étudier le rôle de la frange capillaire dans la réponse rapide des zones proches du réseau hydrographique. C'est aujourd'hui, à notre connaissance, un des seuls systèmes expérimentaux

s'intéressant au partage ruissellement/infiltration de la littérature.

Description

Comme présenté Fig 4.1, ce système est une boite en plexiglas de 140 cm de long, 120 cm de hauteur (en prenant en compte le simulateur de pluie) et 8 cm d'épaisseur. Elle est remplie d'un sol sableux de granulométrie moyenne/fine et la pente de la surface du sol est de 12°. Les limites latérales et inférieure sont des limites à flux nul. Une recharge est imposée à la surface du sol. Ces conditions aux limites confèrent au système une dynamique particulière. En effet, la surface du sol est la seule surface d'échange existante : l'eau entre et sort du système à travers cette seule surface. La recharge appliquée à la surface du sol est marquée au bromure. Le flux et les concentrations de bromure sont mesurés à l'exutoire du domaine pendant l'intégralité des expériences. Les contributions relatives d'eau ancienne et d'eau nouvelle peuvent donc être déterminées expérimentalement.

Plusieurs expériences, avec notamment des conditions initiales différentes, ont été réalisées avec cette maquette. Dans l'expérience reproduite ici, le niveau initial de la nappe est situé à 76 cm de hauteur, soit la même hauteur que l'exutoire du système. Les courbes caractéristiques du sol utilisé ont été déterminées par Abdul et Gillham et montrent l'existence d'une frange capillaire d'environ 30 centimètres d'épaisseur. Compte tenu de l'état initial hydrostatique et de la hauteur de frange capillaire, la saturation dans l'ensemble du système est initialement proche de 1.

Dans leur article [Abdul et Gillham, 1984], Abdul et Gillham présentent également leur travaux de modélisation. Ils confrontent ainsi leur résultats expérimentaux aux résultats obtenus à l'aide d'un modèle éléments finis d'écoulement en milieux poreux partiellement saturés munis d'un algorithme de changement de condition à la limite pour gérer le partage ruissellement/infiltration. Dans son travail de thèse, Abdul [Abdul, 1985] prend en compte dans ce modèle la compression de la phase air et le phénomène d'hystérésis et obtient un bon accord entre mesures et simulations.

L'objectif de cette partie est de comparer les résultats obtenus avec notre modèle avec les résultats expérimentaux d'Abdul et Gillham. On simule donc numériquement une de leurs expériences. Compte tenu de la faible épaisseur du système, le domaine de calcul est bidimesionnel. Les dimensions du système sont 140 cm de long et entre 76 et 104 cm de hauteurs. Une recharge de 1.195×10^{-5} ms^{-1} est appliquée à la surface du sol pendant 20 minutes. Initialement, le niveau de la nappe est fixé à la même hauteur que l'exutoire, soit à 76 cm. La conductivité hydraulique à saturation du sol considéré vaut 3.5×10^{-5} ms^{-1} et sa porosité 0.34. Les lois de teneur en eau et de conductivité hydraulique relative sont approximées par les lois de van Genuchten. Après ajustement visuel sur les données d'Abdul et Gillham, des paramètres n et α de respectivement 5.5 et 2.3 m^{-1} ont été choisis. Le coefficient de Manning vaut 0.185 $sm^{-1/3}$. Pour pouvoir déterminer les parts d'eau nouvelle et ancienne dans l'hydrogramme, on suppose que l'eau de pluie contient une concentration de traceur égale à 1. Le coefficient de diffusion de l'équation de transport vaut 1.2×10^{-9} $m^2 s^{-1}$ et les dispersivités longitudinale et latérale 0.01 m. Plusieurs simu-

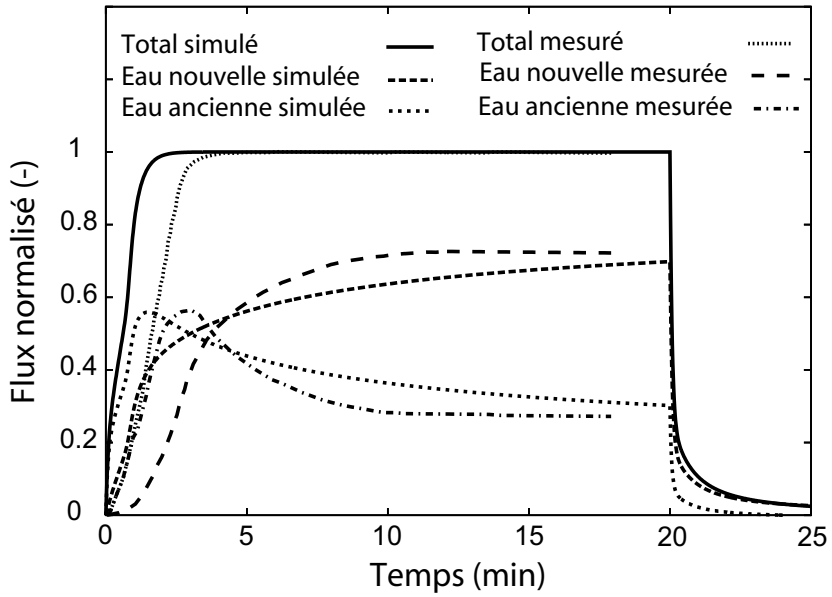


FIG. 4.2 – Comparaison des différents flux simulés et mesurés par Abdul et Gillham

lations avec différentes valeurs de diffusion et dispersivités ont été réalisées. Les valeurs données précédemment sont celles donnant le meilleur accord entre les résultats simulés et les résultats expérimentaux. Pour les résultats présentés ci dessous, un maillage raffiné en surface de 100×100 est utilisé. Le pas de temps initial vaut 10^{-1} seconde et augmente au cours de la simulation pour atteindre une valeur de 1 seconde.

Hydrodynamique

Comparaison flux total simulé/flux total mesuré Les flux totaux simulé et mesuré sont comparés sur la figure 4.2. Ces flux sont normalisés, i.e. divisés par le flux de pluie imposé. Comme prévu, le pic de flux est équivalent à la valeur du flux de pluie imposé. En revanche, on constate que la montée de l'hydrogramme n'est pas bien représentée. L'équilibre est atteint plus rapidement avec notre modèle qu'au court de l'expérience. L'hypothèse retenue pour expliquer cette montée d'hydrogramme trop rapide est la non prise en compte de la phase air dans notre modèle. Le phénomène de compression de l'air peut en effet augmenter la capacité de stockage du milieu pour les temps courts et la présence d'air peut considérablement ralentir le phénomène d'infiltration [Touma et Vauclin,1986]. Les travaux d'Abdul [Abdul, 1985] confirment cette hypothèse puisque, en prenant en compte la compression de l'air et le phénomène d'hystérésis, ses courbes simulées sont en bon accord avec les courbes mesurées.

Champs de charge Pour bien comprendre le régime d'écoulement dans le domaine, le champ de charge est représenté pour trois temps différents (30 seconde, 1 minute et

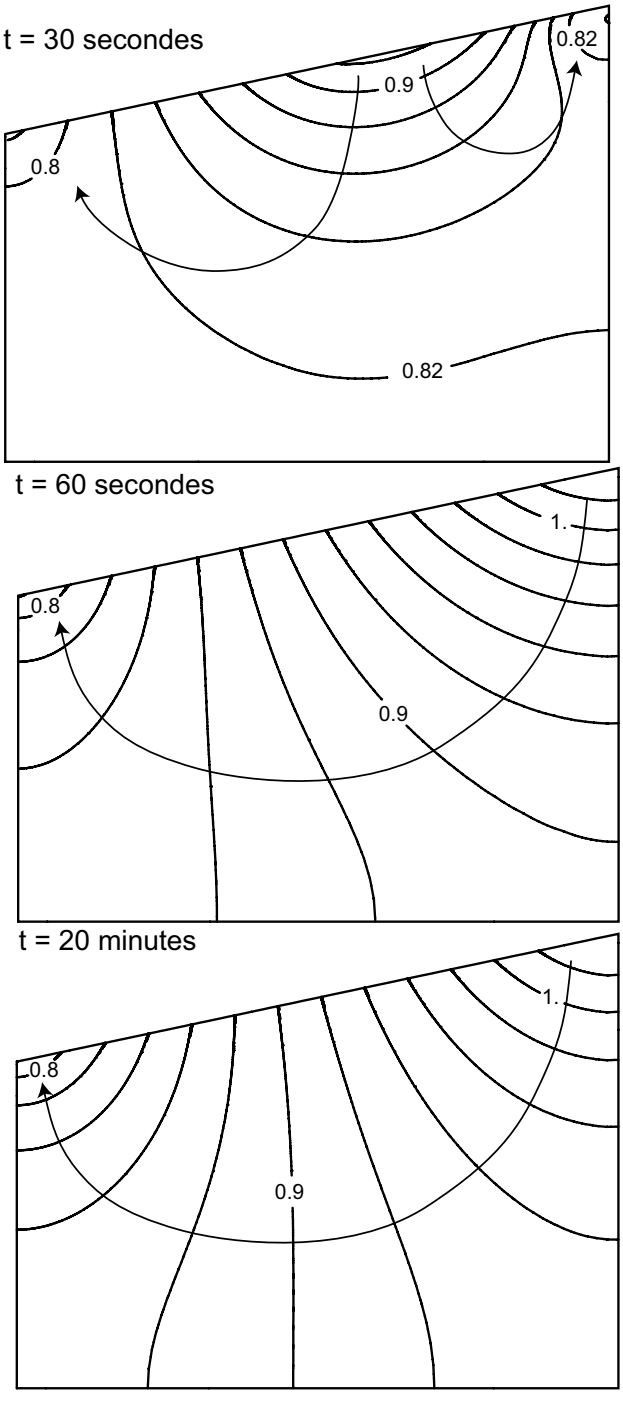


FIG. 4.3 – Isocharges calculées et directions d'écoulement schématiques dans le domaine à trois instants différents : t = 30 secondes, t = 1 minute et t = 20 minutes

20 minutes) en figure 4.3. Les deux premières figures correspondent à des états transitoires du système alors que la dernière présente le champ de charge à l'état permanent. Le champ de charge à 30 secondes montre l'existence d'une zone de divergence du champ de vitesse au milieu de pente. Dans cette zone, une partie de l'eau s'écoule vers le haut du domaine sous l'effet du gradient de charge. L'autre partie s'écoule vers la gauche dans la direction de l'exutoire. Ces résultats sont en accord avec les observations de Cloke et al [Cloke et al, 2005]. Dans leur simulations numériques, ils mettent en évidence cette phase où une zone de divergence existe et pensent que son existence est une condition nécessaire à une contribution forte et rapide d'eau ancienne à l'hydrogramme. En effet, cette zone de divergence conduit une partie de l'eau initialement présente dans le système à s'exfiltrer en bas de pente, ce qui pourrait expliquer la contribution importante d'eau ancienne. Cette zone de divergence se trouve d'ailleurs assez haut dans la pente à cet instant. Les champs de charge observés à des instants plus courts mais non présentés dans ce manuscrit montrent que cette zone apparaît dès le début de la simulation en bas de pente. Elle remonte ensuite le long de la pente jusqu'à atteindre le haut du domaine. On observe également que l'isocharge 0.82 mètre est presque orthogonale à la surface du sol. Un écoulement hypodermique parallèle à la surface du sol se produit donc dans cette région du domaine. Enfin, une zone d'exfiltration peut être observée en bas de pente. Le champ de charge à 1 minute montre que la zone de divergence a disparu. L'ensemble de l'écoulement s'organise pour conduire l'eau vers l'exutoire. Encore une fois on peut observer une zone d'exfiltration en bas de pente et une zone d'écoulement hypodermique en son milieu. Le champ de charge au permanent présente les mêmes caractéristiques que celui à 1 minute. Il est en accord avec les champs champs de charge au permanent présentés dans [Abdul et Gillham, 1984] et [Vanderkwaak, 1999].

Flux le long de la surface du sol Les projections du flux d'eau normalisé (par le flux d'eau imposé) le long de la surface du sol présentés figure 4.4 donnent un complément d'information sur la dynamique particulière du système. En effet, trois différentes zones sont observées aux trois instants considérés : une zone d'infiltration seule, une zone de partage ruissellement/infiltration et une zone d'exfiltration. Initialement très importante, la longueur de la zone d'infiltration diminue au cours du temps. Inversement, la longueur de la zone d'exfiltration augmente. La zone de partage ruissellement/infiltration correspond à la zone où un écoulement hypodermique a lieu. Dans cette zone, la surface du sol est saturée mais une partie de l'eau s'infiltre et alimente l'écoulement hypodermique. Ces figures montrent également l'existence de deux points particuliers : le point d'exfiltration (intersection de la courbe avec la ligne de flux nul) et le point de débordement (point à partir duquel l'intégralité de la pluie s'infiltre). La remontée de ces deux points le long de la pente au cours du temps est confirmée. Ces figures confirment le fait que dès le début de la pluie, un volume important d'eau s'exfiltre en bas de pente. Les valeurs de flux dans cette zone sont en effet positives et supérieures à 1.

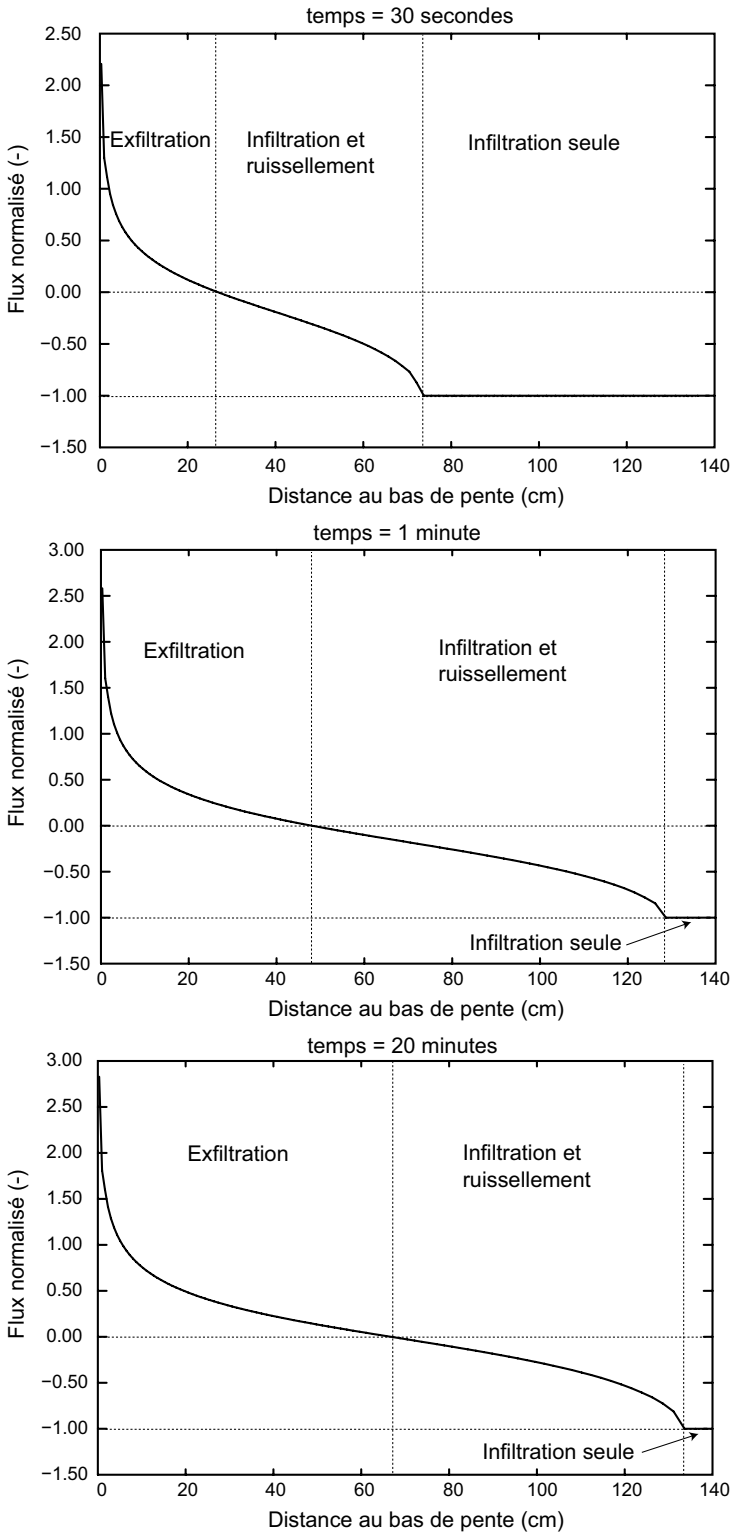


FIG. 4.4 – Projection du flux à la surface du sol à trois instants différents : t = 30 secondes, t = 1 minute et t = 20 minutes

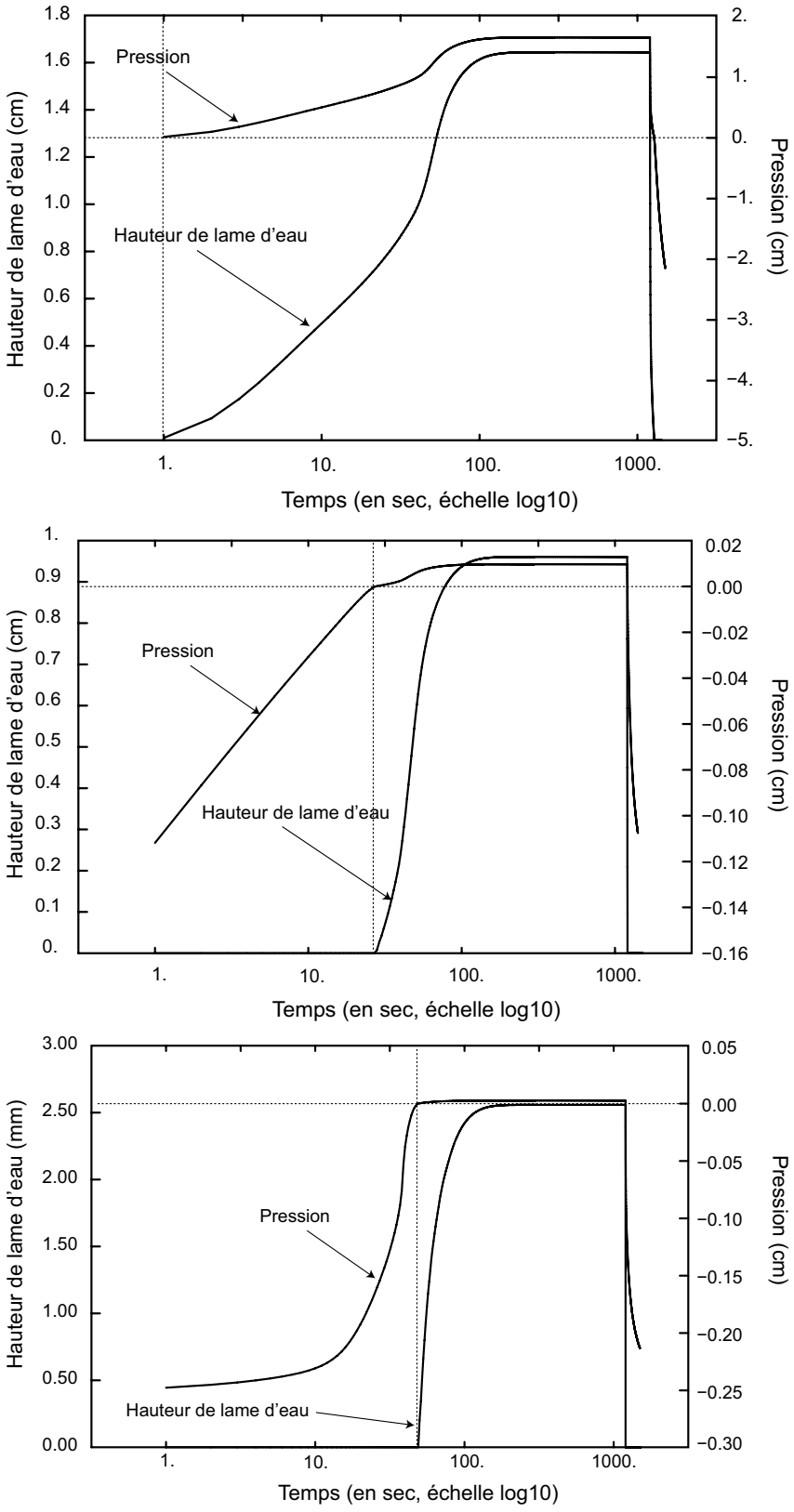


FIG. 4.5 – Évolution des pressions et hauteurs de lame d'eau en trois points différents : x = 20 cm, x = 70 cm et x = 120 cm

Pressions et hauteurs de lame d'eau La figure 4.5 présente l'évolution des pressions et des hauteurs de lame d'eau en trois localisations : en bas de pente (x = 20 cm), en milieu de pente (x = 70 cm) et en haut de pente (x = 120 cm). Les pressions sont calculées aux premiers noeuds rencontrés sous la surface du sol alors que les hauteurs de lame d'eau sont calculées dans la couche de ruissellement. La faible capacité de stockage liée à l'existence d'une frange capillaire est illustrée. En effet, une forte augmentation de pression est observée pour les trois points au temps courts. En bas de pente, la pression initiale est très proche de zéro et dès le début de la pluie la pression en surface atteint la valeur critique de zéro. Une partie infime d'eau de pluie s'infiltrant suffit à saturer la surface du sol et initier le processus de ruissellement. Pour les deux autres points, la saturation de la surface et le déclenchement du processus de ruissellement apparaissent plus tard, à cause de la saturation initiale plus faible. Comme prévu, la saturation de la surface du sol est l'élément déclencheur de la naissance d'une lame d'eau en surface. On constate également que la hauteur de lame d'eau au permanent décroît en remontant la pente.

Sensibilité au maillage Pour évaluer la qualité de la résolution numérique dans notre modèle, une étude de sensibilité au maillage a été conduite. Les résultats présentés ci-dessus ont été obtenu avec un maillage fin de 100×100 mailles. Des simulations avec des maillages plus grossiers ont été réalisées. Des maillages respectivement de 10×10 et 50×50 mailles ont été testés. La qualité des résultats simulés avec ces maillages s'est révélée très bonne. Les différents flux observées (flux infiltré, exfiltré et total à l'exutoire) sont similaires à ceux obtenus avec un maillage plus fin. L'influence du maillage sur ces flux n'est pas visible à l'oeil nu, ce qui explique qu'aucune figure sur cette étude n'est présentée ici. L'emploi du maillage fin se justifie dans le cadre de l'expérience de traçage numérique présentée ci-dessous pour limiter la dispersion numérique.

Expérience de traçage

Comparaison flux simulés/flux mesurés Les flux normalisés d'eau nouvelle et ancienne simulés et mesurés sont présentés figure 4.2. Les courbes de flux présentés sur cette figure correspondent aux meilleurs résultats obtenus après calage des paramètres de transport. Une étude de sensibilité sur la dispersivité est présentés dans un des paragraphes suivants. Les contributions relatives d'eau ancienne et nouvelle sont étroitement liées à l'hydrodynamique du système. Comme la cinétique simulée est plus rapide que la cinétique réelle du système, le pic d'eau ancienne est mal reproduit : il se produit à un temps plus court que dans l'expérience. Néanmoins, la figure 4.2 montre que notre approche de modélisation permet de reproduire correctement la tendance des courbes mesurées. La contribution d'eau ancienne au début de simulation est très importante. L'intégralité de l'eau s'écoulant à l'exutoire est alors de l'eau initialement présente dans le domaine. Une fois le pic d'eau ancienne atteint, sa contribution à l'hydrogramme diminue. Cette diminution correspond à l'augmentation de la contribution de l'eau nouvelle. Les évolutions des contributions en eau ancienne et en eau nouvelle sont donc en accord avec celles mesurées par Abdul et Gillham. Les valeurs atteintes en fin de pluie sont de plus très proches. Cela nous laisse penser que notre approche de modélisation permet de

reproduire numériquement des expériences de traçage.

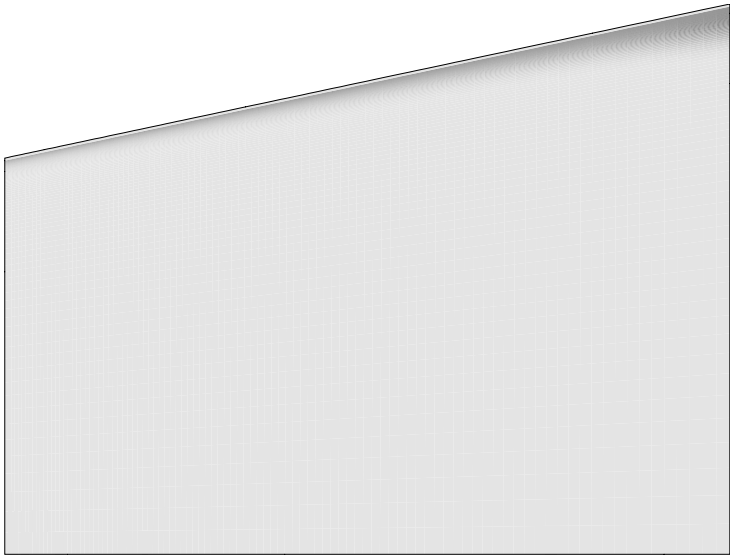


FIG. 4.6 – Champs de concentration à t = 20 minutes

Champ de concentration La figure 4.6 présente le champ de concentration au permanent du système. On rappelle ici que seule l'eau de pluie est marquée dans notre expérience de traçage numérique et que la concentration présentée ici correspond donc à une concentration en eau nouvelle. Alors que la pluie affecte le comportement de l'ensemble du système dès les premiers instants (cf partie précédente sur l'hydrodynamique du système), on constate que les processus de transport sont limités à une zone très fine proche de la surface. Ceci pourrait expliquer la forte contribution d'eau ancienne à l'hydrogramme de crue pour les temps courts. En effet, compte tenu de l'état initial proche de la saturation, une petite quantité de pluie infiltrée suffit pour modifier l'état de charge de l'ensemble du système. Comme décrit précédemment, cela entraîne la formation d'une zone de divergence des champs de vitesse responsable d'une exfiltration importante en bas de pente. L'eau de pluie marquée ne s'étant infiltrée que sur une petite épaisseur à la surface du sol, le volume d'eau nouvelle disponible pour l'écoulement est faible et la majorité de l'eau s'exfiltrant est alors de l'eau ancienne initialement présente dans le domaine. L'augmentation de la contribution d'eau nouvelle consécutive au pic de contribution d'eau ancienne est liée au développement de la surface saturée contributives. En effet, l'eau nouvelle tombant sur cette surface participe directement par ruissellement à l'hydrogramme. Comme la longueur saturée augmente au cours de l'expérience, la contribution en eau nouvelle par ruissellement augmente également.

Flux de traceur à la surface du sol Les projections des flux de traceurs convectif, diffusif et total sont représentées à trois instants en figure 4.7. On remarque tout d'abord, en observant les flux convectifs, qu'on retrouve les trois régimes de surface observés pour les flux d'eau. Les points de débordement et d'exfiltration sont les mêmes que ceux présentés

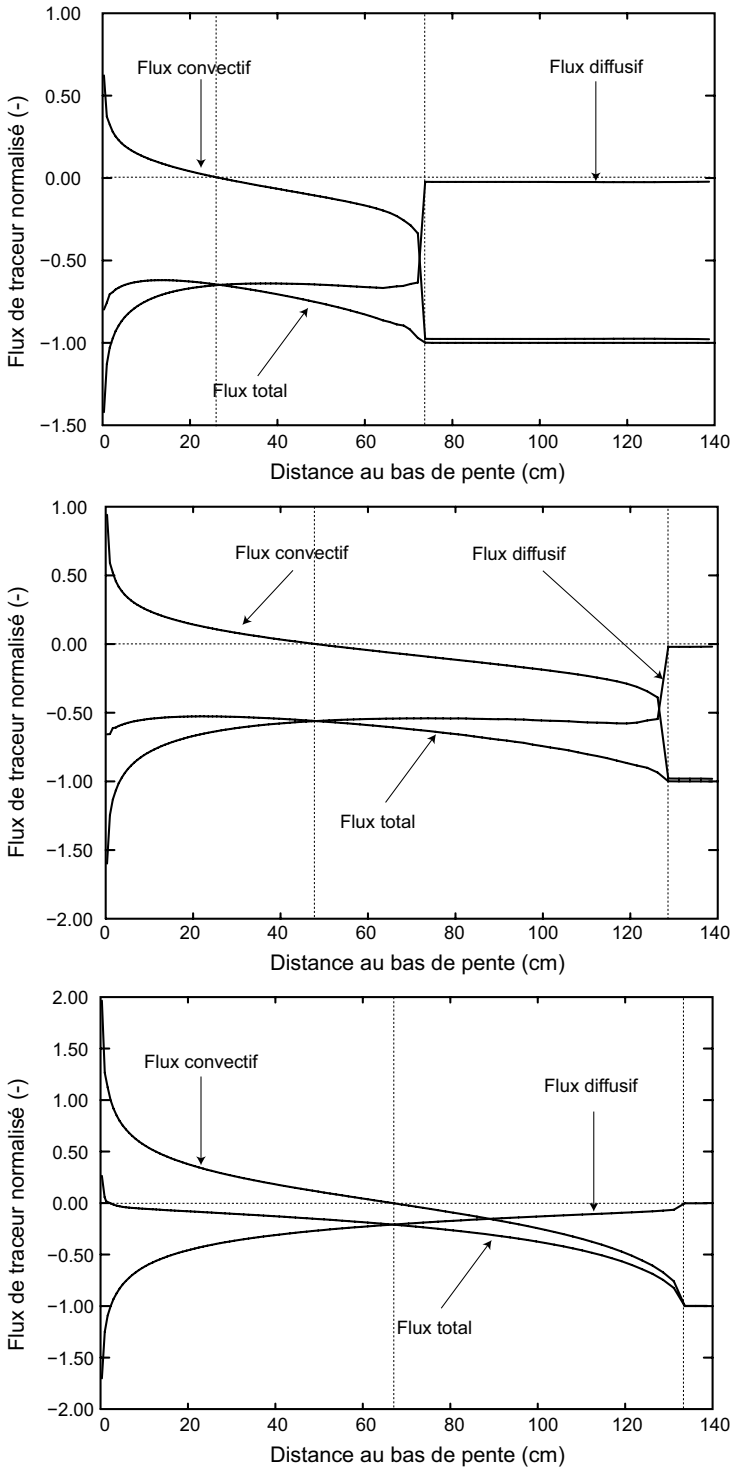


FIG. 4.7 – Projection des flux convectif, diffusif et totaux à trois instants différents : t = 30 secondes, t = 1 minute et t = 20 minutes

figure 4.4. Ces figures nous indiquent que l'intégralité de l'eau qui s'infiltre dans la zone supérieure d'infiltration seule est de l'eau marquée. Cela signifie que l'eau s'infiltrant dans cette zone est de l'eau de pluie. La majorité du flux entrant est constitué du flux convectif. Les gradients de concentration dans la partie supérieure du sol explique l'existence d'un flux diffusif entrant. Les deux autres zones montrent des comportements différents.

On constate que dans ces zones la compétition entre le transport convectif et diffusif est bien plus forte. Les flux convectifs suivent les tendances observées figure 4.4. Le transport diffusif est lui le résultat de forts gradients de concentration observé dans la zone de surface identifiée dans le paragraphe précédent. La zone d'exfiltration est particulièrement intéressante. On constate que le flux convectif tend à faire sortir du domaine du traceur par exfiltration. Néanmoins, du fait des très forts gradients de concentration dans cette zone, le transport diffusif annule cet effet en faisant pénétrer le traceur dans le domaine et le flux de traceur est globalement entrant. Ces observations confirment les résultats obtenus par Jones et al dans [Jones et al, 2006]. Dans leur travaux, Jones et al remettent en question à l'aide d'un modèle d'écoulement/transport similaire au notre les interprétations des expériences de traçage qui montrent une prédominance de l'eau ancienne dans l'hydrogramme de sortie. Selon eux, les méthodes d'interprétation des expériences de traçage surestiment la contribution en eau ancienne en ne prenant pas en compte explicitement les processus de mélange diffusif et dispersif. Ils confrontent à l'aide de leur modèle les contributions en eau ancienne obtenues avec des méthodes de séparation d'hydrogramme classiques et les flux d'eau simulés en ne prenant pas en compte les phénomène de mélange. Les résultats obtenus montrent que la contribution en eau ancienne simulée sans mélange est bien plus faible que celle estimée avec les méthode classiques. Ils en concluent donc que, dans les expériences de traçage, la signature des eaux tracées est altérée par les processus de mélange et que les contributions en eau ancienne déterminées à partir des méthodes classiques de séparation ne correspondent pas aux véritables flux d'eau ancienne, i.e. les flux dirigés par des gradients de charge. En observant la figure 4.7, on constate que les processus de mélange diffusif et dispersif affectent réellement les contributions relatives d'eaux ancienne et nouvelle. Sans les processus de mélange, le transport ne serait que convectif et la contribution en eau nouvelle serait bien plus importante. Dans notre cas, les processus de mélange diluent le traceur en surface. Le mélange réduit donc la quantité de traceur sortant du domaine et la contribution en eau nouvelle est alors sous-estimée. Il apparaît alors nécessaire de modéliser les processus de mélange pour retrouver les résultats expérimentaux déduits des méthodes classiques de séparation d'hydrogramme. Pour confirmer ces observations, une simulation avec des coefficients de diffusivité et de dispersivité très faible - respectivement $10^{-9}m^2s^{-1}$ et $10^{-9}m$- a été réalisé. Les résultats sont présentés figure **??**. On constate que lorsque les processus de mélange ne sont pas pris en compte et que l'on considère le transport advectif seul, la contribution en eau ancienne est bien plus faible. Ces résultats confirment les conclusions de Jones et al [Jones et al, 2006].

Influence de la dispersivité Pour terminer l'évaluation de notre modèle couplé écoulement/transport, l'influence de la dispersivité utilisée dans l'équation de transport a été étudiée. Les contributions relatives d'eau ancienne pour trois valeurs de dispersivité (10^{-2} m, 5×10^{-3} m et 10^{-3} m) sont représentées figure 4.9. On constate que la contribution

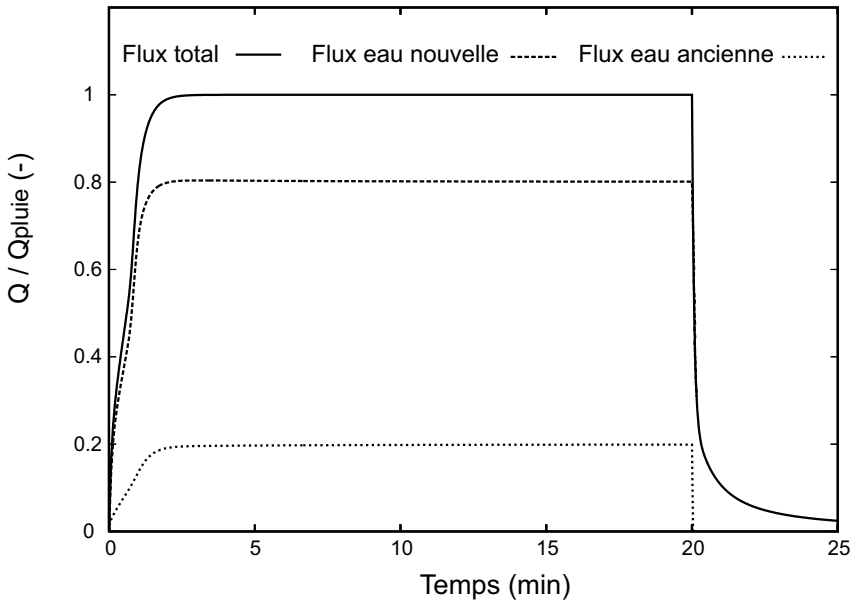


FIG. 4.8 – Contributions relatives en eau ancienne et nouvelle dans le cas de transport convectif pur

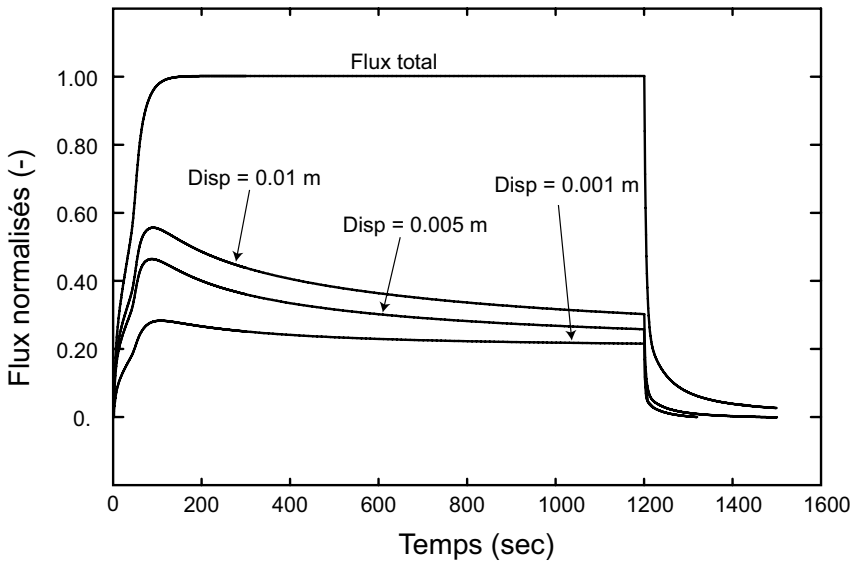


FIG. 4.9 – Influence de la dispersion sur la contribution relative en eau ancienne à l'hydrogramme total

en eau ancienne diminue avec la dispersivité. Cela confirme les conclusions du paragraphe précédent. En effet, les processus de mélange sont moins importants quand la dispersivité est faible. La dilution du traceur est donc moindre avec une dispersivité faible, ce qui conduit à une contribution en eau ancienne moins importante. Enfin il faut noter que le paramètre de dispersivité de l'équation de transport peut également être envisagé comme un paramètre de calage du modèle. Une étude de sensibilité sur ce paramètre permet de simuler un pic d'eau ancienne égal au pic d'eau ancienne observé. C'est précisément la démarche qui a été utilisée dans ce travail.

4.2 Le système d'Ogden et Watts

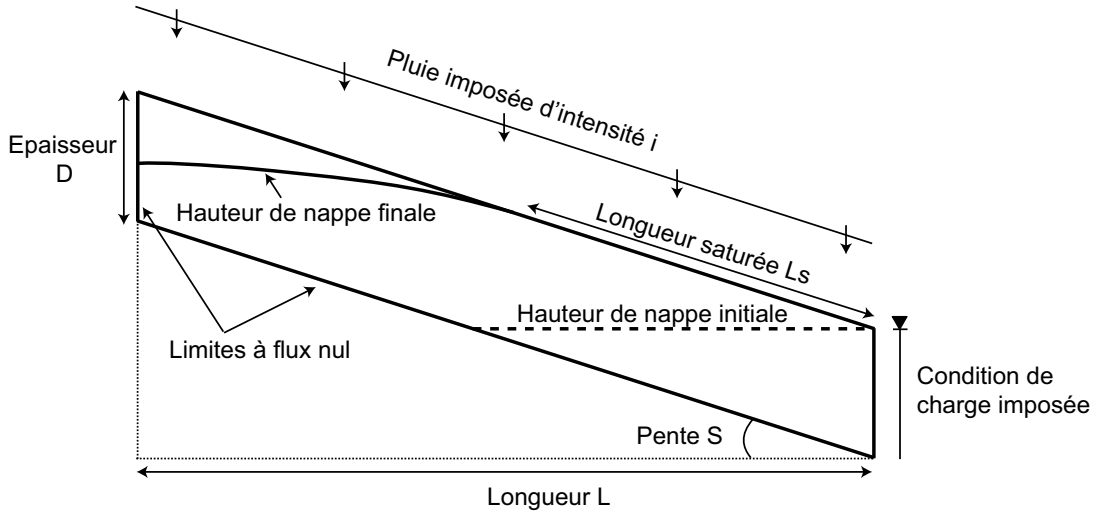


FIG. 4.10 – Représentation schématique du système d'Ogden et Watts [Ogden et Watts, 2000]

Ogden et Watts présentent dans [Ogden et Watts, 2000] une maquette numérique imaginée pour étudier le ruissellement sur surface saturée contributive. Le système considéré, présenté figure 4.10, est une tranche de sol censée représenter une zone de subsurface proche de la surface du sol. L'objectif de leur travail est de comprendre l'influence de différents paramètres géométriques (épaisseur, longueur et pente) et physiques (intensité de la pluie et conductivité hydraulique à saturation du milieu) sur la formation et l'évolution dans le temps d'une surface saturée contributive. Pour cela, ils réalisent plus de 400 simulations avec un modèle d'écoulement en zone saturée et non saturée disposant d'un algorithme de changement de condition à la limite pour gérer le processus de ruissellement. A l'aide de ce modèle, une étude de sensibilité très complète aux différents paramètres évoqués précédemment est réalisée. Ils dérivent également dans leur article des relations analytiques permettant d'estimer le temps à l'équilibre ainsi que la longueur saturée au régime permanent. L'objectif de cette partie est de reprendre partiellement les travaux d'Ogden et Watts pour évaluer notre modèle, comme réalisé dans les travaux

de Beaugendre et al [Beaugendre et al, 2006]. Compte tenu du manque de systèmes expérimentaux présentés dans la littérature pour valider de tels modèles, cette maquette numérique semble représenter un cas test pour qualifier notre approche de modélisation.

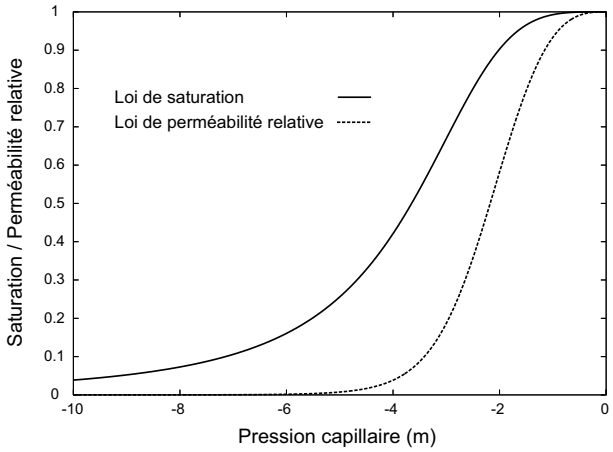


FIG. 4.11 – Lois de saturation et de perméabilité relative du sol utilisé dans [Ogden et Watts, 2000]

Description

La géométrie du système est présenté figure 4.10. Les limites gauche et basse du système sont des limites à flux nul. Un flux est imposé à la surface du sol pour simuler une pluie. Pour simuler la présence d'une rivière à l'exutoire du domaine, la limite droite du système est une limite à charge imposée, égale à la hauteur D du système. Nous nous sommes focalisés sur l'influence des paramètres épaisseur D et longueur L sur la genèse d'une surface saturée contributive. Trois géométries différentes ont donc été considérées : L = 30 m et D = 1m, L = 50 m et D = 1 m et L = 50 m et D = 2 m. Pour ces trois géométries, la pente S_0 et l'intensité de la pluie i sont égales respectivement à 10% et $8.6 \times 10^{-6}\ ms^{-1}$. La conductivité hydraulique à saturation est la même que celle utilisée par Ogden et Watts dans leur article et vaut $1.4 \times 10^{-3} ms^{-1}$. Les lois de teneur en eau et de perméabilité relative du sol sont approximées par les lois de van Genuchten. Dans leur article, Ogden et Watts donnent comme paramètres : $\alpha = 0.326\ m$ et $n = 3.9$. C'est ce jeu de paramètres que nous avons utilisé pour nos simulations. Le maillage pour un domaine de 30 m $\times$ 1m comporte 1800 éléments (60 mailles selon l'horizontal, 30 selon la verticale). Les maillages pour les deux autres géométries sont similaires et comportent 3000 éléments (100 mailles selon l'horizontal, 30 selon la verticale). Le maillage vertical est raffiné en surface pour bien représenter le processus d'infiltration. Dans le cas du système de $30m \times 1m$, une expérience de traçage numérique est réalisée. On marque l'eau de pluie pour déterminer sa contribution à l'hydrogramme total. Les paramètres de diffusion et de dispersivité valent respectivement $10^{-9} m^2 s^{-1}$ et 10^{-2} m.

Grandeurs observées

Les grandeurs observées sur ce système sont :

- La longueur saturée L_{sat} définie à partir de l'exutoire du système comme la longueur de pente pour laquelle la surface est saturée. Elle est normalisée par la longueur totale du système L.

- Le flux total sortant du système Q_{tot}, somme du flux sortant par la limite à charge imposée Q_{sol} et du flux sortant par la limite basse de la couche de ruissellement Q_{ruiss}. Ces flux sont normalisés par le flux de pluie imposé Q_{pluie}.

- Le flux de ruissellement direct Q_{direct} calculé à partir du flux ruisselé total Q_{ruiss} et du flux exfiltré Q_{exf}. En réalisant un bilan d'eau sur le domaine de surface, on obtient la relation suivante : $Q_{direct} = Q_{ruiss} - Q_{exf}$. Cette relation traduit le fait que le ruissellement total est alimenté par l'eau qui s'exfiltre et l'eau qui ruisselle directement à la surface du sol. Dans les figures suivantes, ce flux est normalisé par le flux de pluie imposé Q_{pluie}

- le temps à l'équilibre défini comme le temps nécessaire pour que le flux total Q_{tot} soit égal à 99.5% du flux de pluie imposé Q_{pluie}.

- le flux total d'eau ancienne Q_{anc} et celui d'eau nouvelle Q_{nouv}. Ils sont normalisés par le flux total de pluie imposé Q_{pluie} qui correspond au flux total de traceur imposé en surface.

- le flux d'eau nouvelle sortant par la face basse de la couche de ruissellement $Q_{ruissnouv}$. il est normalisé par le flux total de pluie imposé.

Relation analytique pour la longueur saturée

Dans leur article, Ogden et Watts dérivent une relation analytique pour évaluer la longueur saturée atteinte au régime permanent. Pour cela, ils supposent que le flux d'eau dans la zone saturée à la verticale du point d'intersection entre la nappe et la surface du sol au régime permanent équivaut au flux qui s'infiltre en amont de ce point. En supposant de plus que le gradient de charge au point d'intersection entre la nappe et la surface du sol vaut la pente topographique S_0, ils en déduisent la relations suivante :

$$\frac{L_{sat}}{L} = 1 - \frac{DK_{sat}S_0}{iL} \tag{4.1}$$

où K_{sat} est la conductivité hydraulique à saturation du milieu considéré. Le terme $DK_{sat}S_0$ de cette équation représente le flux d'eau traversant la zone saturée, le terme iL le flux d'eau s'infiltrant en amont du point de débordement. L'épaisseur D et la longueur L interviennent dans cette équation. Cette relation montre que plus l'épaisseur du système augmente, plus la longueur saturée au régime permanent diminue ; inversement, la longueur

saturée au permanent augmente avec la longueur du système L. L'objectif des simulations réalisées est de comparer les longueurs saturées au permanent simulées à celles évaluées avec la relation analytique décrite ci-dessus et de vérifier que notre modèle reproduit bien l'influence de D et L déduites de l'équation d'Ogden et Watts. Les évolutions de différents flux seront également observées pour mieux comprendre l'influence des paramètres D et L sur la dynamique du système.

$L \times D$ $(m \times m)$	30×1	50×1	50×2
Temps à l'équilibre t_e (h)	1.2	5.3	10.6
L_{sat}/L simulé (%)	48	69	37
1 - $(DK_{sat}S_0)/(iL)$ (%)	44	66	33

FIG. 4.12 – Temps à l'équilibre, longueurs saturées simulées et théoriques pour les trois géométries considérées

Résultats

Temps à l'équilibre Le tableau 4.12 présente les temps à l'équilibre pour les trois géométries considérées. Il apparaît que le temps nécessaire pour atteindre l'équilibre augmente avec la taille du système. Cette observation semble logique et est en accord avec le comportement du système simulé par Ogden et Watts. L'intensité de pluie étant identique pour les trois simulations, il semble naturel qu'un temps plus grand soit nécessaire pour remplir un domaine plus important en volume. Les temps à l'équilibre obtenus avec notre modèles sont en accord avec ceux présentés par Beaugendre et al dans [Beaugendre et al, 2006]. Néanmoins, ces temps sont bien plus courts que ceux présentés par Ogden et Watts dans leur article. Les lois de saturation et de perméabilité relative utilisées sont présentées figure 4.11. Le sol présente une longueur capillaire très importante et la loi de perméabilité relative décroît doucement. Avec une condition initiale hydrostatique, l'état initial du système est donc proche de la saturation et les conductivités hydrauliques assez importantes. Il semble donc logique de trouver des temps à l'équilibre courts. On peut donc raisonnablement penser que les paramètres des lois de van Genuchten donnés dans l'article ne sont pas ceux réellement utilisés pour réaliser l'étude de sensibilité.

Longueurs saturées Le tableau 4.12 montre que les valeurs de longueurs saturées simulées au régime permanent sont en accord avec la relation analytique dérivée dans [Ogden et Watts, 2000]. On observe de légères différences mais, compte tenu des approximations réalisées pour dériver cette équation (notamment approximer le gradient de charge par la pente topographique), il semble que notre modèle représente correctement la dynamique du système. Ces résultats indiquent que le champ de vitesse à l'équilibre dans le domaine de subsurface est principalement tangentiel à la surface du sol. On retrouve de plus les influences des paramètres D et L déduites de la relation analytique. A l'état permanent, La longueur saturée simulée augmente donc bien avec la longueur du système

et diminue quand l'épaisseur D augmente.

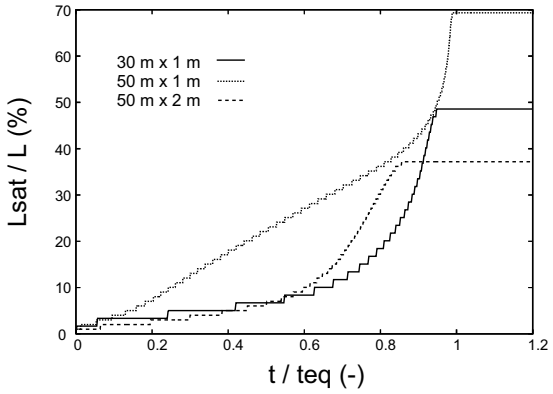


FIG. 4.13 – Évolutions des longueurs saturées normalisées pour les trois géométrie considérées

Pour affiner notre compréhension de ce système, les évolutions des longueurs saturées sont représentées figure 4.13 pour les trois géométries. Elles nous indiquent que plus l'épaisseur du système est faible, plus sa réponse est non linéaire et rapide. Cette différence de cinétique est liée à l'existence d'une frange capillaire. Les lois de saturation et de perméabilité relative présentées figure 4.11 montrent que le sol utilisé par Ogden et Watts a une hauteur capillaire importante et que la décroissance de la conductivité hydraulique avec la pression capillaire est lente et douce. Lorsque le système est fin, la frange capillaire occupe initialement une partie plus importante de la zone non saturée. Cette zone est très perméable compte tenu des lois utilisées, ce qui explique l'évolution plus non linéaire et rapide de la longueur saturée. Il faut noter ici que le tracé en fonction du temps normalisé masque la différence de cinétique sur la figure. Le temps à l'équilibre augmentant avec la taille du système, l'augmentation brutale observées dans l'intervalle de temps $[0.8, 1.]$ pour les deux systèmes d'épaisseur $D = 1$ mètre se produit en réalité sur un temps très court.

Différents flux La figure 4.14 présente les évolutions du flux total, du flux sortant par la limite à charge imposée (i.e. par le sol) et du flux ruisselé. Ces évolutions nous montrent que le volume d'eau transitant par le sol et sortant du système par la limite à charge imposée augmente avec l'épaisseur du système. Cette observation est en accord avec ce que laisse supposer les considérations analytiques d'Ogden et Watts. On constate également que la longueur du système joue un rôle important dans la dynamique. La part du ruissellement dans l'hydrogramme de crue est plus importante pour un système de $50m \times 1m$ que pour un système de $30m \times 1m$. Cette observations est à relier aux évolutions respectives de longueurs saturées. La longueur saturée croît plus rapidement et atteint une valeur au permanent plus grande pour le système de 50 mètres de long, ce qui explique un ruissellement direct sur surface saturée plus important et donc une plus grande contribution de ce processus dans l'hydrogramme total. Ce diagnostique est confirmé par

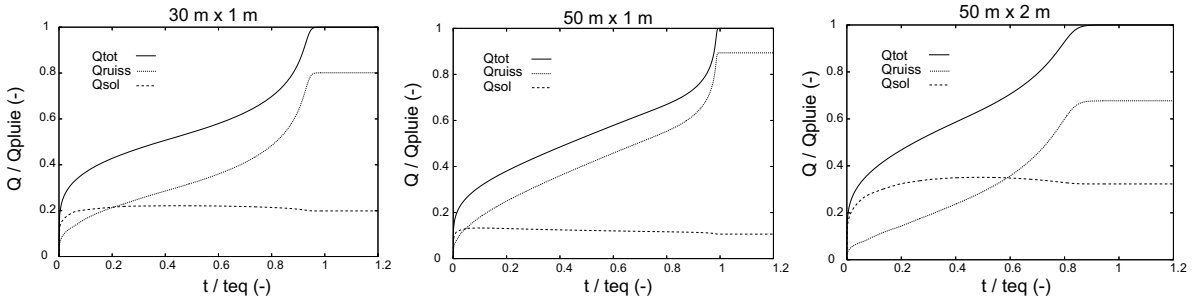


FIG. 4.14 – Évolutions des flux totaux, sortant par le sol et par la couche en fonction du temps pour les trois géométries considérées

les évolutions de flux ruisselé et de flux ruisselé direct représentées figure 4.15. On constate en effet que la part de ruissellement direct dans le ruissellement total augmente avec la longueur du système pour une épaisseur de 1 mètre. Une comparaison des évolutions pour les systèmes de $50m \times 1m$ et de $50m \times 2m$ montre de plus que le ruissellement direct est moins important quand l'épaisseur du système augmente. On en déduit donc que le processus d'exfiltration est plus important pour les systèmes de forte épaisseur.

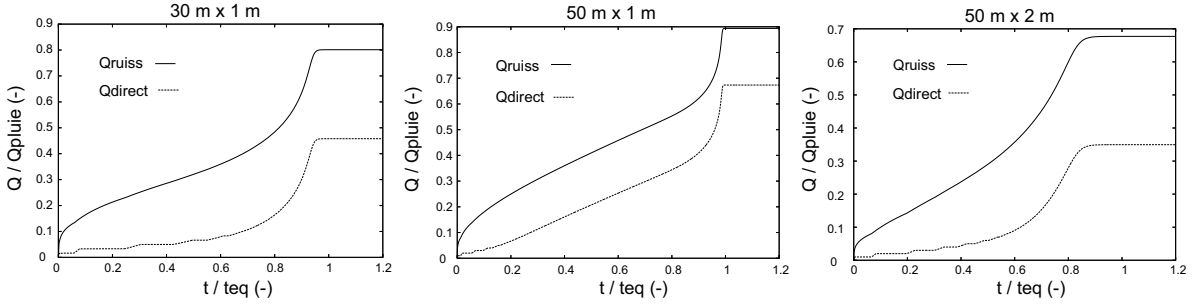


FIG. 4.15 – Évolution des flux ruisselé et directs en fonction du temps pour les trois géométries considérées

Expérience de traçage La figure 4.16 présente l'évolution des contributions relatives d'eau ancienne et d'eau nouvelle à l'hydrogramme total et l'évolution de la contribution d'eau nouvelle au flux ruisselé pour un système de $30m \times 1m$. On observe que la contribution d'eau ancienne à l'hydrogramme de crue est majoritaire. Comme dans l'expérience d'Abdul et Gillham, l'hydrogramme est constitué seulement d'eau ancienne au début de simulation. Néanmoins, compte tenu de la différence de condition à la limite en sortie de domaine, cette eau ancienne ne s'exfiltre pas par la surface du sol mais sort par la limite à charge imposée. La contribution en eau nouvelle suit l'évolution de la longueur saturée présentée figure 4.13. On peut donc penser que l'eau nouvelle participe à l'écoulement par ruissellement direct sur surface saturée. Pour confirmer cette hypothèse, la contribution en eau nouvelle au flux ruisselé est représentée. On constate que cette contribution est

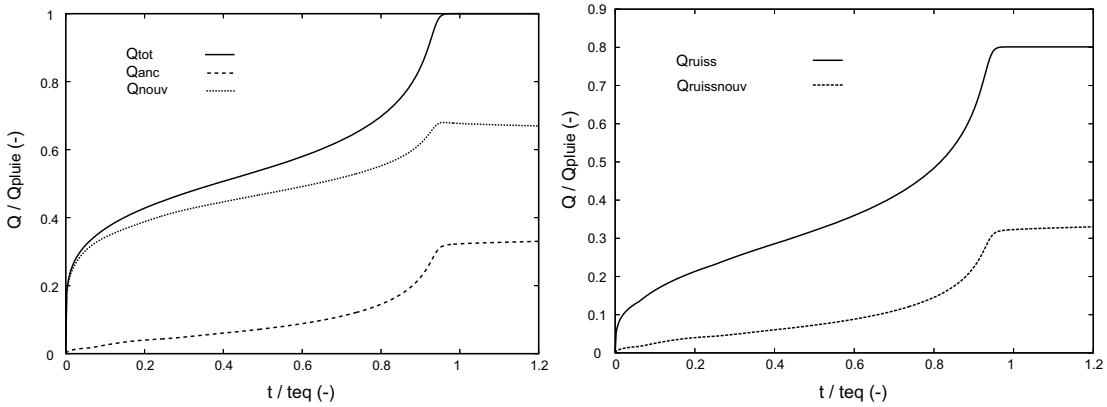


FIG. 4.16 – Résultats de l'expérience de traçage réalisée sur un système de $30m \times 1m$

identique à la contribution totale. Cela signifie que l'intégralité de l'eau nouvelle qui sort du domaine sort par ruissellement. On en déduit que, même si elle s'infiltre, l'eau nouvelle ne participe que très peu à l'écoulement sortant par la limite à charge imposée.

Cinquième partie

Applications

1

Sensibilité du système d'Abdul et Gillham à différents paramètres physiques

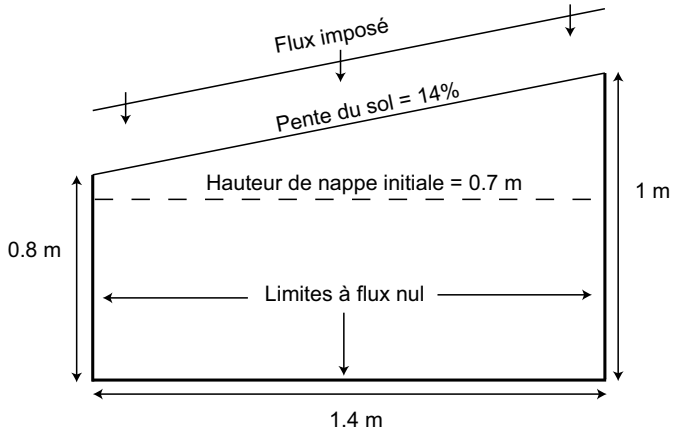


FIG. 1.1 – Représentation schématique de la géométrie considérée pour l'étude de sensibilité

Comme décrit dans les chapitres d'introduction, la dynamique des systèmes couplés surface/subsurface est contrôlée par un certain nombre de facteurs physiques. L'objectif de cette partie est d'étudier l'influence de certains de ces paramètres sur la dynamique de ces systèmes. Pour cela, on utilise un système proche du système d'Abdul et Gillham [Abdul et Gillham, 1984]. Pour l'ensemble des simulations réalisées et présentées ci-dessous, la géométrie et les conditions aux limites du systèmes sont celles du système présenté figure 1.1. Les dimensions originales du système d'Abdul et Gillham sont réduites pour limiter les temps de calcul. Le domaine fait donc 1.4 mètre de long pour 0.8 - 1 mètre de hauteur. La pente du sol vaut 14%. Les modifications réalisées pour faire varier la valeur des paramètres d'intérêt seront spécifiées en début de paragraphe. L'influence du type de sol, de l'intensité de la pluie, de la pente et de l'état initial du système sont

étudiés.

Grandeurs observées

Les grandeurs physiques observées pour cette étude de sensibilité sont les suivantes :

- La longueur saturée L_{sat}, définie à partir du point bas comme la longueur de la pente pour laquelle la surface du sol est saturée. Dans l'ensemble des figures présentées par la suite, elle est normalisée par la longueur totale L du système.

- Le flux total Q_{tot} défini comme le flux d'eau total sortant du système à l'exutoire de la couche de ruissellement. Il est normalisé par le flux de pluie imposé Q_{pluie}.

- Le flux infiltré Q_{inf} défini comme le flux d'eau entrant à travers la surface du sol dans le domaine de subsurface. Il est normalisé par le flux de pluie imposé Q_{pluie}.

- Le flux exfiltré Q_{exf} défini comme le flux d'eau sortant du domaine de subsurface à travers la surface du sol. Il est normalisé par le flux de pluie imposé Q_{pluie}.

- Le flux ruisselé Q_{ruiss} défini comme le flux d'eau ruisselant directement à la surface du sol. On estime sa valeur en réalisant un bilan d'eau à l'échelle du domaine :
$$Q_{tot} = Q_{exf} + Q_{ruiss}$$
Cette équation traduit simplement le fait que l'eau sortant du domaine est, soit de l'eau transitant dans le domaine de subsurface et s'exfiltrant, soit de l'eau ruisselant directement à la surface du sol. Il est normalisé par le flux de pluie imposé Q_{pluie}.

- Le temps à l'équilibre t_{eq}, défini comme le temps pour lequel le flux total sortant vaut 99.5% du flux de pluie imposé Q_{pluie}.

1.1 Influence du type de sol

Présentation

Sol	θ_r	θ_s	α (m^{-1})	n	K_{sat} (mh^{-1})
sable	0.05	0.5	3.7	5.	0.1
Yolo Clay Loam (YCL)	0.23	0.55	3.6	1.9	0.018
Silty Clay Loam (SCL)	0.1	0.41	1.9	1.31.	0.0026

TAB. 1.1 – Paramètres des lois de van Genuchten pour les trois sols considérés

Pour cette étude de sensibilité sur le type de sol, la condition initiale est une condition hydrostatique avec une nappe située à 0.7 mètre du fond. Pour chacune des trois simulations suivantes, l'intensité de la pluie vaut $10\% \times K_{sat}$, où K_{sat} est la perméabilité à saturation du milieu. Trois types de sol sont donc considérés : un sable et deux

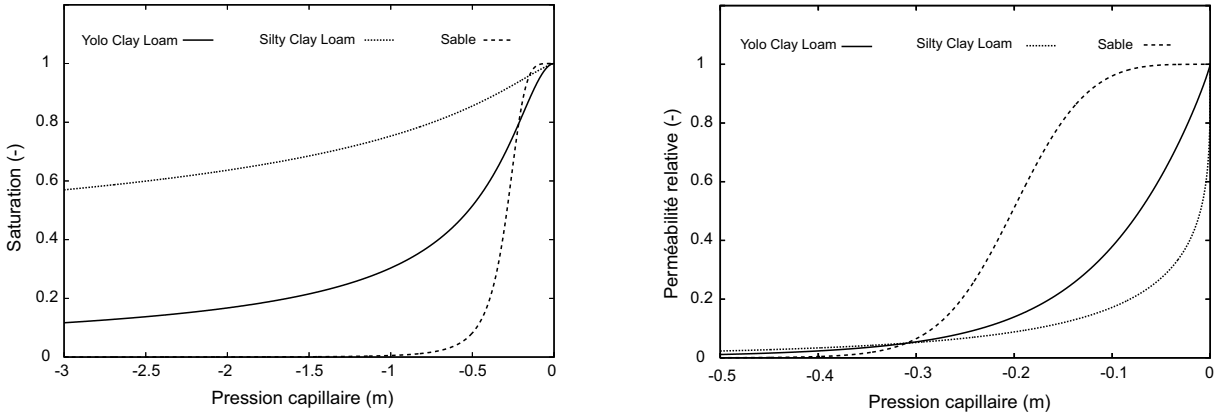


FIG. 1.2 – Lois de saturation et de perméabilité relative des trois sols considérés

	sable	Yolo Clay Loam	Silty Clay Loam
Temps à l'équilibre (h)	0.59	4.11	11.2

FIG. 1.3 – Temps à l'équilibre pour les trois sols considérés

sols argilo-marneux (Yolo Clay Loam et Silty Clay Loam). Les lois de teneur en eau et de perméabilité relative sont approximées par les lois de van Genuchten. Les paramètres utilisés sont issus de [Kao et al, 2001] et présentés dans le tableau figure **??**. Les lois de saturation et de perméabilité relative sont représentées figure 1.2.

Résultats

Le tableau 1.3 présente les temps à l'équilibre pour les trois sols considérés. Les figures 1.4, 1.5 et 1.6 représentent les évolutions avec le temps de la longueur saturée, du flux total et des flux infiltré et exfiltré. La grandeur temps t est normalisée par le temps à l'équilibre t_{eq}.

Le tableau 1.3 montre que le sable a une réponse beaucoup plus rapide que les deux autres sols. En effet, le temps nécessaire pour atteindre l'équilibre avec le sable est bien plus court. Il semble donc que le paramètre qui influe le plus sur la vitesse de réponse du système est la conductivité hydraulique à saturation K_{sat} du milieu considéré. Comme l'intensité de pluie est fixe égale à $10\% \times K_{sat}$ pour les trois simulations, l'intensité de pluie augmente avec la conductivité hydraulique à saturation du sol. Le temps nécessaire pour remplir le domaine diminue donc quand la conductivité hydraulique à saturation du sol augmente. Les autres paramètres des lois de van Genuchten peuvent également faire varier la cinétique du système mais leur influence n'a pas été étudié dans ce travail.

Les figures 1.4, 1.5 et 1.6 montrent que les évolutions avec le temps du flux exfiltré et du flux total sortant ont la même forme que l'évolution de la longueur saturée. Les formes respectives des évolutions sont la conséquence de la forme des fonctions de teneur en eau

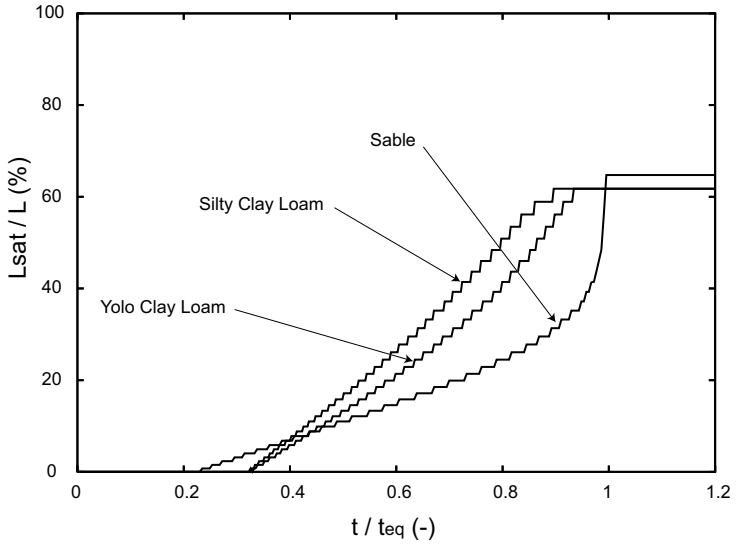


FIG. 1.4 – Évolution de la longueur saturée normalisée en fonction du temps normalisé pour les trois sols considérés

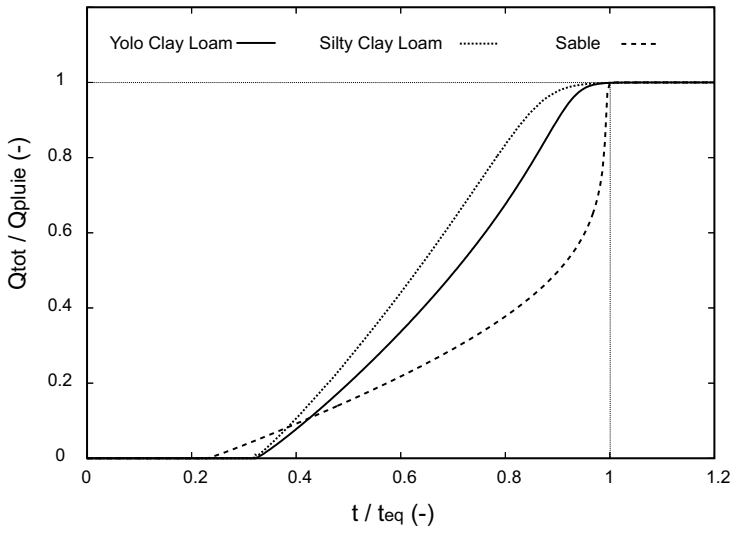


FIG. 1.5 – Évolution du flux total normalisé en fonction du temps normalisé pour les trois sols considérés

et de perméabilité relative présentées figure 1.2. Le sable, qui a une loi de saturation très raide, a une réponse beaucoup plus non linéaire que les deux autres sols qui ont des lois de saturation moins non-linéaires. Dans les lois de comportement de van Genuchten, le paramètre n contrôle la non-linéarité de la loi de teneur en eau. Il semble donc que ce soit ce paramètre qui détermine la forme des évolutions de longueur saturée et des différents flux. Le domaine sableux présente initialement des gradients de teneur en eau et de conductivité hydraulique plus importants que les deux autres sols, ce qui explique sa réponse plus non-

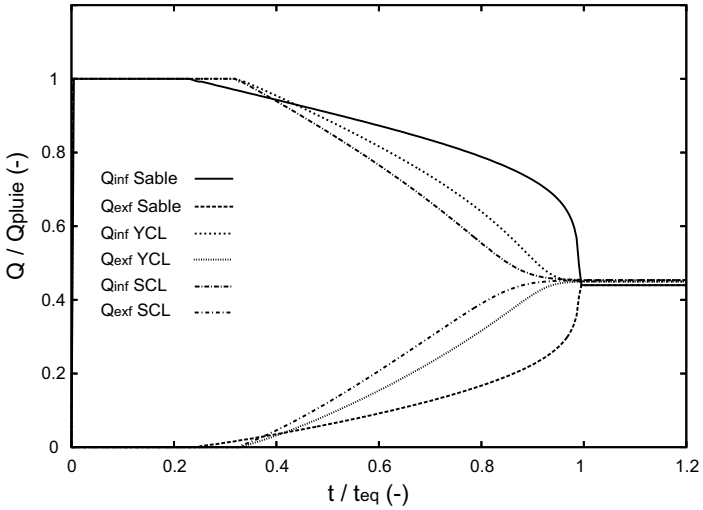


FIG. 1.6 – Évolution des flux infiltré et exfiltré normalisés en fonction du temps normalisé pour les trois sols considérés

linéaire. Les deux autres sols ont des comportements plus doux du fait de la saturation initiale plus forte dans l'ensemble du domaine. On constate enfin qu'au régime permanent la longueur saturée et les différents flux pour les trois sols tendent vers des valeurs presque identiques. Pour les trois sols utilisés, l'état initial de saturation est proche. En effet, le faible volume de zone non saturée associé aux longueurs capillaires respectives des trois sols font que le domaine est proche de la saturation complète pour les trois simulations. L'état initial étant presque similaire, les valeurs au régime permanent sont principalement contrôlées par le rapport intensité de pluie sur conductivité hydraulique à saturation. Ce paramètre est fixe égal à 10% pour les trois simulations ce qui explique la convergence des différentes grandeurs vers des niveaux très proches.

1.2 Influence de l'intensité de la pluie

Présentation

Pour étudier l'influence de l'intensité de la pluie sur la dynamique des systèmes couplés surface/subsurface, on utilise le même système que dans la partie précédente. La géométrie, les conditions initiales et aux limites sont identiques. Le sol choisi est le Yolo Clay Loam présenté dans la partie précédente. Quatre simulations avec quatre intensités de pluie différentes sont réalisées. Les valeurs d'intensités de pluie choisies sont $5\% \times K_{sat}$, $10\% \times K_{sat}$, $15\% \times K_{sat}$ et $20\% \times K_{sat}$, où K_{sat} est la conductivité hydraulique à saturation du milieu.

i/K_{sat}	5%	10%	15%	20%
Temps à l'équilibre (h)	8.9	4.11	2.7	2.03

TAB. 1.2 – Temps à l'équilibre pour les quatre intensités de pluie considérées

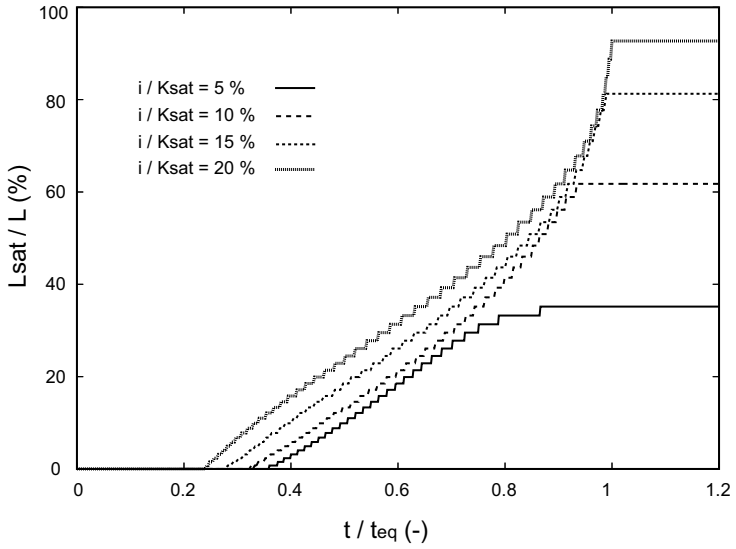


FIG. 1.7 – Évolution de la longueur saturée normalisée en fonction du temps normalisé pour les quatre intensités de pluie considérées

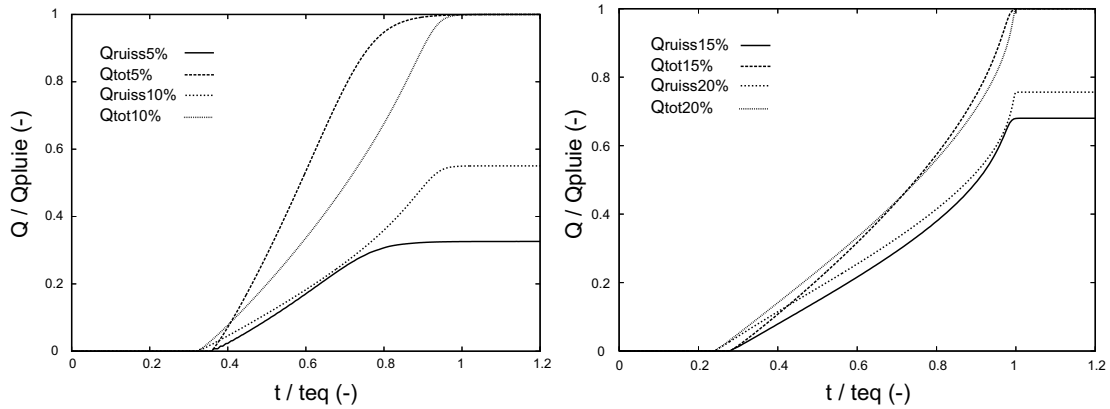


FIG. 1.8 – Évolution du flux total et du flux ruisselé normalisés en fonction du temps normalisé pour les quatre intensités de pluie considérées ($Q_{ruissX\%}$ représente le flux ruisselé pour un rapport $i/Ksat$ de $X\%$)

Résultats

La figure 1.2 présente les temps à l'équilibre pour les différentes intensités de pluie choisies. Les figures 1.8 et 1.7 représentent les évolutions en fonction du temps normalisé

de la longueur saturée et des flux totaux et ruisselés. Comme prévu, on constate que plus l'intensité de la pluie est grande, plus le temps nécessaire pour atteindre l'équilibre est court. On peut également voir figure 1.7 que la longueur saturée au permanent augmente avec l'intensité de la pluie. Comme pour l'étude de sensibilité sur le type de sol, la forme des évolutions des longueurs saturées et des flux totaux sont les mêmes. La figure 1.8 montre enfin que plus l'intensité de la pluie est forte, plus la part du ruissellement direct dans l'hydrogramme total est importante. Ceci est lié au développement d'une longueur saturée plus importante dans le cas d'une pluie forte. Il est difficile de tirer plus d'informations sur la dynamique du système étudié. En effet, les conséquences observées d'une augmentation de l'intensité de la pluie, et donc du volume d'eau entrant dans le système, sont relativement prévisibles. Il faut noter que les résultats présentés ici sont en accord avec les études récentes présentées dans la littérature (e.g. dans [Beaugendre et al, 2006]).

1.3 Influence de la topographie

Présentation

Trois simulations avec trois pentes différentes ont été réalisées. Pour chacune de ces simulations, la côte topographique du point bas de la pente est la même. C'est donc la côte topographique du point haut de la pente qui varie. Le sol considéré est encore une fois le Yolo Clay Loam. L'intensité de pluie est fixe égale à $10\% \times K_{sat}$. La condition initiale est une charge hydrostatique fixée à 0.7 mètre au fond du domaine. Compte tenu du fait que l'approximation de l'onde diffusive n'est pas valide pour les pentes fortes, les trois valeurs de pente choisies sont : 10% (système S10), 14% (système S14) et 20% (système S20).

Pente	10%	14%	20%
Temps à l'équilibre (h)	2.31	4.11	7.86

TAB. 1.3 – Temps à l'équilibre pour les trois pentes considérées

Résultats

La figure 1.3 présente les temps t_{eq} nécessaires pour atteindre l'équilibre pour les trois valeurs de pentes considérées. La figures 1.10 et 1.11 représentent les évolutions de différents flux (flux ruisselé, flux total et flux exfiltré) et de la longueur saturée en fonction du temps normalisé.

Les temps à l'équilibre présentés figure 1.3 indiquent que plus la pente de la surface du sol est faible, plus la cinétique du système est rapide. Compte tenu de ces observations, la figure 1.9 montre de plus que les différentes évolutions de flux et de longueur saturée sont beaucoup plus raides pour un sol à faible pente. En effet, les variations de l'ensemble de ces grandeurs se produisent sur un intervalle de temps égal à à $0.55 \times t_{eq}$ pour le système S10 alors que la taille de cet intervalle augmente avec la pente pour les deux autres

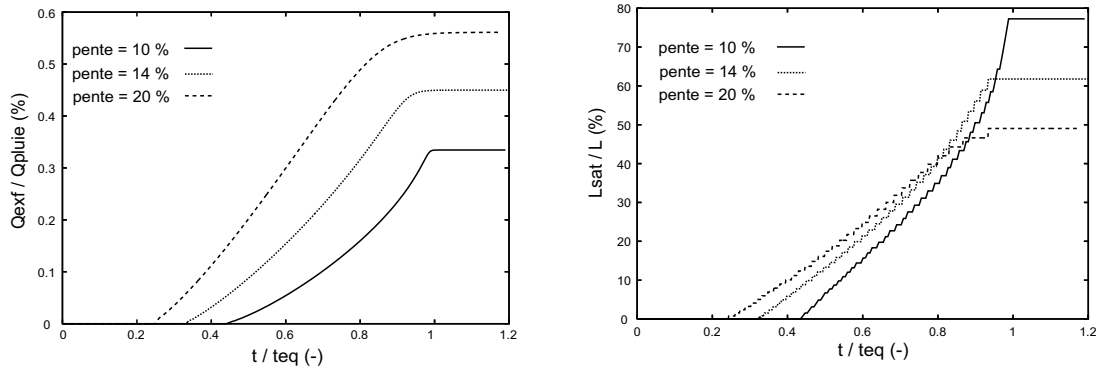


FIG. 1.9 – Évolutions du flux exfiltré et de la longueur saturée normalisés en fonction du temps normalisé pour les trois pentes considérées

systèmes.

Cette différence de cinétique entre les trois systèmes est étroitement liée au volume initial de la zone non saturée et à l'importance de la frange capillaire. En effet, seul la côte topographique du point haut varie entre les trois simulations. La condition initiale étant la même pour les trois systèmes, une augmentation de la pente du système se traduit donc par une augmentation du volume initial de zone non saturée. En conséquence, la frange capillaire occupe une fraction moins importante de la zone non saturée quand la pente de la surface du sol augmente. Cette différence d'état initial explique la différence de cinétique observée. Partant d'un état de saturation plus important, le développement de la longueur saturée, et la réponse général du système S10, est donc plus rapide.

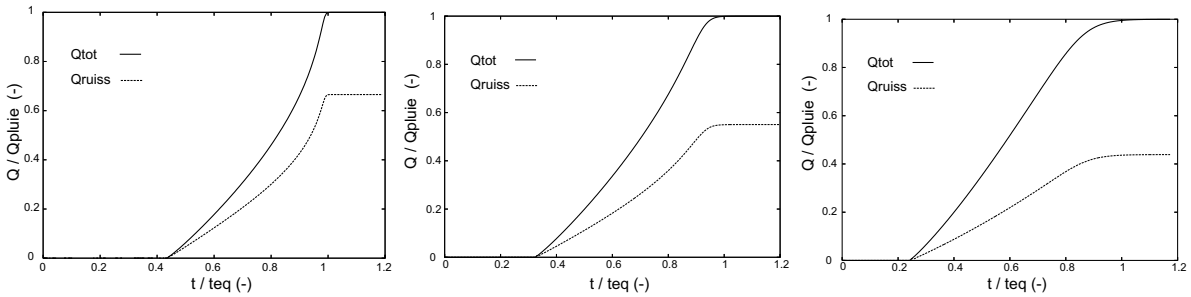


FIG. 1.10 – Évolutions des flux ruisselés et totaux normalisés en fonction du temps normalisé pour les trois pentes considérées

L'influence du paramètre pente sur la dynamique des systèmes couplés surface/subsurface est également illustrée figure 1.10. De part le développement plus rapide de la longueur saturée, on constate que la part de ruissellement direct dans l'hydrogramme total est plus importante quand la pente du système diminue. La figure 1.11, qui présente la projection du flux le long de la surface du sol pour les trois pentes considérées au régime permanent,

confirme la différence de dynamique. On constate que plus la pente est faible, plus la zone d'infiltration en haut de pente est réduite. En revanche, l'étendue de la zone mixte ruissellement/infiltration augmente en quand la pente diminue et la zone d'exfiltration est moins importante quand la pente diminue. Cela signifie que les systèmes à faible pente sont plus sujets au processus de ruissellement direct alors que ce processus est moins important pour les systèmes à forte pente. Pour ces systèmes, les volumes d'eau infiltré et exfiltré sont plus importants.

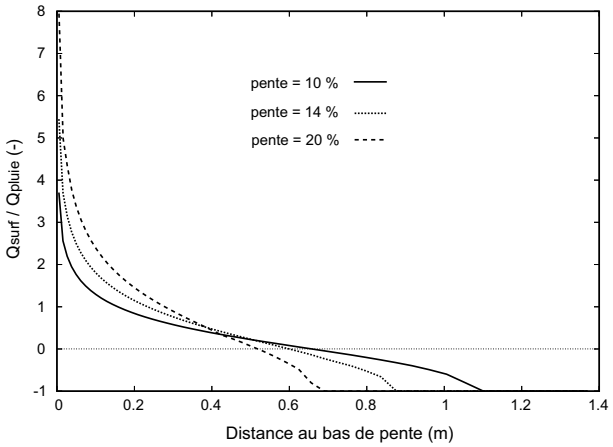


FIG. 1.11 – Projection du flux normalisé le long de la surface du sol pour les trois pentes considérées au régime permanent

1.4 Influence de la condition initiale

Présentation

Trois simulations avec trois conditions initiales différentes sont réalisées pour étudier l'influence de l'état initial sur la dynamique du système présenté figure 1.1. La géométrie et les conditions initiales sont les mêmes que celles des parties précédentes. Le sol utilisé est le Yolo Clay Loam, la pente du système vaut 14% et l'intensité de la pluie 10% $\times K_{sat}$. Trois conditions initiales hydrostatiques sont choisies. Les charges initiales dans le domaines sont constantes et respectivement égale à 0.6 mètre, 0.7 mètre et 0.8 mètre (nappe affleurante).

Résultats

La figure 1.4 présente les temps à l'équilibre pour les trois conditions initiales considérées. Les évolutions de la longueur saturée, des flux total, infiltré et exfiltré sont représentés figure 1.12 et 1.13.

On constate comme prévu que plus le niveau de nappe initial est bas, plus le temps nécessaire pour atteindre l'équilibre est important. Lorsque la nappe affleure, le système est très réactif. L'existence d'une frange capillaire qui intersecte la surface du sol est à

H_{ini}	0.6 m	0.7 m	0.8 m
Temps à l'équilibre (h)	8.32	4.11	1.74

TAB. 1.4 – Temps à l'équilibre pour les trois conditions initiales considérées

l'origine de ce comportement. Dès qu'un petit volume de pluie s'infiltre, la nappe déborde et la longueur saturée et le flux total en sortie deviennent positifs. Dans le cas des nappes basses, l'intégralité du flux de pluie s'infiltre au début de la simulation. Elle traverse alors la zone non saturée pour recharger la nappe. Une fois que le niveau de la nappe se rapproche de la surface du sol, le phénomène de ruissellement devient actif. Comme les distances pour atteindre la nappe sont plus importantes pour une nappe située à 0.6 mètre qu'à 0.7 mètre du fond, le processus de ruissellement apparaît plus tard. Les évolutions des flux infiltré et exfiltré présentées figure 1.13 montrent que quelque soit l'état initial, le système évolue vers le même état permanent. Cet état permanent est donc conditionné par la topographie, le type de sol et l'intensité de la pluie.

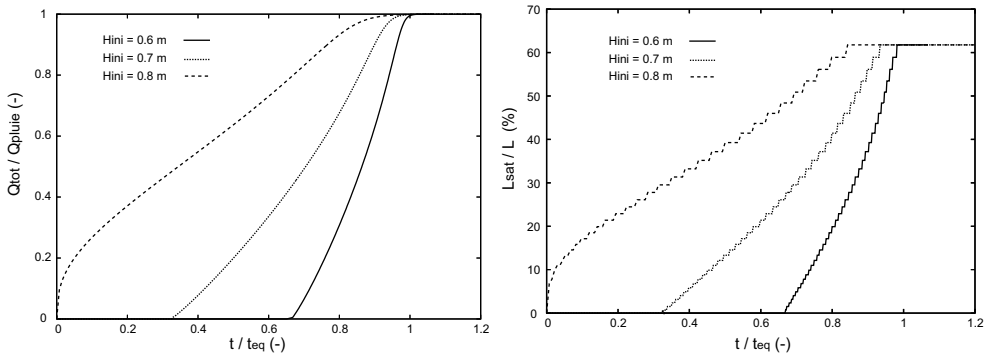


FIG. 1.12 – Évolution du flux total et de la longueur saturée normalisés en fonction du temps normalisé pour les trois conditions initiales considérées

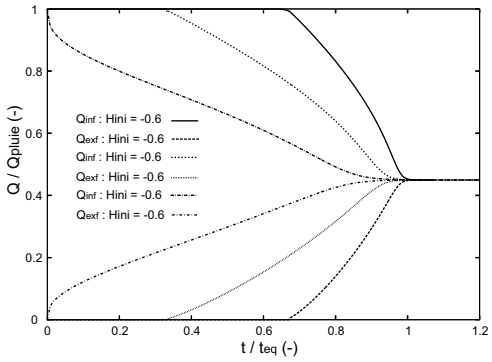


FIG. 1.13 – Évolution des flux infiltrés et exfiltrés normalisés pour les trois conditions initiales considérées

2

Le régime de Horton

Les exemples d'application présentés dans la partie précédente se sont focalisés sur l'influence de différents paramètres physiques sur la dynamique des systèmes couplés surface/subsurface. Dans l'ensemble des cas présentés, le processus de ruissellement sur surface saturée devient actif sous l'effet du débordement d'une nappe. Le deuxième type de ruissellement décrit dans l'introduction - le ruissellement par dépassement d'infiltrabilité ou ruissellement de Horton - n'a donc pas encore été envisagé.

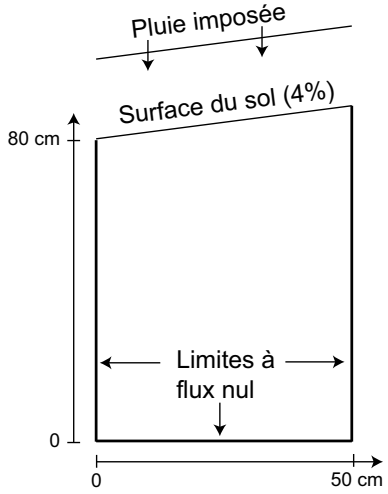


FIG. 2.1 – Représentation schématique du système considéré pour l'étude du régime hortonien

Comme dans le cas du ruissellement sur surface saturée, il n'existe pas de solutions analytiques permettant de valider notre modèle dans le cas où le ruissellement de Horton se produit. Pour évaluer la capacité de notre modèle à représenter ce processus, du ruissellement hortonien sur une maquette bidimensionelle simple est simulé. Le système considéré a la même géométrie et les mêmes conditions aux limites que le système utilisé pour réaliser l'étude de sensibilité de la partie précédente (voir figure 2.1). Le système est donc similaire au système d'Abdul et Gillham [Abdul et Gillham, 1984]. Le ruissellement

hortonien est un processus compliqué à capter numériquement. En effet, les intensités de pluie sont par définition fortes et les fronts d'infiltration souvent raides. Il est donc nécessaire de mailler assez finement pour pouvoir représenter ce processus de façon correcte. Les dimensions de la maquette numérique 2D considérée sont donc réduites pour éviter des temps de calcul trop longs. Le domaine fait 0.5 mètre de large pour 0.8 mètre de hauteur . La pente du système est de 4%. Le sol considéré pour l'ensemble de l'étude est le Yolo Clay Loam déjà utilisé dans l'étude précédente. Le coefficient de Manning est fixé à 0.1 $sm^{-1/3}$. Une pluie supérieure à la conductivité hydraulique à saturation du milieu est imposée pendant 250 minutes suivie d'une période de 80 minutes sans pluie. Il faut noter ici que l'hypothèse d'un sol homogène est une hypothèse forte compte tenu de la complexité du milieu naturel de surface. L'évaluation de notre modèle est donc réalisée dans un cadre simplifié.

Le ruissellement de Horton a pendant des années été considéré comme un des processus majeurs de la genèse des débits de crue. Ce processus a donc été étudié en détails et de nombreux travaux à son sujet sont présents dans la littérature [Horton, 1933] [Rubin, 1969] [Vauclin, 1984] [Diskin et al, 1995] [Corradini et al, 1997] [Parhi et al, 2006]. Dans ces travaux, des formules empiriques permettant de déterminer la capacité d'infiltration d'un sol soumis à une pluie intense sont présentées [Horton, 1933] [Vauclin, 1984]. Le ruissellement hortonien est également modélisé à partir de modèles conceptuels, comme dans [Diskin et al, 1995] ou [Corradini et al, 1997], ou de modèles distribués [Woolhiser et al, 1996]. Dans leur modèle, Woolhiser et al modélisent l'écoulement de surface par une équation d'onde cinématique mais ne prennent en compte l'infiltration que par l'intermédiaire d'un terme puits. Il n'existe pas d'étude détaillée de ce processus à partir d'un modèle intégré couplant de façon continue les écoulements de surface et de subsurface. Les objectifs de cette partie sont donc, dans un premier temps, de valider notre approche de modélisation pour le ruissellement hortonien, et dans un second temps, d'étudier l'influence de l'intensité de la pluie et des conditions initiales sur la dynamique d'un système soumis à ce type de ruissellement. Pour évaluer notre modèle, nous avons confronté nos résultats à la formule empirique de Horton. Cette dernière a été présentée en introduction. Elle stipule que l'infiltrabilité maximale d'un sol décroît en fonction du temps comme une fonction exponentielle minorée par une valeur minimale :

$$f = f_c + (f_0 - f_c)exp(-kt) \tag{2.1}$$

où f est la capacité d'infiltration instantanée maximale à laquelle le sol peut absorber les précipitations, f_c la capacité d'infiltration limite (considérée comme constante), f_0 la capacité d'infiltration initiale considérée comme maximale, k une constante dépendant de la conductivité hydraulique du sol considéré et t le temps. Pour chacune des simulations réalisées, des capacités d'infiltration définies en utilisant cette loi sont utilisées pour représenter le comportement de notre système. Les volumes d'eau infiltré et ruisselé estimés à partir de deux approches - la modélisation d'une part, la formule de Horton d'autre part - sont ensuite comparés.

Intensité de pluie (ms^{-1})	$1.2 \times K_{sat}$	$2 \times K_{sat}$	$3 \times K_{sat}$	$5 \times K_{sat}$	$10 \times K_{sat}$
Temps de submersion (s)	5800	1360	450	180	40

TAB. 2.1 – Temps de submersion simulés pour les 5 intensités de pluie considérées

2.1 Influence de l'intensité de la pluie

Cinq intensités de pluie ont été utilisées pour étudier l'influence de ce paramètre sur la dynamique du système : $1.2 \times K_{sat}$, $2 \times K_{sat}$, $3 \times K_{sat}$, $5 \times K_{sat}$ et $10 \times K_{sat}$, où K_{sat} est la conductivité hydraulique à saturation du milieu considéré. Pour chacune des simulations, la condition initiale est une condition hydrostatique avec une charge initiale fixe égale à zéro. On simule donc la présence d'une nappe en bas de domaine.

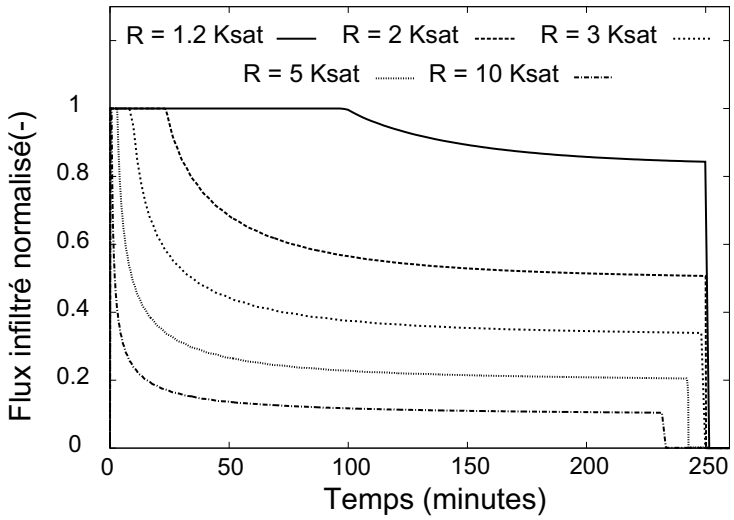


FIG. 2.2 – Influence de l'intensité de la pluie sur le flux infiltré dans le régime de Horton

Flux infiltrés La figure 2.2 présente l'évolution des flux infiltré pour les cinq valeurs d'intensité de pluie choisie. Ces flux sont normalisés par le flux de pluie imposé. On constate sur cette figure que, quelque soit la valeur de la recharge, l'intégralité du flux de pluie imposé s'infiltre au début de simulation. Le temps à partir duquel le flux infiltré commence à décroître est appelé temps de submersion et correspond au moment auquel la partie supérieure du sol devient complètement saturée. La figure 2.2 et le tableau 2.1 montre que, pour un même état initial de saturation, plus l'intensité de pluie est forte, plus le temps de submersion est court. En effet, la partie supérieure du sol se sature d'autant plus rapidement que l'intensité de la pluie est forte. Concernant la dynamique du système, les évolutions des flux infiltrés montrent qu'une fois le régime hortonien établi, la dynamique de ruissellement est plus rapide pour les intensités de pluie importantes (La pente de l'évolution du flux infiltré augmente avec l'intensité de la pluie). Une pluie

intense conduit en effet à une augmentation rapide de hauteur de lame d'eau et donc de vitesse en surface. L'eau de pluie ruisselle alors jusqu'à l'exutoire du système et n'est plus disponible pour l'infiltration. On constate finalement que l'ensemble des évolutions des flux infiltrés tendent de façon asymptotique vers la valeur de la conductivité hydraulique à saturation du milieu. Le partage ruissellement/infiltration est donc contrôlé à long terme par la conductivité hydraulique à saturation du milieu. Il faut néanmoins préciser que pour les intensités de pluie très fortes, les flux infiltrés chutent à une valeur proche de zéro en fin de simulation. Cette chute est due aux conditions aux limites utilisées et s'explique par la saturation complète de l'ensemble du domaine. Une fois le domaine complètement saturé, l'eau ne peut plus s'infiltrer et l'intégralité du flux de pluie imposé ruisselle alors à la surface du sol. Ces résultats sont en accord avec la dynamique du ruissellement décrits dans la littérature (e.g dans [Rubin, 1969]).

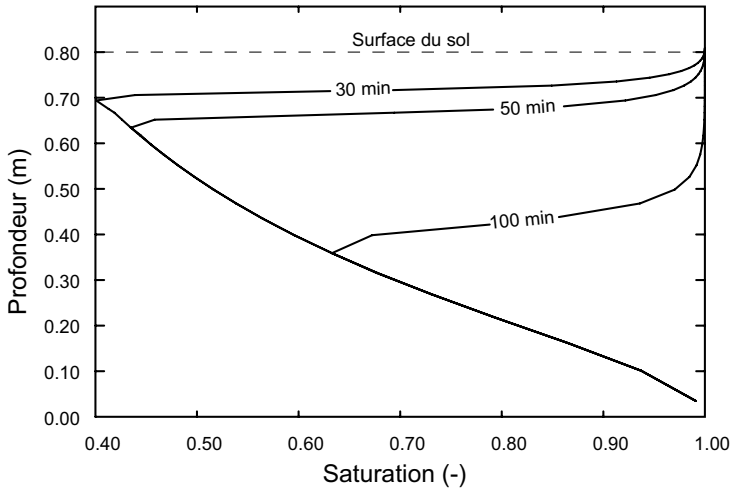


FIG. 2.3 – Profils de saturation à 30, 50 et 100 min pour une recharge égale à $2 \times K_{sat}$

Profil de saturation Les profils de saturation à 30, 50 et 100 minutes pour une recharge égale à $2 \times K_{sat}$ sont représentés figure 2.3. Ces profils de saturation ont été tracés le long d'une droite située au milieu du domaine. Ils montrent l'existence, une fois le processus de ruissellement actif, de trois zones de saturation caractéristiques de la dynamique du régime de Horton [Kirkby, 1978] [Rubin, 1969] : une zone de surface complètement saturée responsable du refus d'infiltration ; une zone non saturée intermédiaire proche de la saturation et une zone définie par la présence du front d'infiltration. Elles sont identifiables aux trois instants représentés sur la figure. Il semble donc que notre approche de modélisation permet de représenter de façon correcte la physique du ruissellement par dépassement d'infiltrabilité.

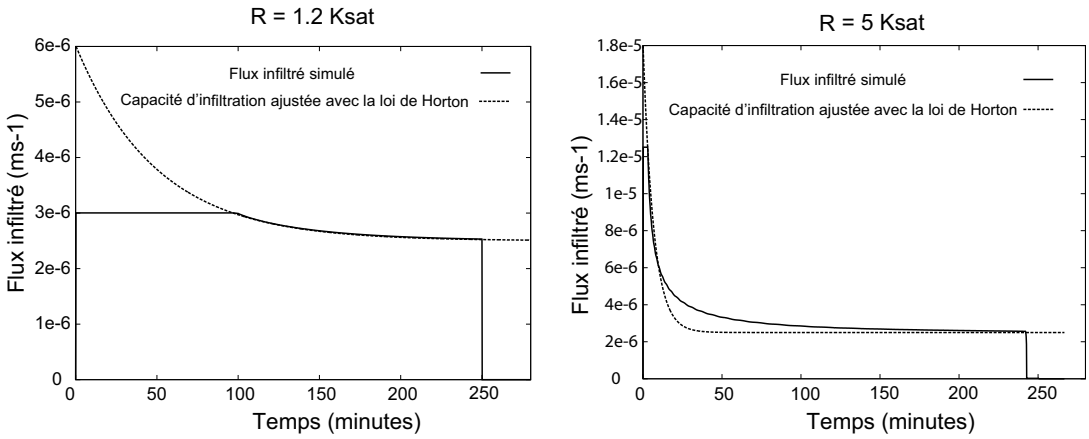


FIG. 2.4 – Représentation schématique du système considéré pour l'étude du régime hortonien

Intensité de pluie (ms^{-1})	$1.2 \times K_{sat}$	$2 \times K_{sat}$	$3 \times K_{sat}$	$5 \times K_{sat}$	$10 \times K_{sat}$
Coef. de ruissellement simulé (%)	45.7	47.6	61.6	76	87.7
Coef. de ruissellement de Horton (%)	45.9	48.8	64.3	78.1	88

TAB. 2.2 – Coefficients de ruissellement simulés et estimés à partir de la loi de Horton pour les 5 intensités de pluie considérées

Comparaison avec la loi de Horton La figure 2.4 compare les flux infiltrés simulés à des capacités d'infiltration évaluées à partir de la loi de Horton pour des recharges égales à $1.2 \times K_{sat}$ et $5 \times K_{sat}$. Les paramètres de la loi expérimentale ont été calés de façon à reproduire du mieux possible la dynamique de notre système. Il apparaît que la loi de Horton permet de bien reproduire la dynamique de notre système pour une recharge faible ($R = 1.2 \times K_{sat}$). La courbe simulée et la courbe calées se confondent. Pour une recharge plus importante ($R = 5 \times K_{sat}$), les différences entre la courbe simulée et la capacité d'infiltration hortonienne sont plus importantes. Le comportement de notre système est bien reproduit juste après la genèse du ruissellement. La dynamique à partir du changement de courbure est en revanche mal représentée. Pour mieux caractériser les différences entre les deux approches, les coefficients de ruissellement pour l'ensemble des valeurs d'intensités de pluie utilisées ont été calculés. Ils sont présentés dans le tableau figure 2.2. On constate que, même si la dynamique simulée n'est pas correctement reproduite par la loi de Horton, les coefficients de ruissellement obtenus par les deux approches sont très proches. Cela confirme que notre approche de modélisation permet de reproduire correctement le processus de ruissellement par dépassement d'infiltrabilité.

Charge initiale (m)	0.	0.05	0.1	0.2
Temps de submersion (s)	1360	1320	1280	1170

TAB. 2.3 – Temps de submersion simulés pour les 4 conditions initiales considérées

2.2 Influence de la condition initiale

Pour étudier l'influence de l'état initial de saturation sur la dynamique du ruissellement hortonien, quatre simulations avec des conditions initiales hydrostatiques différentes ont été réalisées. Les valeurs de charges initiales choisies sont : $H_{ini} = 0.$ m, $H_{ini} = 0.05$ m, $H_{ini} = 0.1$ m et $H_{ini} = 0.2$ m. L'intensité de la pluie pour les quatre simulations est égale à $2 \times K_{sat}$.

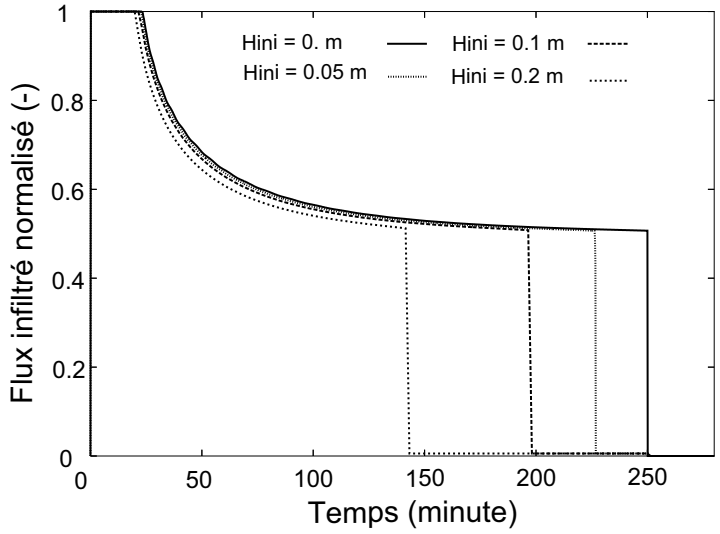


FIG. 2.5 – Influence de l'intensité de la pluie sur le flux infiltré dans le régime de Horton

Flux infiltrés La figure 2.5 présente l'évolution avec le temps des flux infiltrés normalisés pour les quatre conditions initiales considérées. Les temps de submersion simulés respectifs sont donnés dans le tableau 2.3. La dynamique générale observées est la même que celle décrite dans la partie précédente. On observe encore une fois que l'intégralité du flux imposé de pluie s'infiltre en début de simulation et que le flux infiltré tend vers la valeur de conductivité hydraulique à saturation du milieu une fois le régime de Horton bien établi. Bien que non représentés ici, les profils de saturation pour chacune des simulations montrent l'existence des trois zones caractéristiques du ruissellement hortonien.

Concernant la dynamique du système, on constate que plus le milieu est initialement saturé, plus le temps de submersion est court. Le ruissellement hortonien ne se produit que lorsque la surface du sol devient complètement saturée. L'intensité de pluie étant la même pour les quatre simulations, plus le sol est désaturé initialement, plus la quantité d'eau, et

donc le temps de pluie, nécessaire pour atteindre la saturation sont grands. On constate, en revanche, que la saturation initiale n'affecte pas la valeur de la pente des évolutions de flux infiltrés. Les courbes sont presque parallèle une fois que le ruissellement apparaît. Ces pentes sont contrôlées par l'avancée du front d'infiltration. Il semble donc que l'avancée du front d'infiltration dans notre cas ne soit pas très influencée par l'état initial du système. Cela est certainement lié au sol utilisé qui présente des évolutions de saturation et de perméabilité relative en fonction de la pression capillaire relativement douces. Les conclusions ne seraient probablement différentes pour un sol donc le comportement serait plus non linéaire, comme un sol sableux.

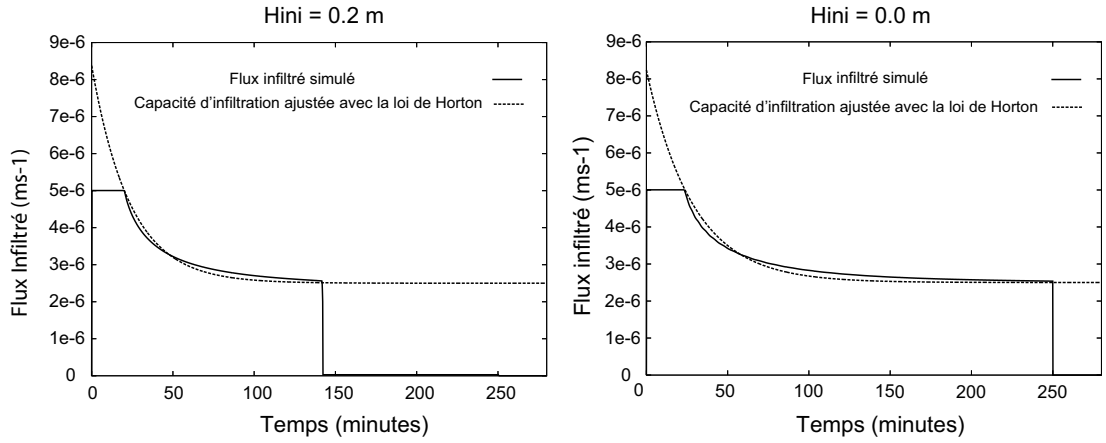


FIG. 2.6 – Représentation schématique du système considéré pour l'étude du régime hortonien

Comparaison avec la loi de Horton Comme dans la partie précédente, les flux infiltrés simulés ont été comparés à ceux obtenus avec la loi de Horton. La comparaison pour les conditions initiales $H_{ini} = 0.$ m et $H_{ini} = 0.2$ m sont présentées figure 2.6. On constate que les flux infiltrés obtenus par les deux approches sont en bon accord. Comme pour la partie précédente, les coefficients de ruissellement sont également proches. Ces conclusions valident encore une fois notre approche de modélisation.

3

Application à la parcelle de Thies - Sénégal

Dans les deux sections précédentes, le modèle développé au court de ce travail de thèse a été appliqué à des cas tests qui peuvent être qualifiés de cas synthétiques. En effet, les systèmes considérés ont une géométrie simple et des dimensions réduites. Ils ont permis d'évaluer la capacité de notre modèle à représenter les deux types de ruissellement présentés dans les premières parties. Néanmoins, ces situations simples correspondent rarement à ce qui se produit sur le terrain. L'objectif de ce dernier chapitre est de confronter notre modèle à un système réel : la parcelle de Thies, au Sénégal [Planchon et al, 2001] [Tatard, 2005] [Tatard et al, 2007]. Les résultats présentés ci-dessous sont des résultats préliminaires à une étude plus détaillée. Ils ont simplement pour objectif d'illustrer la capacité de notre modèle à représenter une dynamique de ruissellement réelle.

3.1 La parcelle de Thies

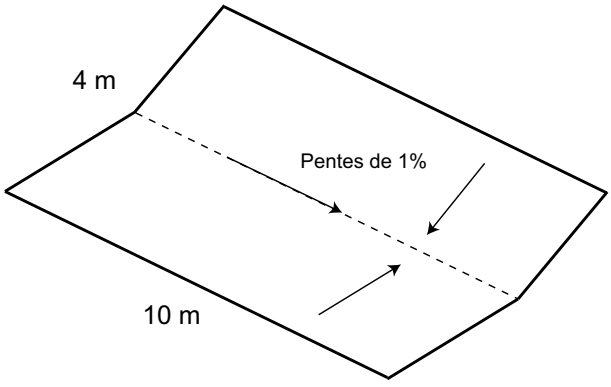


FIG. 3.1 – Forme théorique de la parcelle de Thies

La parcelle de Thies est un système expérimental situé au Sénégal et instrumenté par

l'Institut Recherche et Développement (U.R. Solutions) entre 2001 et 2004 [Tatard, 2005] [Tatard et al, 2007]. Cette parcelle fait 10 mètres de long pour 4 mètres de large. La pente moyenne est égale à 1% (cf figure 3.1). Le domaine de subsurface est constitué d'un sol de type sableux (1% d'argile, 7% de limon, 43% de sable fin et 49% de sable grossier). Au cours de la période d'étude, plusieurs expériences sous pluies naturelle ou simulée ont été réalisées. Elles ont permis de tester de nouvelles techniques de mesures (par exemple la Salt Velocity Gauge présentée dans [Planchon et al, 2005]) mais surtout d'étudier en détail la dynamique de ruissellement et d'érosion sur une parcelle de faible pente. Pour chacune des expériences, le ruissellement est de type hortonien. Des méthodes de traçage sont utilisées pour caractériser la dynamique du système. Au cours d'une des expérience, du traceur salin est injecté en différents points de la parcelle et les temps d'arrivée des pics de concentration sont mesurés. Une autre expérience a été réalisée pour mesurer directement les vitesses d'écoulement en surface par la méthode SVG [Planchon et al, 2005]. Ces mesures permettent de caractériser la variabilité du champ de vitesse dans la parcelle et d'étudier les processus d'érosion et de formation de rigoles.

3.2 L'expérience du 28 juin 2004

L'expérience du 28 juin 2004 a servi de base à un travail de compréhension de la formation des rigoles et des interactions entre l'hydraulique et l'érosion - i.e. entre vitesses d'écoulement et paramètre de rugosité [Tatard, 2005] [Tatard et al, 2007]. Cette expérience est la dernière d'une série de 4 expériences réalisées en juin 2004. On verra plus tard que cela peut avoir une influence sur la dynamique de ruissellement, notamment parce qu'un croûte de battance peut se créer sous l'effet de ces pluies intenses successives. Afin de pouvoir mesurer les vitesses d'écoulement par la méthode SVG de Planchon et al [Planchon et al, 2005], la parcelle est préparée de la manière suivante de façon à obtenir un réseau de rigoles permanent. Tout d'abord, une pluie de 20 mm est appliquée sur la surface non-retravaillée de la parcelle le 21 juin. Le sol est ensuite remanié sur 50 cm. La surface est alors lissée pour obtenir une forme de V avec des pentes d'environ 1%. Les 3 expériences sous pluie simulée du 22, 24 et 26 juin sont alors réalisées : la parcelle est soumise à trois périodes de pluie intenses de 2h chacune, séparées par plus d'un jour sans pluie. L'expérience qui nous intéresse est réalisé le 28 juin. La microtopographie de la parcelle est mesurée avant et après la pluie simulée. L'intensité de la pluie, le débit à l'exutoire ainsi que les vitesses d'écoulement en surface en 68 points de la parcelle sont également mesurées.

3.3 Travaux antérieurs

Les travaux présentés dans [Tatard, 2005] et [Tatard et al, 2007] ont pour objectif d'étudier les interactions entre vitesses d'écoulement et paramètre de rugosité. A partir des données mesurées pendant l'expérience décrite précédemment, les réponses de trois modèles d'écoulement de surface sont évaluées. Les trois modèles considérés sont : PSEM2D [Nord et Esteves, 2004] [Esteves et al, 2000], MAHLERAN [Wainwright et al, in review]

et Rillgrow2 [Favis-Mortlock, 1998] [Favis-Mortlock et al, 2000]. Ces modèles utilisent des équations différentes pour décrire les écoulements de surface et le processus d'infiltration : PSEM2D résout les équations de Saint-Venant complètes et utilise la théorie d'infiltration simplifiée de Green et Ampt ; MAHLERAN résout une équation d'onde cinématique pour la surface et utilise un terme source pour représenter l'infiltration ; enfin RillGrow2 résout une équation qui s'apparente à une équation d'onde diffusive pour la surface alors que le taux d'infiltration est considéré comme constant. Aucun de ces modèles ne prend en compte les interactions entre hydraulique et rugosité. L'idée est de déterminer si ils sont capables de représenter correctement la dynamique du ruissellement de surface, et donc servir de base à des modèles d'érosion. Les paramètres de ces modèles (en particulier le paramètre de rugosité) sont calés à partir de l'hydrogramme de sortie et les vitesses mesurées et simulées sont comparées. Une étude détaillée des lois utilisées pour décrire le paramètre de rugosité est également réalisée. Les conclusions générales de ces travaux montrent que le calage à partir de l'hydrogramme seul ne permet pas d'évaluer de façon correcte le paramètre de rugosité et que ce paramètre de rugosité dépend bien de la vitesse d'écoulement et donc du nombre de Reynolds.

3.4 Application de notre modèle à la parcelle de Thies

Les travaux réalisés avec notre modèle sur la parcelle de Thies sont bien moins aboutis que ceux présentés dans la section précédente. Par manque de temps, l'objectif retenu est de simuler l'expérience du 28 juin et de comparer les vitesses simulées et mesurées pour évaluer la capacité de notre modèle à représenter la dynamique de ruissellement de la parcelle. Un travail plus complet, notamment en réalisant une expérience de traçage numérique de l'eau de ruissellement, pourrait être une perspective intéressante de ce travail.

3.4.1 Démarche de modélisation

On cherche donc à simuler l'expérience du 28 juin avec notre modèle couplés surface/subsurface. La topographie et le microrelief considérés sont ceux obtenus par la méthode décrite dans [Planchon et al, 2001] et présentés figure 3.2. L'intensité de la pluie et du débit sortant mesurés sont représentés figure 3.3. Le ruissellement sur la parcelle de Thies étant de type hortonien, on s'appuie sur les conclusions obtenues dans l'étude du régime de Horton de la partie précédente pour analyser le comportement de la parcelle.

Dans un premier temps, on détermine la valeur de la conductivité hydraulique à saturation du sable de subsurface. On sait, d'après la partie précédente, que le flux infiltré tend au permanent vers cette valeur de perméabilité. A partir de l'intensité de pluie et de la valeur de flux sortant au permanent, on peut évaluer le flux infiltré et donc la valeur de K_{sat}. On considère pour simplifier que la parcelle est soumise à une pluie moyenne de 70 mmh^{-1}. On estime donc la valeur de K_{sat} à 15 mmh^{-1} soit $4.2 \times 10^{-6} ms^{-1}$. La figure 3.3 montre ensuite que le ruissellement devient actif peu de temps après le moment où l'intensité de la pluie dépasse la valeur de K_{sat}. Sur le cas synthétique utilisé dans le

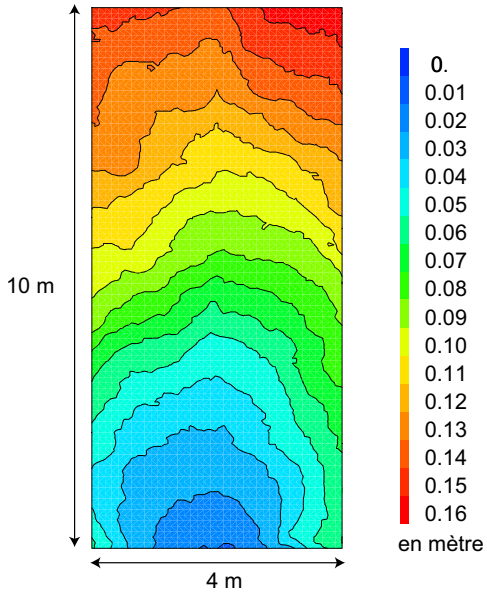


FIG. 3.2 – Topographie de la parcelle de Thies avant l'expérience du 28 juin 2004

chapitre précédent, l'intégralité de la pluie s'infiltre au début de simulation et le ruissellement ne devient actif qu'une fois la surface du sol complètement saturée. Cette période d'infiltration est observée figure 3.3 mais le temps de submersion est très court (inférieur à 2 minutes). De plus, on constate que l'augmentation de l'intensité de débit sortant est très "soudaine".

Plusieurs raisons peuvent être avancées pour expliquer ce comportement :

– Si l'état de saturation initiale de la parcelle est proche de la saturation, une petite quantité d'eau infiltrée peut suffire à saturer la partie superficielle du sol. Dans ce cas, le ruissellement hortonien peut devenir actif très rapidement. Compte tenu de l'enchaînement des expériences et de l'évapotranspiration importante au Sénégal, cette hypothèse est peu probable. En effet, la pluie de l'expérience du 26 juin est la seule pluie qui précède celle de l'expérience. Le temps de deux jours observé entre ces expériences nous laisse penser que l'état de la parcelle est désaturé. Après discussion avec Olivier Planchon (responsable IRD de l'expérience), il semble que l'état de saturation initiale de la parcelle est proche de la capacité au champ. Cette hypothèse n'est donc pas retenue.

– Le temps de submersion peut également être court si une croûte de battance se forme à la surface du sol. Le sable considéré est composé majoritairement de sables fins et grossiers. Néanmoins, il est également composé de particules fines (1% d'argile, 7% de limons). Comme décrits précédemment, l'expérience du 28 juin est la dernière d'une série de quatre expériences. Pour chacune d'elle, la parcelle est soumise à une pluie intense. La formation d'une croûte de battance au cours des trois premières

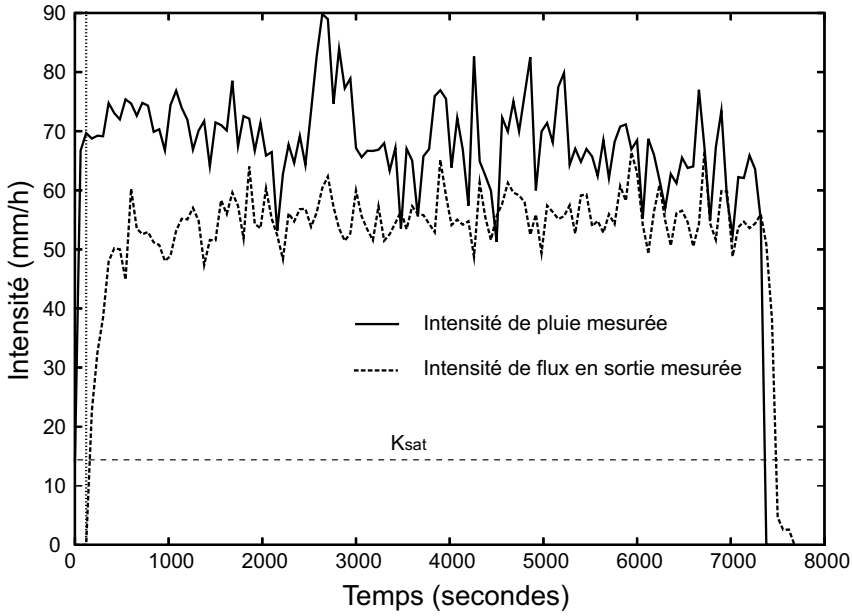


FIG. 3.3 – Évolution des intensités de pluie et de ruissellement en fonction du temps

expériences est donc une hypothèse envisageable.

– Le temps de submersion peut également être court si les lois du sol considéré sont "raides" - i.e. les dérivées de la teneur en eau et de la conductivité hydraulique en fonction de la pression capillaire sont grandes, ces lois étant par conséquent très non-linéaires - et la parcelle désaturée initialement. Dans ce cas précis, le front d'infiltration est très raide et la vitesse de progression du front est faible dans la partie supérieure du sol. La saturation complète de surface peut être atteinte vite et donner naissance au phénomène de ruissellement. La composition du sable de la parcelle de Thies nous laisse penser que ce sable peut avoir ce genre de comportement. Le temps de deux jours observés entre les expériences et la forte évapotranspiration au Sénégal peuvent être à l'origine d'une désaturation initiale importante de la parcelle. Cette hypothèse est donc envisageable.

Les résultats du paragraphe précédent montrent que, dans le cas d'un ruissellement de type hortonien, notre approche de modélisation permet de reproduire une augmentation rapide du débit en sortie de parcelle. Néanmoins, les deux hypothèses retenues - (i) existence d'une croûte de battance ou (ii) les lois de comportement du sol sont non-linéaires et le sol est initialement désaturé - posent des problèmes dans l'application de notre modèle. En effet, la modélisation d'une croûte de battance n'a pas encore été introduite dans notre modèle. On peut envisager de modifier les propriétés de la partie supérieure du sol pour modéliser les effets de battance mais cela n'a pas cela n'a pas encore été testé. De plus, comme illustré dans le paragraphe précédent, un maillage très fin est nécessaire pour décrire du ruissellement hortonien dans le cas d'un sol aux lois de comportement

"raides" et initialement désaturé. Les résultats présentés figure 2.2 ont été obtenus avec 80 mailles selon la direction verticale. La surface topographique de la surface étant décrite par 8000 éléments triangulaires, le maillage nécessaire pour reproduire l'expérience du 28 juin dépasserait donc les 500000 mailles. Pour de raisons de coûts de calcul, ceci n'est pas envisageable. Une approche alternative a donc été trouvée pour pouvoir quand même tester notre modèle sur la parcelle de Thies. On choisit donc de ne simuler que l'écoulement de surface. Le domaine de calcul ne comprend alors que le domaine de surface (i.e. la couche de ruissellement). Le processus d'infiltration est modélisé à l'aide d'un terme puits. Pour déterminer ce terme puits, on estime l'évolution du flux infiltré à partir de la courbe de flux sortant mesuré. On cale ensuite une loi de Horton sur cette évolution. On impose alors à la surface de la couche de ruissellement un flux égal à l'intensité de la pluie réelle moins la valeur du terme puits d'infiltration. L'évolution du terme puits ainsi que les évolutions des flux sortants simulés et mesurés sont présentés figure 3.4. Cette démarche est similaire à celle employée dans [Tatard, 2005] [Tatard et al, 2007]. L'objectif est de caler les paramètres du modèle de façon à reproduire correctement l'évolution du flux en sortie de parcelle. C'est la comparaison entre les vitesses mesurées et simulées qui nous indiquera si notre modèle permet bien de reproduire la dynamique de ruissellement sur la parcelle. Pour les résultats présentés ci-dessous, le paramètre de Manning est égal à 0.05 $sm^{-1/3}$.

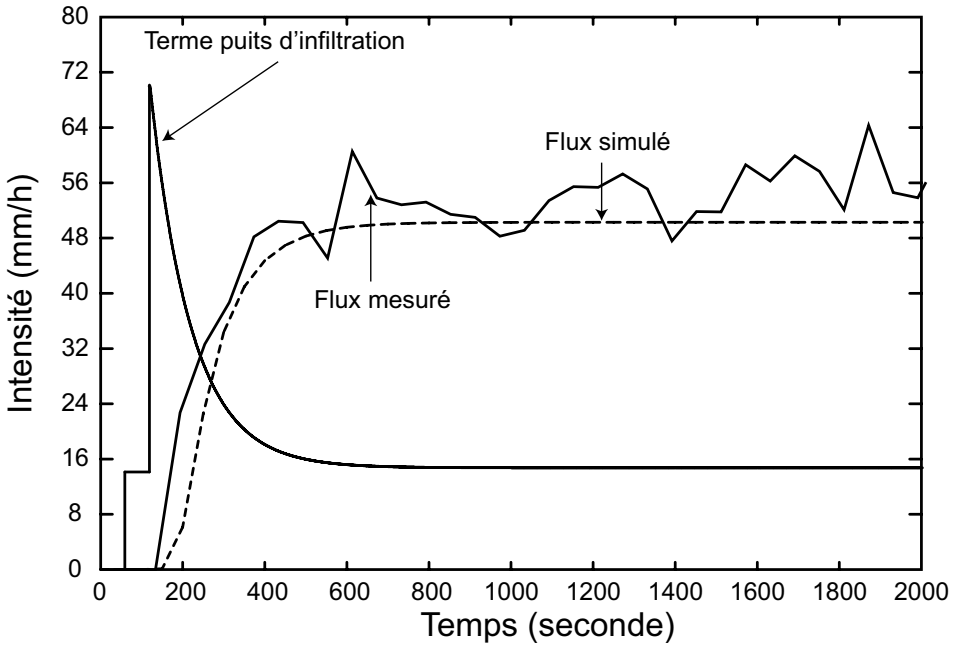


FIG. 3.4 – Terme source d'infiltration, flux totaux simulé et mesuré

3.4.2 Résultats

On constate figure 3.4 que l'évolution du flux total simulé suit l'évolution du flux total mesuré. Compte tenu de la démarche de modélisation utilisée, ceci n'est pas surprenant. Le terme puits d'infiltration a été évalué de façon à obtenir des courbes simulée et mesurée proches. On constate néanmoins un léger retard pour la courbe simulée. De plus, l'augmentation douce du flux en sortie n'est pas correctement représentée par notre approche simplifiée. Ceci est lié à l'utilisation de la loi de Horton pour évaluer le terme puits d'infiltration. La figure 3.5 présente une comparaison des vitesses simulées et mesurées au permanent (ici t = 2000 secondes). D'un point de vue général, on constate que l'accord entre les vitesses mesurées et simulées est bon dans le domaine des faibles vitesses. En revanche, les fortes valeurs de vitesse, mesurées principalement dans les rigoles, sont mal modélisées. Il faut noter ici que ce graphe de corrélation est comparable à ceux présentés dans [Tatard et al, 2007], et notamment à celui obtenu avec le modèle PSEM2D qui résout les équations de Saint-Venant complètes. Dans [Tatard et al, 2007], la sous-évaluation des grandes vitesses dans les rigoles est attribuée à la non prise en compte des interactions hydraulique/paramètre de rugosité. Cette hypothèse n'a pas pu être testée pour le moment. On peut néanmoins penser qu'en diminuant le paramètre de rugosité dans les régions de fortes vitesses, les vitesses simulées seront plus importantes et se rapprocheront des vitesses mesurées.

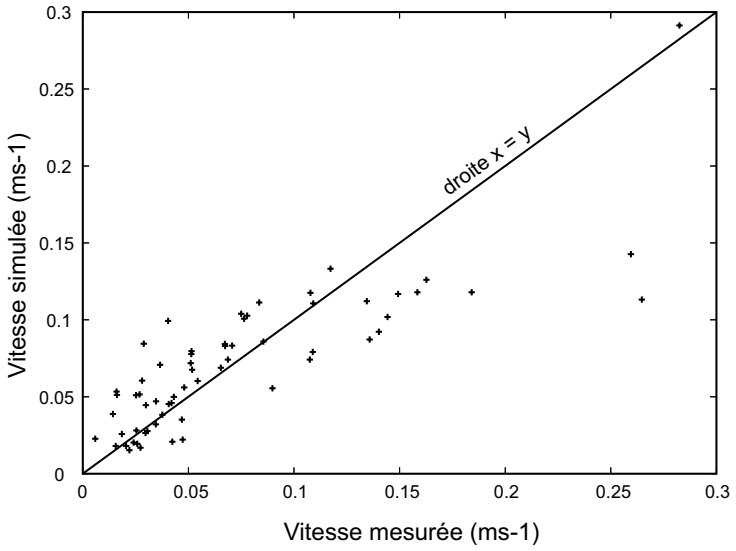


FIG. 3.5 – Corrélation vitesse simulée/vitesse mesurée au régime permanent (t= 2000 s)

Les figures 3.6 et 3.7 présentent respectivement les distributions de hauteur de lame d'eau et de vitesse à la surface de la parcelle. Le champ de vitesse simulé présente les mêmes caractéristiques que celles présentées dans [Tatard et al, 2007]. On constate notamment que la vitesse est plus importante dans la rigole centrale. En revanche, la distribution de hauteur de lame d'eau présente des différences, surtout au niveau des valeurs maximales observées. En effet, notre modèle simule des hauteurs de lame d'eau plus importantes que

les trois modèles utilisés dans l'article de Tatard et al. Ceci peut être lié à la loi expérimentale utilisée pour décrire la relation hauteur de lame d'eau-vitesse. Notre approche de modélisation s'appuie sur la relation de Manning-Stickler alors que les autres modèles utilisent la relation de Darcy-Weisbach. L'utilisation de deux lois différentes caractérisant la rugosité de la pente peut expliquer les différences observées entre les différentes hauteurs de lame d'eau simulées. L'ensemble des résultats présentés ci-dessus nous laisse donc penser que notre approche de modélisation permet bien de représenter la dynamique de la parcelle de Thies. Néanmoins, la reproduction numérique de l'expérience du 28 juin n'est pas totalement satisfaisante puisque seul le modèle de surface a été utilisé. Le processus d'infiltration a été pris en compte par l'intermédiaire d'un terme puits. Cette approche donne des résultats corrects mais n'est pas satisfaisante dans la mesure où elle ne permet pas d'évaluer la qualité du modèle couplé. Pour répondre à cette interrogation, une nouvelle simulation de la parcelle a été réalisée en utilisant les données récoltées pendant l'expérience du 24 juin 2004.

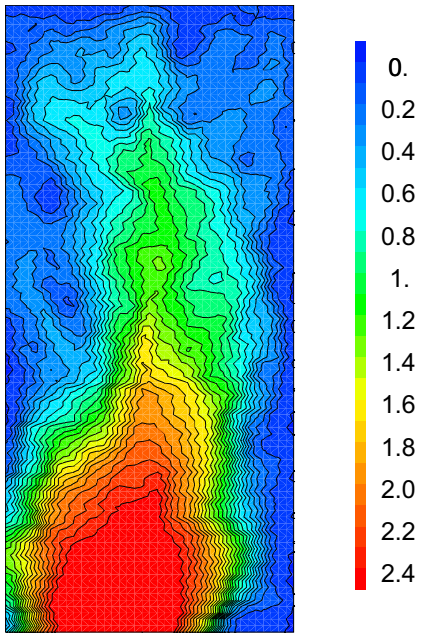


FIG. 3.6 – Hauteur de lame d'eau simulée en cm au permanent (t= 5000 s)

3.5 L'expérience du 24 juin

Le problème majeur rencontré pour reproduire l'expérience du 28 juin 2004 est l'activation très rapide du processus de ruissellement. Ce comportement "soudain" a été attribué à l'existence d'une croûte de battance ou à l'association d'un sol aux lois de teneur en eau et de perméabilité relative très non-linéaires et d'une saturation initiale faible. Nous avons donc simulé l'expérience du 24 juin 2004 pour tester notre modèle couplé. Au cours de cette expérience, une méthode de traçage est utilisée pour mieux comprendre le régime

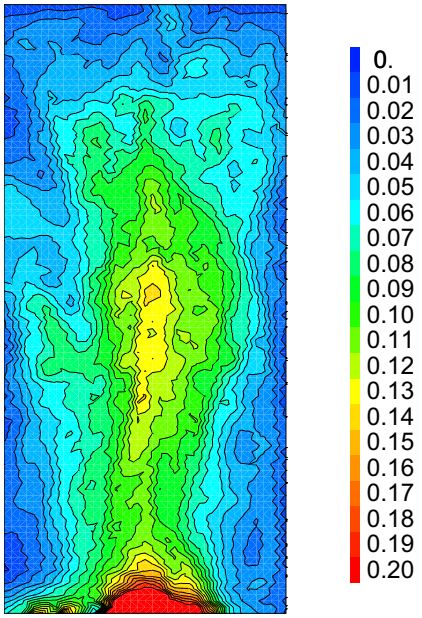


FIG. 3.7 – Champ de vitesse en ms^{-1} au permanent (t= 5000 s)

d'écoulement de surface sur la parcelle. Le travail présenté dans la partie suivante est un travail préliminaire qui illustre que notre modèle peut reproduire l'hydraulique de la parcelle de Thies. Dans un futur proche, l'expérience de traçage sera reproduite à l'aide de notre modèle couplant écoulement et transport. Nous nous sommes appuyé sur les travaux menés par Rajoelisoa [Rajoelisoa, 2005] pour réaliser ce travail.

3.5.1 Démarche de modélisation

Les intensités respectives de pluie et de débit en sortie de la parcelle sont présentées figure 3.8. On constate que l'intensité de flux sortant évolue beaucoup plus doucement que celle de l'expérience du 28 juin. Alors que le régime permanent est atteint après 600-800 secondes le 28 juin, il faut plus de 1500 secondes pour atteindre le régime permanent le 24 juin. D'après notre expérience du régime de Horton, on peut penser que la progression du front d'infiltration, plus lente que celle du 28 juin, se fait dans un milieu qui présente des lois de comportement relativement douces et qui est initialement pas trop désaturé. Même si le ruissellement devient actif dès le début de la pluie, il semble donc que l'expérience du 24 juin peut être reproduite en prenant en compte l'infiltration.

Par manque de temps, une seule simulation a pû être réalisée. Le domaine de calcul comporte donc un domaine de surface (la couche de ruissellement) et un domaine de subsurface de 10 cm d'épaisseur. Le maillage utilisé pour discrétiser la surface topographique de la surface comporte le même nombre d'éléments (8000 éléments triangulaires) que celui du paragraphe précédent. On utilise 15 mailles pour discrétiser selon la verticale, le maillage étant raffiné en surface pour mieux représenter la progression du front d'infiltration. En première approche, un sol que l'on maîtrise - i.e. le Yolo Clay Loam (cf figure

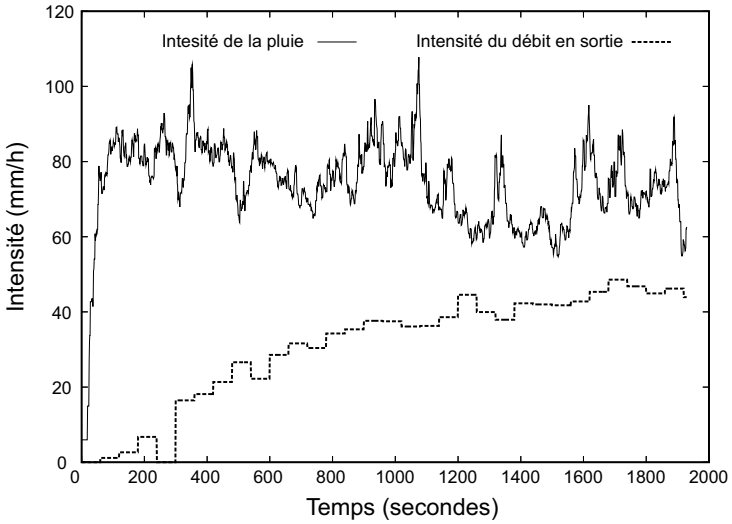


FIG. 3.8 – Intensités de la pluie et de débit en sortie de la parcelle pour l'expérience du 24 juin 2004

1.2) - a été utilisé. Nous sommes conscients que ce sol ne correspond pas à la granulométrie du sol échantillonné sur la parcelle, qui s'apparente plus à un sol de type sableux. Néanmoins, on considère que les résultats obtenus avec ce type de sol nous permettent, dans un premier temps, d'appréhender la dynamique du système. On pourra toujours par la suite, si nécessaire, caler la courbe de flux sortant simulée à la courbe mesurée en modifiant les paramètres des lois de comportement du domaine de subsurface. La condition initiale choisie est une condition de pression capillaire constante dans l'ensemble de domaine. On impose une pression initiale de -0.5 mètre, ce qui correspond à une saturation initiale d'environ 0.5. Une pluie de 75 mmh^{-1} est imposée à la surface de la couche de ruissellement.

3.5.2 Résultats

La figure 3.9 compare l'évolution des intensités des débits sortants simulés et mesurés. Cette figure montre bien que ce travail est en cours puisque la simulation n'a pu être menée que jusqu'à 2000 secondes environ. Comme attendu d'après l'étude réalisée sur le régime de Horton, l'intégralité de l'eau s'infiltre en début de simulation et le ruissellement ne devient actif qu'à partir de 250 secondes. On constate néanmoins qu'à partir du temps de submersion, la courbe de débit simulé est en accord avec la courbe de débit mesuré, même si la courbe simulée se situe légèrement en dessous de la courbe mesurée. Un calage sur la condition initiale et sur les paramètres des lois de comportement devra donc être réalisé pour reproduire avec plus de précision l'hydrogramme mesuré. Ces courbes nous indiquent néanmoins que le sol considéré a un comportement proche de celui de la parcelle. Il faut cependant garder à l'esprit qu'un calage sur l'hydrogramme de sortie n'est pas suffisant, comme démontré dans [Tatard et al, 2007]. Deux champs de saturation sont représentés figure 3.10. On constate que notre modèle est capable de décrire correctement l'avancée

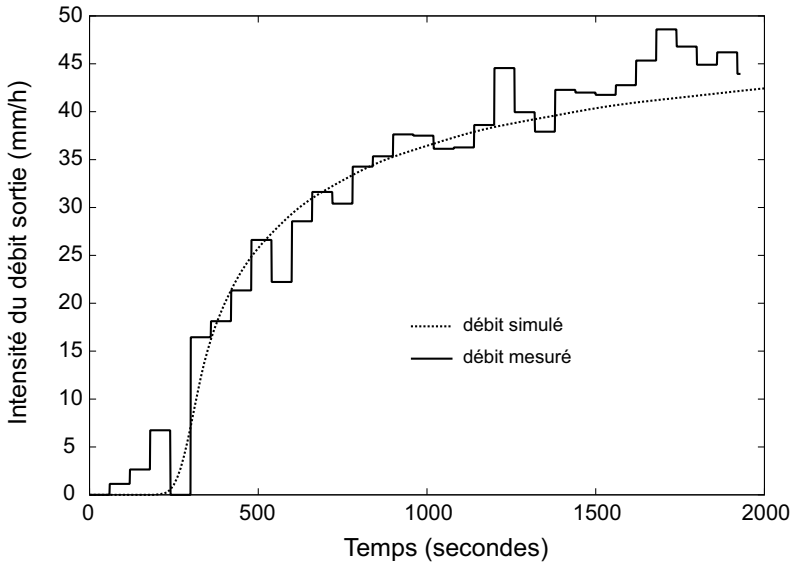


FIG. 3.9 – Intensité des débits sortants mesuré et simulé pour l'expérience du 24 juin 2004

du front de saturation. Le champ de saturation à 100 secondes montre qu'à ce moment, la saturation en surface n'a pas encore atteint la valeur critique de 1. En revanche, on peut voir sur le champ à 350 secondes que la surface est complètement saturée. Cela confirme que notre approche de modélisation permet bien de représenter le ruissellement hortonien, même sur un cas réel complexe. La figure 3.11 présente deux distributions de hauteur de lame d'eau. Juste après l'activation du ruissellement (t = 300 secondes), on peut observer un chevelu, lié à la microtopographie de la parcelle. Pour des temps plus longs, on voit que la hauteur de lame d'eau croît surtout dans la rigole centrale et à l'exutoire de la parcelle. L'écoulement se concentre donc dans la partie centrale de la parcelle. Ces résultats sont en accord avec le comportement de la parcelle décrit dans [Tatard et al, 2007]. Ils indiquent que notre approche de modélisation permet bien de reproduire le comportement observé de la parcelle. Le modèle couplé n'ayant pas pû être qualifié avec l'expérience du 28 juin, le travail sur cette expérience doit être poursuivi. Une fois le modèle calé sur l'hydrogramme de sortie, une expérience de traçage sera réalisé pour comparer nos résultats aux mesures réalisées et présentées dans [Rajoelisoa, 2005].

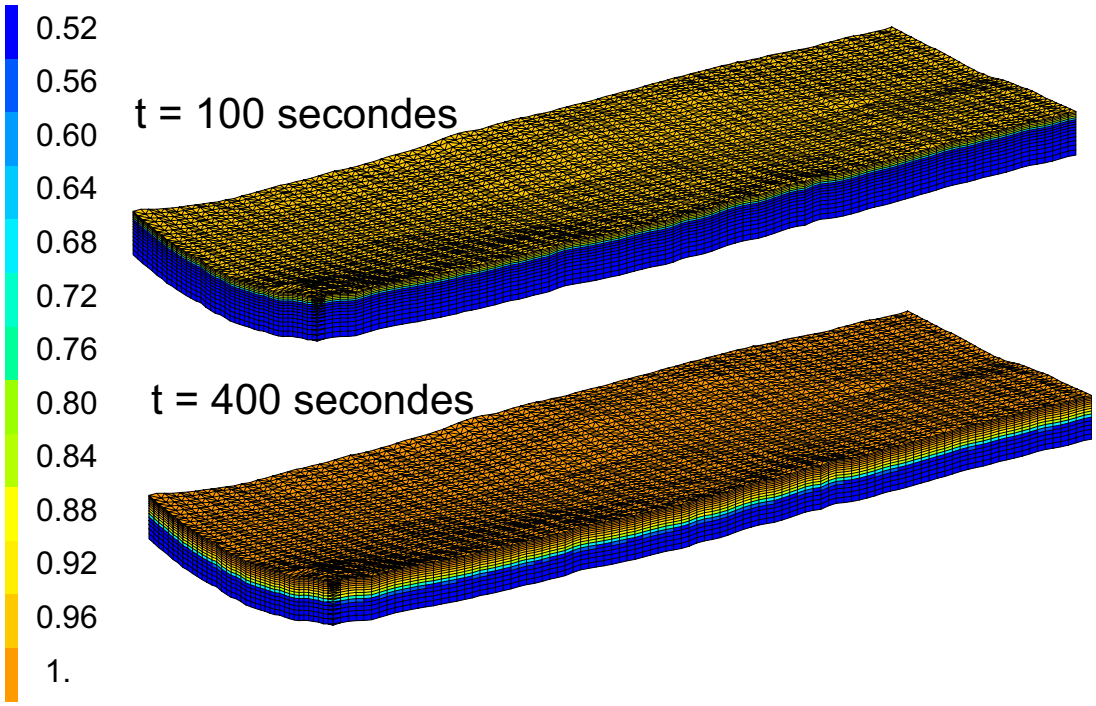


FIG. 3.10 – Champ de saturation dans la parcelle à t = 100 secondes et t = 350 secondes ; le domaine de calcul est transformé pour voir le domaine de subsurface (épaisseur réelle 5 fois plus petite)

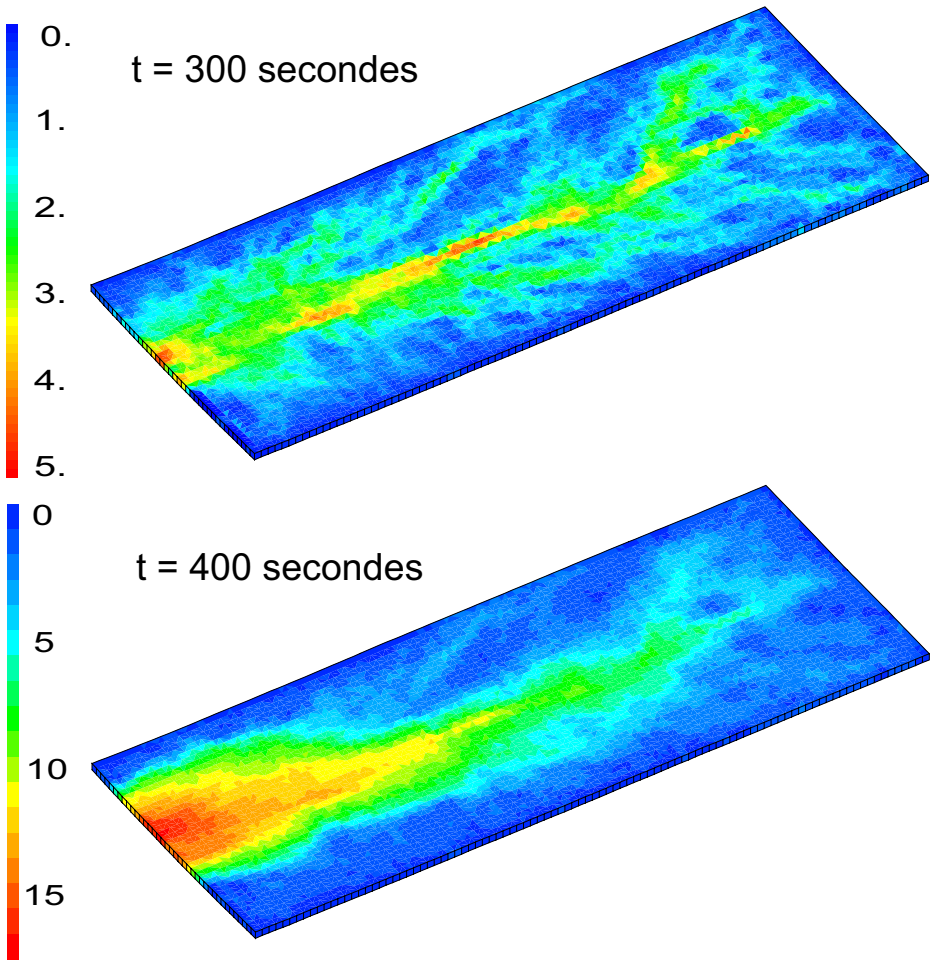


FIG. 3.11 – Hauteurs de lame d'eau à t = 300 secondes et t = 400 secondes

Performances du modèle, convergence, stabilité,...

Avant d'aborder les conclusions générales et les perspectives de ce travail, il semble important d'évoquer les performances du modèle développé et les différents problèmes numériques rencontrés. En effet, un certain nombre de problèmes de convergence et de stabilité sont apparus au cours du développement du modèle. Les choix de discrétisations temporelle et spatiale sont primordiaux pour représenter correctement la dynamique des systèmes considérés.

Pas de temps Les premiers problèmes ont été rencontrés au cours de la détermination de la stratégie de pas de temps. La grande différence de cinétique entre les écoulements de surface et de subsurface et les forts contrastes de conductivité hydraulique observés dans le domaine impose le choix de pas de temps relativement petits. Pour bien reproduire la dynamique couplée des écoulements de surface et de subsurface, il faut se caler sur la cinétique la plus rapide, à savoir celle du ruissellement. Par conséquent, dans l'ensemble des simulations décrites précédemment, le pas de temps de calcul ne peut pas dépasser la seconde ou la dizaine de secondes. Comme il a été montré dans le manuscrit, l'emploi de la condition à la limite dite de hauteur de lame d'eau imposée itérative peut également expliquer l'emploi de pas de temps petits. Cette condition à la limite est utilisée car elle seule permet de ne pas avoir d'oscillations en sortie de la couche de ruissellement. L'emploi de petits pas de temps nous conduit alors à décrire des écoulements de subsurface avec des pas de temps trop petit pour respecter les critères numériques classiques (Fourier, CFL,...) assurant la précision de la résolution. Le choix de pas de temps petits réduit donc la précision de l'approche de modélisation développée. Les bilans en eau sont néanmoins respectés de façon macroscopique à 1% près (valeur relative) et la conservation de la masse entre deux pas de temps de calcul est en général respectée à 10^{-10} près. Ces valeurs sont bonnes sachant que la stabilité du modèle, plus que sa précision, a été la priorité au cours de ce travail de thèse.

Pas d'espace Le choix de la discrétisation spatiale n'a pas posé tant de problèmes que le choix de la discrétisation temporelle. Néanmoins, l'emploi de l'équation de Richards et des lois de van Genuchten pour décrire les lois de teneur en eau et de perméabilité conduit à utiliser des maillages fins, et de ce fait assez gros. La zone proche de la surface du sol joue un rôle particulier dans les processus physiques considérés. Dans l'ensemble

des cas présentés, le maillage est raffiné selon la direction verticale de façon à avoir des mailles plus fine en surface que dans le fond du domaine. Ces maillages fins en surface sont nécessaires à la bonne description de la progression du front d'infiltration, et donc à la convergence et la stabilité de la simulation.

Discrétisations et physique du système Il faut garder à l'esprit que les choix en terme de discrétisations sont contrôlés par la physique du système. Dans le cadre de ce travail, le ruissellement sur surface saturée et le ruissellement de Horton ont été étudiés et les discrétisations respectives pour décrire ces deux processus sont différentes. Dans le cas d'un ruissellement de Horton, la pluie imposée à la surface de la couche de ruissellement est très importante. Le front d'infiltration dans la partie supérieure du sol est souvent "raide". Il faut dans ce cas utiliser des maillages très fins en surface (épaisseur des mailles de surface inférieure au centimètre) pour bien décrire la progression de ce front. Dans le cas du ruissellement sur surface saturée, les contraintes sur l'épaisseur de surface sont moindres. Un maillage classiquement utilisé pour résoudre l'équation de Richards pemret de décrire correctement la dynamique du système. Il faut noter ici que les discrétisations spatiales et temporelles dépendent fortement des propriétés physiques du sol considéré et de la condition initiale. L'emploi d'un sol sableux ou d'un sol argileux conduira bien évidemment à des discrétisatoins différentes.

Performances Quelques informations maintenant sur les performances générales du modèle. Compte tenu de la forte dépendance des discrétisations temporelle et spatiale au cas test considéré, il est difficile de généraliser sur ce sujet. Par ailleurs il ne faut pas perdre de vue que Cast3M est un code généraliste dédié à la recherche ; il présente les inconvénients de ces qualités : tester des lois et des modèles, par sous domaine, avec des maillages quelconques nécéssite que beaucoup d'informations soient stockées en mémoire vive, ce qui rend le code moins compétitif qu'un code dédié. Il faut savoir que l'ensemble des simulations présentée dans ce manuscrit on été réalisées sur une machine classique : 2 Gbits de RAM et processeur de 2 GHz. Selon la taille du maillage et le processus de ruissellement considéré, le temps de calcul peut aller de l'heure à la semaine. Les pas de temps ne dépassent que très rarement la seconde. Dix itérations au maximum sont réalisées par pas de temps. Donner un exemple précis est le meilleur moyen d'illustrer ces propos.

Pour simuler l'expérience du 24 juin sur la parcelle de Thies, les paramètres de calcul sont les suivants :

- Le domaine de calcul comporte 120 000 éléments environ
- Un pas de temps seconde est utilisé pendant l'ensemble de la simulation
- La convergence est obtenue en 3 itérations minimum et 5 maximum

Et le temps nécessaire sur la machine classique décrite précédemment pour simuler les 2000 secondes de l'expérience est de 35 heures.

Conclusion générale et perspectives

Les processus de transfert d'eau dans un bassin versant sont complexes et souvent en interaction. L'activation de ces processus est contrôlée par des facteurs physiques, morphologiques et climatiques. Le fonctionnement du système bassin versant est donc difficile à comprendre et à représenter. Le travail de thèse présenté dans ce manuscrit s'inscrit dans le cadre général de la modélisation distribuée à base physique de l'hydrologie d'un bassin versant. On s'intéresse tout particulièrement aux méthodes de couplage entre écoulements de surface et de subsurface. Le constat de départ de ce travail est le suivant : les méthodes existantes de couplage entre les écoulements de surface et de subsurface (changement de condition à la limite en surface ou couplage du premier ordre par exemple) ne permettent pas d'imposer la continuité entre l'eau de surface et l'eau de subsurface. L'objectif de ce travail est donc de développer, de valider et d'appliquer une approche de modélisation, dite darcéenne multidomaine, qui permet d'imposer cette continuité.

Le modèle développé L'idée de base de notre approche de modélisation est de représenter l'ensemble des processus de surface et de subsurface dans un continuum darcéen s'étendant de la surface du sol au domaine profond. De façon classique, les équations de Darcy et de Richards sont utilisées pour décrire les écoulements respectivement dans la zone saturée et la zone non saturée. La partie innovante de ce travail réside dans la façon de modéliser les processus de surface. L'équation dite de l'onde diffusive est utilisée pour décrire les écoulements de surface. Elle est transformée et mise sous la forme d'une équation de Darcy non-linéaire. Cela nous permet d'assimiler les écoulements de surface à des écoulements dans un milieux poreux aux propriétés particulières. On introduit donc dans notre domaine de calcul une couche de milieu poreux à la surface du sol, appelée couche de ruissellement. Les lois de teneur en eau et de conductivité hydraulique de cette couche sont définies à partir de l'équation de l'onde diffusive modifiée. Chacun des processus est alors décrit par une équation de type équation de Darcy. Une seule équation de Darcy non-linéaire avec des paramètres dépendant du domaine considéré (surface, zone non saturée, zone saturée) doit alors être résolue pour décrire l'intégralité des processus d'intérêt et leurs interactions. Ceci nous permet d'imposer la continuité des pression et flux d'eau à l'interface surface/subsurface et de décrire ainsi de façon unifiée l'ensemble des processus. Un modèle de transport, résolvant une équation d'advection-dispersion, a également été implémenté pour pouvoir suivre les masses d'eau et ainsi s'intéresser à la question de la séparation d'hydrogramme. Implémenté dans le cadre de l'approche darcéenne multidomaine, ce modèle permet également de traiter les processus de transport dans les domaines de surface et de subsurface de manière unifiée. Ces modèles d'écou-

lement et de transport ont été développés au sein de l'environnement de modélisation Cast3m en utilisant la formulation Eléments Finis Mixtes Hybrides.

Validation et vérification du modèle Il existe peu de systèmes dans la littérature permettant de valider les modèles couplant les écoulements de surface et de subsurface. L'évaluation de notre modèle a donc été réalisée en plusieurs étapes.

Dans un premier temps, le modèle couplé d'infiltration et de transport a été confronté à l'expérience de type "bac à sable" présentée dans [Vauclin et al, 1979]. Les résultats obtenus montrent que notre approche de modélisation permet de bien reproduire les processus d'écoulement et de transport dans un système comportant une zone saturée et une zone non saturée. Néanmoins, les résultats expérimentaux ne sont pas retrouvés avec exactitude, ce qui est probablement dû aux incertitudes liées à la caractérisation du sol.

Dans un deuxième temps, le modèle de ruissellement seul est validé. Les résultats obtenus avec notre approche de modélisation sur un cas simple monodimensionel sont comparés à une solution analytique. Notre modèle de ruissellement donne des résultats satisfaisant mais la qualité de la représentation du processus de ruissellement est fortement conditionnée par les discrétisations spatiale et temporelle utilisées. L'emploi d'une condition à la limite dite de charge imposée itérative à la sortie de la couche de ruissellement impose l'utilisation de pas de temps courts pour bien décrire l'évolution de la hauteur de lame d'eau en sortie du domaine de surface. Le modèle de ruissellement est ensuite comparé à des modèles de référence (les modèles de [Di Giammarco et al, 1996] et [Panday et Huyakorn, 2004]) de la littérature sur le cas test de [Di Giammarco et al, 1996]. Les résultats obtenus avec notre approche sont en accord avec ceux obtenus avec les autres modèles. Ces deux exercices de modélisation valident notre modèle de ruissellement seul.

La méthode de couplage surface/subsurface par tenseur de conductivité hydraulique est ensuite évaluée à partir d'un cas d'infiltration dans une colonne verticale. La conductivité hydraulique verticale très forte introduite dans la couche de ruissellement pour homogénéiser la charge et transmettre le flux imposé de pluie à la surface du sol remplit bien son rôle de multiplicateur de Lagrange.

Enfin, le modèle couplé d'écoulement et de transport est qualifié en simulant les expériences de type "bac à sable" menées par [Abdul et Gillham, 1984] et les expériences numériques d'écoulement dans un transect de bassin versant d'Ogden et Watts [Ogden et Watts, 2000]. Les résultats présentés montrent que notre approche de modélisation permet bien de reproduire la dynamique couplée surface/subsurface. Les résultats expérimentaux d'Abdul et Gillham sont difficiles à reproduire exactement compte tenu de la non prise en compte de la phase air dans notre modèle. Comme la réponse hydrodynamique simulée est plus rapide que celle mesurée, les contributions relatives d'eau ancienne et d'eau nouvelles ne peuvent être modélisées avec précision. Néanmoins, notre modèle de transport permet de reproduire les tendances mesurées de ces contributions. Sur le système d'Ogden et Watts, notre modèle donne des résultats satisfaisants. L'influence des paramètres géométriques

(épaisseur et longueur) sur la dynamique du système décrite dans [Ogden et Watts, 2000] est retrouvée.

Application L'approche darcéenne multidomaine a ensuite été appliquée à plusieurs systèmes. Dans un premier temps, une étude de sensibilité sur un cas test synthétique de ruissellement sur surface saturée est réalisée. L'influence du type de sol, de la topographie, de l'intensité de la pluie et des conditions initiales est étudiée. Les résultats obtenus sont en accord avec les résultats présentés dans la littérature (e.g. [Beaugendre et al, 2006]) et confirme le rôle primordial de ces différents facteurs de contrôle sur la dynamique des systèmes pour lesquels les écoulements de surface et de subsurface sont en interaction.

Dans un deuxième temps, une étude du régime de Horton sur un cas synthétique est présentée. A notre connaissance, aucune étude détaillée de ce processus de genèse n'a été réalisée avec un modèle intégré du même type que le notre. Pour différentes valeurs d'intensité de la pluie et de condition initiale, la dynamique du système considéré est étudiée. Il apparaît que notre modèle est bien capable de reproduire la dynamique du ruissellement hortonien décrite dans la littérature (e.g. dans [Rubin, 1969]). Les volumes d'eau infiltré estimé avec notre modèle et par la loi expérimentale de Horton sont également comparés. L'accord entre les volumes donnés par les deux approches est bon, ce qui confirme que notre approche de modélisation permet de décrire la dynamique d'un système soumis au ruissellement hortonien.

Enfin, on applique le modèle à la parcelle de Thies au Sénégal. Ce système expérimental instrumenté par l'IRD (U.R. Solutions) nous permet de confronter notre modèle à la réalité. Deux expériences menées sur ce site expérimental sont simulées pour évaluer la capacité de notre modèle à reproduire une dynamique de ruissellement réel. La configuration de la première ne nous a pas permis d'utiliser le modèle couplé surface/subsurface. En effet, l'augmentation du débit en sortie est trop abrupt et le maillage nécessaire pour décrire ce comportement avec notre modèle comporterait trop de mailles. Seul le modèle de ruissellement est donc utilisé. On compare alors les vitesses simulées par notre modèle et les vitesses mesurées par l'IRD. Les résultats obtenus avec notre modèle de ruissellement sont satisfaisants et comparables aux résultats obtenus avec d'autres modèles [Tatard et al, 2007]. Pour tester notre modèle couplé, on simule une deuxième expérience en prenant en compte le processus d'infiltration. Par manque de temps, ce travail n'est pas achevé mais les premiers résultats obtenus sont satisfaisants et nous encouragent à poursuivre ce travail.

Limitations L'approche de modélisation darcéenne multidomaine permet donc de représenter la dynamique couplée surface/subsurface. Il faut noter ici que le modèle développé n'a été appliqué qu'à l'échelle de la parcelle. L'application du modèle à l'échelle plus grande d'un petit bassin versant, bassin du Ringelbach dans les Vosges ([Ambroise, 1986] [Ambroise, 1988] [Ambroise, 1994]) a été tentée mais, faute de temps pour résoudre les problèmes numériques apparus dans cette application, aucun résultat significatif n'a été

obtenu. Ces problèmes sont liés au fait que la limite d'application actuelle du modèle, en termes de taille de maillage et de nombre total d'itérations, est atteinte pour ce bassin. Par ailleurs celui ci est relativement pentu, pente moyenne de 40%, pouvant atteindre 100%, ce qui conduit à une cinétique de ruissellement très rapide et des volumes d'eau ruisselés ou exfiltrés importants. Rappelons que ces valeurs de pente n'ont pas été étudiées dans ce travail. Nous revenons sur cette application au bassin du Ringelbach dans les perspectives.

Comme cela vient d'être dit pour le bassin du Ringelbach il n'est guère envisageable, pour l'instant, d'appliquer le modèle à des bassins versants quelconques, ce qui est aussi vrai pour les autres modèles intégrés tels que InHM de VanderKwaak. Les facteurs limitants de notre modèle sont la taille du maillage (de l'ordre de 200.000 éléments pour les EFMH) et les temps de calculs (100.000 itérations au maximum pour rester sur des temps de calcul raisonnables). En effet, pour assurer, d'une part, un bon partage de l'eau entre ruissellement et infiltration et, d'autre part, décrire correctement l'évolution temporelle de la hauteur de lame d'eau à l'exutoire de la couche de ruissellement, le pas de temps doit être petit, inférieur ou de l'ordre de la seconde, et la zone de subsurface proche de la surface du sol doit être maillée finement. Ces discrétisations spatiales et temporelles dépendent fortement du type de sol, de son humidité initiale et de l'intensité de la pluie.

Perspectives

Nouveaux développements numériques Ce travail de thèse ne constitue que la première pierre nécessaire au développement d'un modèle distribué permettant de représenter l'hydrologie d'un bassin versant. Les méthodes numériques utilisées sont classiques et efficaces, mais de nouveaux outils numériques ont été récemment implémentés dans Cast3m. Ceux-ci pourraient améliorer l'efficacité de notre modèle. On pense notamment au schéma Volumes Finis, qui nécessite moins d'inconnues que le schéma EFMH utilisé ici. D'autres solveurs plus performants ont aussi été implémentés. Un travail sur la stratégie du choix des pas de temps est également à réaliser. L'approche de modélisation développée présente en effet une grande sensibilité au pas de temps et aucun des algorithmes de choix de pas de temps automatiques testés ne s'est montré satisfaisant. Les pas de temps choisis actuellement sont estimés par l'utilisateur à partir de l'expérience qu'il a pû se faire du comportement du modèle. De façon générale les choix numériques effectués dans ce travail sont plutôt ceux d'un ingénieur que d'un numéricien. Il serait par conséquent bon que ce type de modèle soit "visité" par le monde des mathématiques appliquées.

Physique du ruissellement Le modèle développé s'appuie sur l'équation empirique de Manning. Cette relation permet de décrire la relation hauteur de lame d'eau- vitesse d'écoulement en surface. Néanmoins d'autres relations, comme celle de Chézy ou de Darcy-Weisbach, sont disponibles dans la littérature. Une des perspectives intéressants de ce travail serait donc de comparer, sur un cas synthétique ou sur un cas réel, les comportements simulés avec chacune de ces lois. Cet exercice de modélisation permettrait de voir l'influence de la loi sur le comportement global d'un système pour lequel les écoulements de surface et de subsurface interagissent. Le code Cast3m, en tant que boite à outil, se prête particulièrement bien à ce genre de comparaisons. Toujours dans le domaine de la

physique du ruissellement, l'effet de la végétation ou des dépressions de surface pourrait être pris en compte en modifiant les lois de comportement de la couche de ruissellement. Enfin, les effets liés à l'existence d'une croûte de battance peuvent également être simulés et étudiés.

La parcelle de Thies Les travaux sur la parcelle de Thies présentés dans ce manuscrit sont loin d'être aboutis. Les premiers résultats sur l'expérience du 28 juin laisse penser que notre modèle permet bien de représenter la dynamique de la parcelle. Ce travail peut servir de base à une étude plus détaillée de la dynamique de ruissellement. L'influence des lois de frottements utilisées pourrait être étudiée comme dans [Tatard et al, 2007]. L'expérience du 24 juin semble néanmoins plus adaptée à l'utilisation de notre modèle. Les expériences de traçage au sel réalisées peuvent être reproduites avec notre modèle de transport. L'objectif serait alors d'essayer de reproduire les temps d'arrivée des pics de concentration en sortie de domaine. Cet exercice de modélisation permettrai de confronter notre modèle d'écoulement/transport avec des mesures de terrains. Cette perspective est très intéressante et représente un des premiers objectifs de l'après thèse.

L'érosion hydrique Notre modèle peut être la base d'un modèle plus complet permettant de représenter les processus d'érosion. Ces processus peuvent être décrits par une équation d'advection-dispersion. Il suffit alors d'introduire un modèle de transport de particules dans la couche de ruissellement seule, modèle similaire au modèle de transport déjà implémenté pour tracer les masses d'eau dans l'ensemble du domaine. Le point sensible sera alors de définir des termes sources de matière solide permettant de représenter la mise en suspension par l'impact des gouttes de pluie ou l'arrachement par cisaillement et les processus de dépôt. Ce couplage entre ruissellement et érosion est classique et a été mis en oeuvre par plusieurs auteurs [Raff et Ramirez, 2005] [Heppner et al, 2006].

Modélisation à l'échelle du bassin versant/Bassin du Ringelbach Comme cela a été dit précédemment, l'application du modèle à l'échelle plus grande d'un petit bassin versant, bassin du Ringelbach dans les Vosges ([Ambroise, 1986] [Ambroise, 1988] [Ambroise, 1994]) a été tentée mais, faute de temps pour résoudre les problèmes numériques rencontrés, aucun résultat significatif n'a été obtenu. Le bassin versant du Ringelbach est très bien instrumenté et les nombreuses études réalisées sur ce bassin par B. Ambroise [Ambroise, 1986] [Ambroise, 1988] [Ambroise, 1994] ont montré, d'une part, que ce bassin est soumis au ruissellement sur surface saturée et, d'autre part, que c'est l'extension et la diminution de la surface saturée près du réseau hydrographique qui contrôle la réponse du système. Notre modèle est donc particulièrement bien adapté pour représenter le fonctionnement de ce bassin. De plus, suite à des travaux réalisés sur le bassin versant de Houay Pano au Laos, bassin instrumenté par l'U.R. Solutions de l'IRD et similaire de par son étendue et sa pente moyenne à celui du Ringelbach, une nouvelle stratégie de modélisation a été développée pour déterminer un état hydrologique initial. Pour cela, une vidange du bassin à partir d'un état complètement saturé est simulée sans ruissellement mais avec une condition aux limites de débordement en surface. Cela permet d'éviter les problèmes numériques liés à la modélisation du ruissellement pendant cette phase de

vidange. L'idée serait alors de déterminer un état initial avec cette stratégie et de modéliser avec le modèle intégré la réponse du bassin versant du Ringelbach à un événement pluvieux de faible durée.

Bibliographie

[Abdul, 1985] Adul A.S.,Experimental and numerical studies of the effect of capillary fringe on streamflow generation, Ph.D. Thesis, University of Waterloo, Waterloo, Ontario, 210pp., 1985

[Abdul et Gillham, 1984] Adul A.S., Gillham R.W., Laboratory Studies of the Effects of the Capillary Fringe on Streamflow Generation, Water Resour. Res., Vol 20, No 6,691-698, 1984

[Abbott et al, 1986a] Abbott M.B., Bathurst J.C., Cunge J.A., OĆonnell P.E., Rasmussen J., An introduction to the European Hydrological System - Système Hydrologique Européen, "SHE", 1 : History and philosophy of a physically based, distributed modelling system, J. Hydrol., 87, 45-59, 1986

[Abbott et al, 1986b] Abbott M.B., Bathurst J.C., Cunge J.A., OĆonnell P.E., Rasmussen J., An introduction to the European Hydrological System - Système Hydrologique Européen, "SHE", 1 : Structure of a physically based, distributed modelling system, J. Hydrol., 87, 61-77, 1986

[Ahn et al, 1993] Ahn S., Kim G., Choi G., On the applicable ranges of kinematic and diffusion models in openchannels, In : H.W. SuShen and F.Wen (Editors), Hydraulics Engineering 93, ASCE proc. Specialty Conf., San Fransisco, CA, 1993

[Ambroise, 1995] Ambroise B., Topography and the water cycle in a temerate midle mountain environment : the need for interdisciplinary experiments, Agricultural and Forest Meteorology, 73, 217-235, 1995

[Ambroise, 1986] Ambroise B., Rôle hydrologique des surfaces saturées en eau dans le bassin du Ringelbach à Soultzeren (Hautes-Vosges), France. Dans "Recherches sur l'Environnement dans la Région", Rentz O., Streith J., Zilliox L. [Ed], Actes 1er Colloque Scientifique des Universités du Rhin Supérieur, 27-28/06/1986, ULP/Conseil de l'Europe, Strasbourg, 620-630, 1986

[Ambroise, 1988] Ambroise B., Les bassins de recherche vosgiens (Ringelbach, Strengbach, Fecht). Dans "Du concept de BVRE à celui de zone-atelier dans les recherches menées en eaux continentales", Houi D. et Verrel J.L. [Ed], Actes du séminaire national hydrosystèmes, Paris, 10-11/05/1994, GIP Hydrosystèmes, CEMAGREF Editions, 71-88, 1994

[Ambroise, 1994] Ambroise B., Interactions eaux souterraines - eaux de surface dans le bassin du Ringelbach à Soultzeren (Hautes Vosges, France) : rôle hydrologique des surfaces saturées. In "Interaction between Groundwater and Surface Water", Dahlblom P., Lindh G. (Ed), Proc Int Symp IAHR, Ystad, 231-248, 1988

[Ambroise, 1999] Ambroise B., La dynamique du cycle de l'eau dans un bassin versant - Processus, facteurs, modèles, Edition $H * G * A$, Bucarest, 1999

[Anderson et Burt, 1978] Anderson M.G., Burt T.P, The role of topography in controlling throughflow generation, Earth Surf. Processes 3, 331-344, 1978

[Barnel et al, 2002] Barnel N., Le Potier C., Maugis P., Mouche E., Impact of a thermal radioactive waste on the thermal-hydraulic behaviour of a clay engineered barrier system, Poro-mechanics 2, Balkema Publishers, 2002

[Barros et al, 1999] Barros A.P., Knapton D., Wang M.c., Kuo C.Y., Runoff in shallow soils under laboratory conditions, J. Hydraul. Eng., 4(1), 28-37, 1999

[Bathurst, 1986a] Bathurst J.C., Physically-based distributed modelling of an upland catchment using the Systeme Hydrologique Europeen, J. Hydrol., 87, 79-102, 1986

[Bathurst, 1986b] Bathurst J.C., Sensitivity analysis of the Systeme Hydrologique Europeen for an upland catchment, J. Hydrol., 87, 79-102, 1986

[Bear, 1972] Bear J., Dynamics of fluids in porous media, American Elsevier, New York, 1972

[Beaugendre et al, 2006] Beaugendre H., Ern A., Esclaffer T., Gaume E., Ginzburg I., Kao C., A seepage face model for the interaction of shallow water table with ground surface : Application of the obstacle-type method, Adv. Water Resour., 329, 258-273, 2006

[Belfort et Lehman, 2005] , Belfort B., Lehman F., Comparison of Equivalent Conductivities for Numerical Simulation of One-Dimensional Unsaturated Flow, Vadose Zone Journal, 4, 1191-1200, 2005

[Bernard Michel, 2004] Bernard Michel G., Développement d'un nouvel outil de calcul du transport de radio-nucléides en milieu poreux dans Cast3m, Rapport interne CEA/DEN/DM2S : SFME/MTMS/RT/04/007/A, 2004

[Bernard Michel et al, 2004] Bernard Michel G., Le Potier C., Beccantini A., Gounand S., Chraibi M., The ANDRA Couplex 1 test case : Comparison between finite element, mixed hybrid finite element and finite volume discretizations, Computationnal Geosciences, 8, 187-201, 2004

[Betson, 1964] Betson R.P., Wath is watershed runoff ?, J. Geophys. res., 69, 1541-1551, 1964

[Beven, 1977] Beven J.B., Hillslope hydrograph by the finite element method, Earth Surf Processes, 2, 13-28, 1977

[Beven, 1985] Beven J.B., Distributed model, pp 405-435 in Hydrologic Forecasting, Anderson M.G., Burt T.P. (ed), Wiley, 1985

[Beven, 2001] Beven J.B., Rainfall-Runoff modelling The Primer, Wiley, New York, 2001

[Beven, 2006] Beven J.B., Streamflow generation processes, IAHS Benchmark papers in Hydrology Serie No 1, IAHS Publications, 2006

[Beven et Kirkby, 1979] Beven J.B., Kirkby M.J., A physically based variable contributing area model of basin hydrology, Hydrol. Sci. Bull., 24, 43-69, 1979 York, 2001

[Branstert et Plate, 1997] Branstert A., Plate E.J., Modelling of runoff generation and soil dynamics for hillslopes and microcatchments, J. Hydrol., 189, 177-195, 1997

[Brooks et Corey, 1964] Brooks R.H., Corey A.T., Hydraulic properties of porous media, Hydrol. Pap., Colo State Univ., Fort Collins 3, 27, 1964

[Burdine, 1953] Burdine N.T, Relative permeability calculations from pore-size distribution data, Petro. Trans. Am. Inst. Min. Eng., 198, 171-177, 1953

[Cappus, 1960] Cappus P., Bassin experimental d'Alrance : étude des lois de l'écoulement. Application au calcul et à la prévision des débits, La Houille Blanche A, 493-514, 1960

[Carslaw et Jaeger, 1959] Carslaw H.S., Jaeger J.C., Conduction of heat in solids, University Press, Oxford, 1959

[Cartalade et al, 2006] Cartalade A., Cadalen S., Lebas F., Genty A. et Tournebize J, Modélisation des écoulements et du transport de soluté en milieux poreux insaturés I : dispersion, colonnes et nudging, Rapport interne CEA/DEN/DM2S : SFME/MTMS/RT/06-002/A, 2006

[Chavent et Jaffré, 1986] Chavent G., Jaffré J., Mathematical models and finite elements for reservoir simulation, Studies in Mathematics and its applications, Vol 17, Elsevier, 1986

[Chen et Chow, 1968] Chen C.L., Chow V.T., Hydrodynamics of mathematically simulated surface runoff, Hydraul. Eng. Ser. 18, 132 pp, Univ of Ill., Urbana, 1968

[Chow, 1959] Chow V.T., Open-channel hydraulics, McGraw-Hill, New York, 1959

[Celia et al, 1990] Celia M.A., Bouloutas E.T., Zarba E.L., A General Mass-Conservative Numerical Solution for the Unsaturated Flow Equation, Water Resour. Res., 26, 1483-1496, 1990

[Clarke, 1994] Clarke R.T., Statistical modelling in hydrology, Chichester, 1994

[Cloke et al, 2005] Cloke H.L, Anderson M.G., McDonnell J.J., Renaud J.-P., Using numerical modelling to evaluate the capilary fringe graoundwater ridging hypothesis of streamflow generation, J. Hydrol., doi :10.1016/j.hydrol.2005.04.017, 2005

[Corradini et al, 1997] Corradini C., Morbidelli R., Melone F., On the interaction between infiltration and Hortonian runoff, J. Hydrol., 204, 52-67, 2004

[Crank, 1988] Crank J., Free and moving boundary problems, Clarendon Press Ed., 1988

[Dabbene, 1993] Dabbene F., Résolution des équations de Darcy par une méthode d'éléments finis mixtes hybrides, Rapport interne CEA-DMT/93/637, 1993

[Dabbene, 1998] Dabbene F., Mixed Hybrid Finite Elements for transport of pollutants by Underground Water, Proceedings of the 10th International Conference on Finite Element in Fluids, Tucson, Arizona USA, January 5-8 1998

[De Marsily, 1986] De Marsily G., Quantitative Hydrology, Academic press, Harcourt Brace Jovanovich, New York, 1986

[Di Giammarco et al, 1996] Di Giammarco P., Todini E., Lamberti P., A conservative finite element approach to overland flow : the control volume finite element formulation, J. Hydrol., 175, 267-291, 1996

[Diskin et al, 1995] Diskin M.H., Nazimov N., Ponding time and infiltration capacity variation during steady rainfall, J. Hydrol., 178, 369-380, 1996

[Dunne et Black, 1970] Dunne T., Black R.D., Partial Area Contributions to Storm Runoff in a Small New England Watershed, Water Resour. Res., 6, 1296-1311, 1970

[Dunne et al, 1991] Dunne T., Zhang W., Aubry B.F., Effects of rainfall, vegetation, and microtopography on infiltration and runoff, Water Resour. Res., 27, 2271-2285, 1991

[Durlovsky, 1994] Durlovsky J., Accuracy of mixed and control volume finite element approximation to Darcy velocity and related quantities, Water Resour. Res., 30, 965-973, 1994

[Eagleson, 1970] Eagleson P.S., Dynamic Hydrology, McGraw-Hill, New York, 1970

[Edjitano et Michel, 1989] Edjitano, Michel C., Un modèle pluit-débit journalier à trois paramètres, La Houille Blanche, 2 , 113-121, 1989

[Esteves et al, 2000] Esteves M., Faucher X., Galle S., Vauclin M., Overland flow and infiltration modelling for small plots during unsteady rain : numerical results versus observed values, J. Hydrol., 228, 265-282, 2000

[Favis-Mortlock, 1998] Favis-Mortlock D., A self-organizing dynamic systems approach to the simulation of rill initiation and development on hillslopes, Computers and Geosciences, 24, 353-372, 1998

[Favis-Mortlock et al, 2000] Favis-Mortlock D., Boardman J., Parsons A ;J., et Lascelles B., Emergence and erosion : a model for rill initiation and development, Hydrological Processes, 14, 2173-2205, 2000

[Freeze, 1971] Freeze R.A., Three dimensional transient saturated-unsaturated flow in a groudwater basin, Water Resour. Res., Vol 7, No 2, 347-366, 1971

[Freeze, 1972a] Freeze R.A., Role of Subsurface Flow in Generating Surface Runoff 1. Base Flow Contributions to Channel Flow, Water Resour. Res., Vol 8, No 3, 609-623, 1972

[Freeze, 1972b] Freeze R.A., Role of Subsurface Flow in Generating Surface Runoff 2. Upstream Source Areas, Water Resour. Res., 8, 1272-1283, 1972

[Freeze, 1978] Freeze R.A., Mathematical models of hillslope hydrology, pp 177-225 in Hillslope Hydrology, Kirkby M.J. (ed), Wiley, New York, 1978

[Freeze et Harlan, 1969] Freeze R.A., Harlan R.L., Blue-print for a physically-based digitally simulated hydrologic response model, J. Hydrol., 9, 237-258, 1969

[Genty et al, 2000] Genty A., Le Potier C., Renard P., Two-phase flow upscaling with heterogeneous tensorial relative permeability, Computational Methods in Water Resources XIII, Computational Mechanics Publications, 2000

[Gillham, 1984] Gillham R.W., The capillary fringe and its effect on water table response, J. Hydrol., 67, 307-324, 1984

[Gottardi et Venutelli, 1993] Gottardi G., Venutelli M., A control-volume finite element model for two-dimensional overland flow, Adv. Water Resour., 16, 227-84, 1993

[Govindaraju et Kavvas, 1991] Govindaraju R.S., Kavvas M.L., Dynamics of Moving Boundary Overland Flows Over Infiltrating Surfaces at Hillslopes, Water Resour. Res., 27, 1885-1898, 1991

[Hassanizadeh, 1986] Hassanizadeh S.M., Derivation of basic equations of mass transport in porous media. Part 2. Generalized Darcy's law and Fick's law, Adv. Water Resour., 9, 207-222, 1986

[Henderson, 1966] Henderson F., Open channel Flow, McMillan, New York, 1966

[Heppner et al, 2006] Heppner C.S., Ran Q., VanderKwaak J.E., Loague K., Adding sediment transport to the integrated hydrology model (InHM) : devlopment and testing, Adv. Water Resou, 29, 930-943, 2006

[Hewlett, 1961] Hewlett J.D., Soil moisture as a source of base flow from steep mountain watershed, US Dept, Agric. Forest Ser., Station Paper 132, 11, 1961

[Hewlett et Hibbert, 1963] Hewlett J.D., Hibbert A.R., Moisture and energy conditions within sloping soil mass during drainage, J Geophys. Res., 68, 1081-1087, 1963

[Hewlett et Hibbert, 1967] Hewlett J.D., Hibbert A.R., Factors affecting the response of small watersheds to precipitation in humid areas, International Symposium on Forest Hydrology, 275-290, Pengamon, 1967

[Hewlett et Nutter, 1970] Hewlett J.D., Nutter W.L., The varying source area of streamflow from upland bassins, Paper presented at Symposium on Interdisciplinary Aspects of Watershed Management, Bozeman, Am. Soc. Civil Eng., New York, 65-83, 1970

[Hillel, 2004] Hillel D., Introduction to environmental soil physics, Academic Press, 2004

[Horton, 1933] Horton, R.E., The role of infiltration in the hydrologic cycle, Eos Trans. AGU, 14, 446-460, 1933

[Horton et Hawkins, 1965] Horton, R.E., Hawkins R.H., Flow path of rain from the soil surface to the water table, Soil Sci., 100, 377-383, 1965

[Hromadka et al, 1985] Hromadka T.V., Berenbrock C.E., Freckleton J.R., Guyman G.L., A two-dimensional dam-break flood plain model, Adv. Water Resour., 8, 7-14, 1985

[Hromadka et Lai, 1987] Hromadka T.V., Lai C., Solving the two-dimensional diffusion flow model, Proceedings of the Specialty Conf. sponsored by the Hydraulics Div ASCE, Lake Buena Vista, Fl, Aug 12-19, 1985

[Hursh, 1936] Hursh C.R., Storm water and absorption, in "Discussion on list term with definition ; Report of the Committe on Absorption and Transpiration", Trans. Am. Geophys. Union, 17, 301-302, 1938

[Hursh, 1941] Hursh C.R., Separating storm hydrographs from small drainage areas into surface and subsurface flow, Trans. Am. Geophys. Union, 863-870, 1941

[Huyakorn et Pinder, 1983] Huyakorn P.S., Pinder G.F., Computational methods in subsurface flow, Academic Press, New York, 1983

[Huyakorn et al, 1986] Huyakorn P.S., Springer E.P., Guvanasen V., Wadsworth T.D., A Three-Dimensional Finite-Element Model for Simulating Water Flow in Variably Saturated Porous Media, Water Resour. Res., 22, 1790-1808, 1996

[Jones et al, 2006] Jones J.P., Sudicky E.A., Brookfield A.E., Park Y.-J.,An assessment of the tracer-based approach to quantifying groundwater contributions to streamflow, Water Resour. Res., 42, W02407, doi :10.1029/2005WR004130, 2006

[Kao et al, 2001] Kao C., Bouarfa S., Zimmer D., Steady state analysis of unsaturated flow above a shallow water table aquifer drained by ditches, J. Hydrol., 250, 122-133, 2001

[Kirkby, 1969] Kirkby M.J., "Infiltration, throughflow and overland flow", in Chorley R.J. (Ed), "Water, Earth and Man", Methuen, London, Chap 5.1, 215-227, 1969

[Kirkby, 1978] Kirkby M.J., Hillslope Hydrology, Wiley, New York, 1978

[Kollet et Maxwell, 2005] Kollet S.J., Maxwell R.M., Integrated surface-groundwater flow modeling : A free-surface overland flow boundary condition in a parallel groundwater model, Adv. Water Resour., 29, 945-958, 2006

[Le Potier et al, 1998] Le Potier C., Mouche E., Genty A., Benet L.V., Plas F., Mixed Hybrid Finite Element Formulation for water flow in unsaturated porous media, Computational Methods in Water Ressources XII, Computational Mechanics Publications, 1998

[Le Potier, 2005a] Le Potier C., Schéma volumes finis pour des opérateurs de diffusion fortement anisotropes sur des maillages non structurés, C.R.A.S., Mathématiques, vol 340, 12, pp 921, 2005

[Le Potier, 2005b] Le Potier C., Schéma volumes finis monotone pour des opérateurs de diffusion fortement anisotropes sur des maillages de triangles non structurés, C.R.A.S., Mathématiques, vol 341, 12, pp 787, 2005

[Le Bissonnais et Singer, 1992] Le Bissonnais Y., Singer M.J., Crusting, runoff and erosion response to soil water content and succession rainfall, Soil Sci Soc Am J., 1992

[McDonnell, 1990] McDonnell J., A rationale for old water discharge through macropore in a steep, humid catchment, Water Resour. Res., 26, 2821-2970, 1990

[McGlynn et McDonnell, 2003] McGlynn B.L., McDonnell J.J., Quantifying the relative contributions of riparian and hillslope zones to catchment runoff, Water Resour. Res., 39, 1310, 2003

[Makhlouf, 1994] Makhlouf Z., Compléments sur le modèle pluit-débit GR4J et essai d'estimation de ses paramètres, Thèse de doctorat Unniversité Paris 11 Orsay, Cemagref, Antony, 426p, 1994

[Mosé et al, 1994] Mosé R., Siegel P., Ackerer P., Chavent G., Application of the mixed finit hybrid elements approximation in a groundwater flow model : Luxury or necessity ?, Water Resour. Res., 30, 3001-3012, 1994

[Mouche et Benet, 1997] Mouche E., Benet L.V., Implementation dans Castem2000 d'un modèle de transfert hydrique en milieu poreux insaturé, Rapport interne CEA-DMT/97/25, 1997

[Mualem, 1976] Mualem Y., A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media, Water Resour. Res., 12, 513-522, 1976

[Nord et Esteves, 2004] Nord G., Esteves M., PSEM_2D : A physically based model for erosion processes at the plot scale, Water Resour. Res., 41, W08407, doi :10.1029/2004WR003690, 2004

[Neuman, 1973] Neuman S.P., Saturated-unsaturated seepage by finite element, J. Hydraul. Div. Am. Soc. Civ. Eng., 99(HY12), 2233-2250, 1973

[Ogden et Watts, 2000] Ogden F.L.,Watts B.A., Saturated area formation on nonconvergent hillslope topography with shallow soils : A numerical investigation, Water Resour. Res., 36, 1795-1804, 2000

[Panday et Huyakorn, 2004] Panday S., P.S. Huyakorn, A fully coupled physically based spatially-distributed model for evaluating surface/subsurface flow, Adv. Water Resour., 27, 61-382, 2004

[Paniconi et Putti, 1994] Paniconi C., Putti M, A comparison of Picard and Newton iteration in the numerical solution of multidimensional variably saturated flow problems, Water Resour. Res., 30, 3357-3374, 1994

[Parhi et al, 2006] Parhi P.K., Mishra S.K., Singh R., A modification to Kostiakov and Modified Kostiakov infiltration models, Water Resou.r Manage., Doi 10.1007/s11269-006-9140-1, 2006

[Planchon et al, 2001] Planchon O., Esteves M., Silvera N., Lapetite J.M., Microrelief induced by tillage : measurement and modelling of surface storage capacity, Catena, 46, 141-157, 2001

[Planchon et al, 2005] Planchon O., Silvera N., Gimenez R., Favis-Mortlock D., Wainwright J., Le Bissonnais Y., Govers G., Estimation of flow velocity in a rill using an automated salt-tracing gauge, Earth surface processes and landforms, 30 , 833-844, 2005

[Querner, 1997] Qerner E.P., Description and application of the combined surface and groundwater flow model MOGROW, J. Hydrol., 192, 158-188, 1997

[Ragan, 1968] Ragan R.M., An experimental investigation of partial area contribution, Publ 76, Int. Ass. Sci. Hydrol., Berne, 241-249, 1968

[Rajoelisoa, 2005] Rajoelisoa M., Etude expérimentale du ruissellement par marquage isotopique sous pluie simulée, Rapport de stage de Master 2 Sciences de l'unnivers, Environnement, Ecologie, U.P.M.C., 2005

[Raff et Ramirez, 2005] Raff D.A., Ramirez J.A., A physical and fully coupled hillslope hydrology model, Int. J. Numer. Meth. Fluids., 49, 1193-1212, 2005

[Reggiani et al, 1999] Reggiani P., Hassanizadeh S.M., Sivapalan M., Gray W.G., A unifying framework for watershed thermodynamics : constitutive relationships, Adv. Water Resour., 23, 15-39, 1999

[Ribolzi et al, 2000] Ribolzi O., Andrieux P., Valles V., Bouzigues R., Bariac T., Voltz M., Contribution of groundwater and overland flows to storm flow generation in a cultivated Mediterranean catchement. Quantification by natural chemical tracing, J. Hydrol., 233, 241-257, 2000

[Richards, 1931] Richards L.A., Capillary conduction of liquids through porous medium, Physics 1, 318-333, 1931

[Rubin et al, 1963] Rubin J., Steinhardt R., Soil water relations during rain infiltration : I. Theory, Soil Sci. Soc. Amer. Proc., 27, 246-251, 1963

[Rubin et al, 1964] Rubin J., Steinhardt R., Reiniger P., Soil water relations during rain infiltration : II. Moisture content profiles during rains of low intensities, Soil Sci. Soc. Amer. Proc., 28, 1-5, 1964

[Rubin, 1969] Rubin J., Numerical analysis of ponded rainfall infiltration, Proceedings of the Wageningen Symposium, Int. Ass. Scien. Hydrol., 1969

[Sherman, 1932] Sherman L.K., Streamflow from rainfall by the unit-graph method, Engineering News Record, 1932

[Singh et al, 1998] Singh V., Bhallamudi S.M., Conjunctive surface-subsurface modeling of overland flow, Adv. Water Resour., 21, 567-579,1998

[Sklash et Farvolden, 1979] Sklash M.G., Farvolden R.N., The role of groundwater in storm runoff, J. Hydrol., 43, 45-65, 1979

[Smith, 1972] Smith R.E., The infiltration envelope : Results from a theoretical infiltrometer, J. Hydrol., 17, 1-17, 1972

[Smith et Woolhiser, 1971] Smith R.E., Woolhiser D.A., Overland Flow on an Infiltrating Surface, Water Resour. Res., 7, 899-913, 1971

[Smith et Herbert, 1983] Smith R.E.,Herbert R.H.B., Mathematical simulation of interdependent surface and subsurface hydrologic processes, Water Resour. Res, 19, 987-1001, 1983

[Streeter, 1958] Streeter V.L., Fluid mechanics, McGraw-Hill, New York, 1958

[Tatard, 2005] Tatard L., Modélisation numérique de la vitesse de ruissellement sur sol nu ; implications sur la modélisation de l'érosion, Rapport de stage de Master 2 Sciences et Technologies de l'UPMC/INA-PG, 2005

[Tatard et al, 2007] Tatard L., Planchon O., Wainwright J., Nord G., Favis-Mortlock D., Silvera N., Ribolzi O., Esteves M., Chi Hua Huang, Measurement and modelling of high resolution flow-velocity data under simulated rainfall on a low-slope sandy soil, J. Hydrol., doi :10.1016/j.hydrol.2007.07.016, 2007

[Therrien et Sudicky, 1996] Therrien R., Sudicky E.A., Three-dimensional analysis of variably-saturated flow and solute transport in discretely-fractured porous media, J. Contam. Hydrol., 23, 1-44, 1996

[Touma et Vauclin,1986] Touma J., Vauclin M., Experimental and numerical analysis of two-phase infiltration in a partially saturated soil, Transport in Porous Media, Vol 1, 27-55, 1986

[Vauclin et al, 1979] Vauclin M., Khanji D., Vachaud G., Experimental and numerical study of a transient, two-dimensional unsaturated-saturated water table recharge problem, Water Resour. Res., 15, 1089-1101, 1979

[Vauclin, 1984] Vauclin M., Infiltration in unsaturated soil, pp 259-313 in Fundamentals of transport phenomena in porous media, Bear J. et M.Y. Corapcioglu (Ed), NATO ASI Series, Derie E, Aplied Sciences, 82, 1984

[Vanderkwaak, 1999] VanderKwaak J.E., Numerical simulation of flow and chemical transport in surface-subsurface hydrologic systems, Ph.D. Thesis, Department of earth sciences, University of Waterloo, Ontario, Canada

[Vanderkwaak et Loague, 2001] VanderKwaak J.E.,Loague K.,Hydrologic-response simulations for the R-5 catchment with a comprehensive physics-based model, Water Resour. Res., 37, 999-1013, 2001

[Van Genuchten, 1980] Van Genuchten M. Th., A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils, Soil Sci. Soc. Am., 44, 892-898, 1980

[Van Genuchten et Nielsen, 1985] Van Genuchten M. Th., Nielsen D.R., On describing the hydraulic properties of unsaturated soils, Ann. Geophys., 3, 615-628, 1985

[Verpeaux et al, 1989] Verpeaux P., Millard A., Charras T., Combescure A., A modern approach of large computer codes for structural analysis, Proceedings of the 10th conference on structural mechanics reactor technology, Los Angeles, 1989

[Vogel et al, 2001] Vogel T., van Genuchten M. Th., Cislerova M., Effect of the shape of the soil hydraulic functions near saturation on variably-saturated flow predictions, Adv. Water Resour., 24, 133-144, 2001

[Wainwright et al, in review] Wainwright J., Parsons A.J., Müller E.N., Brazier R.E., Powell D.M., Fenti B., A transport-distance approach to scaling erosion rates : model development and testing, Earth Surface Processes and Landform, in review

[Warren et Root, 1963] Warren J.E., Root P.J., The behaviour of naturally fractured reservoirs, Soc. Petrol. Eng. J., AIME, 228, 3, 245-255, 1963

[Wasantha, 1998b] Wasantha Lal A.M., Weighted implicit finite-volume model for overland flow, ASCE Journal of Hydraulic Eng., 124, 941-950, 1998

[Weiler et al, 2004] Weiler M., McDonnell J., Virtual experiments : a new approach for improving process conceptualisation in hillslope hydrology, J. Hydrol., 285, 3-18, 2004

[Weyman, 1973] Weyman D.R., Measurements of the downslope flow of water in a soil, J. Hydrol., 20, 267-288, 1973

[Whipkey, 1965] Whipkey R.Z., Subsurface stormflow from forested slopes, Bull. Int. Assoc. Sci. Hydrol., 10, 74-85, 1965

[Whipkey et Kirkby, 1978] Whipkey R.Z., Kirkby M.J., Flow within the soil, pp 121-144 in Hillslope Hydrology, Kirkby M.J. (ed), Wiley, New York, 1978

[Wooding, 1965] Wooding R.A., A hydraulic model for the catchment-stream problem, 1, Kinematic-wave theory, J. Hydrol., 3, 254-267, 1965

[Woolhiser et Ligget, 1967] Woolhiser D.A., Liggett J.A., Unsteady one-dimensional flow over a plane - The rising hydrograph, Water Resour. Res., 3, 753-771, 1967

[Woolhiser et al, 1996] Woolhiser D.A., Smith R.E., Giraldez J.V., Effects of spatial variability of saturated hydraulic conductivity on Hortonian overland flow, Water Resour. Res., 32, 671-678, 1996

[Xanthopoulos et al, 1976] Xanthopoulos, Koutitas Th. and Ch., Numerical simulation of a two-dimensional flood wave propagation due to dam failure, J. Hyd. Res., 14, 321-331, 1976

[Zhang et Cundy, 1989] Zhang W., Cundy T.W., Modeling of two-dimensional overland flow, Water Resour. Res., 25, 2019-2035, 1989

[Zimmerman et al,1966] Zimmerman U., Munnich K.O., Roether W., Kreutz W., Schubach K., Siegel O., Tracers determine movement of soil moisture and evapotranspiration, Science, 152, 346-347, 1966