HAL
open science

Mesure et modélisation du bilan hydrologique de dispositifs rustiques de gestion à la source des eaux de ruissellement de chaussées

Tala Kanso

To cite this version:

Tala Kanso. Mesure et modélisation du bilan hydrologique de dispositifs rustiques de gestion à la source des eaux de ruissellement de chaussées. Ingénierie de l'environnement. Université Paris-Est; École doctorale des Sciences et de Technologie (Beyrouth), 2021. Français. NNT : 2021PESC1100 . tel-03478830

HAL Id: tel-03478830

https://pastel.hal.science/tel-03478830

Submitted on 14 Dec 2021

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.

THESE de doctorat en Cotutelle

Pour obtenir le grade de Docteur délivré par

L'UNIVERSITE PARIS-EST

ECOLE DOCTORALE : Sciences, Ingénierie et Environnement

Et

L'UNIVERSITE LIBANAISE

ECOLE DOCTORALE : Sciences et Technologies

Spécialité : Génie Civil

Présentée et soutenue publiquement le 18 mai 2021 par

Tala KANSO

MESURE ET MODELISATION DU BILAN HYDROLOGIQUE DE DISPOSITIFS RUSTIQUES DE GESTION A LA SOURCE DES EAUX DE RUISSELLEMENT DE CHAUSSEES

M. Laurent LASSABATERE, ENTPE	Rapporteur
M. Chadi ABDALLAH, CNRS-L	Rapporteur
M. Pierre-Emmanuel PEYNEAU, Université Gustave Eiffel	Examinateur
M. Antoine EL SAMRANI, Université Libanaise Faculté Des Sciences	Examinateur
M. Bruno TASSIN, Ecole Des Ponts Paristech	Examinateur
Mme Marie-Christine Gromaire, Ecole Des Ponts Paristech	Directrice de thèse
M. Ghassan Chebbo, Université Libanaise Faculté De Genie	Directeur de thèse
M. David Ramier, CEREMA Ile-de-France	Co-encadrant de thèse

Tables des matières

TABLES DES MATIERES 4

RESUME 8

ABSTRACT 10

REMERCIEMENTS 12

LISTES DES SYMBOLES ET DES ABREVIATIONS 14

INTRODUCTION GENERALE 18

Contexte 18

Objectifs de la thèse 21

Projets de recherche 22

Structure du manuscrit 23

PARTIE 1. ETAT DE L'ART 25

1 .1 Typologie des ouvrages végétalisés de gestion à la source des eaux de ruissellement de voirie 25
1.1.1 Généralités 25
1.1.2 Typologie 25
1.1.3 Les bandes enherbées 31
1.1.4 Les noues d'écoulement 32
1.1.5 Les noues filtrantes / ouvrages de biorétention 33

1 .2 Les processus hydrologiques mis en jeu 34
1.2.1 Les différents composants du bilan hydrologique 34
1.2.2 Formation de ruissellement : flux de surface 35
1.2.3 Infiltration de l'eau dans le sol : Flux infiltré 37
1.2.4 L'évapotranspiration : flux évapotranspiré 40
1.2.5 Ecoulement dans le drain : flux drainé 42
1.2.6 Flux de surverse 42

1 .3 Conception des ouvrages végétalisés de gestion à la source des eaux pluviales 43
1.3.1 Généralités sur la conception des ouvrages végétalisés 43
1.3.2 Conception des bandes enherbées 44
1.3.2.1 Lignes directrices générales pour la conception des bandes enherbées 44
1.3.2.2 Outils de conception et dimensionnement des bandes enherbées 47
1.3.3 Conception des noues d'écoulement 49
1.3.3.1 Lignes directrices générales pour la conception des noues d'écoulement 49
1.3.3.2 Outils de conception et dimensionnement des noues d'écoulement 52
1.3.4 Conception des noues filtrantes / ouvrages de biorétention 54

1.3.4.1 Lignes directrices générales pour la conception des noues filtrantes 54
1.3.4.2 Outils de conception et dimensionnement des noues filtrantes 58

1 .4 Suivis expérimentaux de la performance hydrologique des ouvrages végétalisés de gestion des eaux pluviales : Méthodes et résultats 60
1.4.1 Généralités sur l'évaluation de la performance hydrologique de ces systèmes : indicateurs de performance 60
1.4.2 Performances hydrologiques expérimentales des bandes enherbées 64
1.4.3 Performances hydrologiques expérimentales des noues d'écoulement 70
1.4.4 Performances hydrologiques expérimentales des noues filtrantes / ouvrages de biorétention 73
1.4.5 Bilan sur la performance hydrologique expérimentale des ouvrages de gestion des eaux pluviales ... 83

1 .5 Modélisation hydrologique des ouvrages de gestion des eaux pluviales 84
1.5.1 Typologie des modèles 84
1.5.2 Modélisation hydrologique des bandes enherbées 84
1.5.2.1 Les différents modèles hydrologiques 85
1.5.2.2 Limitations des modèles 89
1.5.3 Modélisation hydrologique des noues filtrantes / ouvrages de biorétention 90
1.5.3.1 Les différents modèles hydrologiques des noues filtrantes/ ouvrages de biorétention 90
System) 91
1.5.3.2 Modélisation sous HYDRUS 2D/ HYDRUS 2D-3D 92
1.5.3.3 Limitations des modèles 93

PARTIE 2. METHODES EXPERIMENTALES 94

2 .1 Dispositif expérimental 94
2.1.1 Choix des sites d'étude 94
2.1.2 Sites d'études 96
2.1.2.1 Situation Générale 96
2.1.2.2 Bassin versant étudié 96
2.1.2.3 Bande enherbée 1 98
2.1.2.4 Bande enherbée 2 100
2.1.2.5 Noue filtrante 100
2.1.3 Equipements des sites 107
2.1.3.1 Mesure de la pluie et évaluation de l'évapotranspiration 107
2.1.3.2 Suivi des eaux de ruissellement de voirie 107
2.1.3.3 Mesure du débit 108
2.1.3.4 Mesure de la teneur en eau et du potentiel matriciel 110

2 .2 Analyse des incertitudes associées à la mesure des propriétés hydrauliques du sol et de son état hydrique 114
2.2.1 Introduction 114
2.2.2 Article variabilité spatiale des propriétés hydrauliques du sol 116
2.2.3 Article Calibration des capteurs de teneur en eau 135
2.2.4 Conclusions 158

2 .3 Bilan des données acquises et validation 160
2.3.1 Acquisition des données 160
2.3.2 Validation des données et base de données finale 162
2.3.2.1 Validation des séries pluie / débit 162
2.3.2.2 Lissage de la série de pluie et d'ETP 165
2.3.2.3 Validation du débit de surverse 166

2.3.2.4 Validation des teneurs en eau et des tensions 166
2.3.2.5 Délimitation des événements hydrologiques 167

PARTIE 3. EVALUATION EXPERIMENTALE DE LA PERFORMANCE HYDROLOGIQUE D'UNE NOUE FILTRANTE 169

3 .1 Introduction 169

3 .2 Reconstitution des données manquantes sous US EPA SWMM 170
3.2.1 Introduction 170
3.2.2 Méthodologie 170
3.2.2.1 Description du modèle SWMM 170
3.2.2.1 Configuration des systèmes modélisés 172
3.2.2.2 Stratégie de calage du modèle 175
3.2.3 Résultats 177
3.2.3.1 Sensibilité du modèle par rapport aux paramètres 177
3.2.3.2 Erreur sur l'estimation des débits de pointe 181
3.2.3.3 Estimation du débit entrant dans la noue filtrante pour la chronique complète 183

3 .3 Indicateurs de la performance hydrologique et bilan hydrique de la noue filtrante 185
3.3.1 Caractéristiques des évènements pluvieux 186
3.3.2 Abattement de volume 188
3.3.2.1 Définition et calcul 188
3.3.2.2 Efficacité hydrologique de la noue en termes de volume 190
3.3.3 Proportion surversée 195
3.3.3.1 Définition et Calcul 195
3.3.3.2 Efficacité hydrologique de la noue en terme de surverse 196
3.3.4 Abattement et distribution des débits 199
3.3.4.1 Définition et Calcul 199
3.3.4.2 Efficacité hydrologique de la noue en terme de débit 201
3.3.4.3 Distribution des débits 205
3.3.5 Fonctionnement Hydraulique 206
3.3.5.1 Définition et Calcul 206
3.3.5.2 Résultats du fonctionnement hydraulique 207
3.3.6 Variabilité spatiale de la teneur en eau et stockage dans le sol 211
3.3.6.1 Variabilité spatiale de la teneur en eau dans la noue 211
3.3.6.2 Volume de stockage dans le sol 218
3.3.7 Bilan hydrique 220
3.3.7.1 Bilan hydrique évènementiel 220
3.3.7.2 Bilans hydriques saisonnier et annuel 227

3.4 Conclusions 229

PARTIE 4. MODELISATION DE LA PERFORMANCE HYDROLOGIQUE DES BANDES ENHERBEES 232

4 .1 Introduction 232

4 .2 Méthodologie de modélisation des deux bandes enherbées 233
4.2.1 Modélisation des bandes enherbées sous HYDRUS 2D/3D couplée à un module de ruissellement superficiel 1D 233
4.2.2 Hydrus 2D/3D 234

4.2.3 Stratégie de modélisation des bandes enherbées et période de simulation 237
4.2.4 Configuration de la chaussée dans Hydrus 2D/3D 238
4.2.5 Configuration du système modélisé : Bande enherbée 2 239
4.2.6 Configurations du système modélisé : Bande enherbée 1 243
4.2.7 Validation du modèle 248

4.3 Résultats 251
4.3.1 Modélisation de la chaussée : HYDRUS vs SWMM 251
4.3.2 Résultats de la modélisation de la bande enherbée 2 253
4.3.3 Résultats de la modélisation de la bande enherbée 1 258
4.3.4 Application du modèle a une simulation à long terme de la bande enherbée 2 264
4.3.5 Application du modèle a une simulation à long terme de la bande enherbée 1 266
4.3.5 Bilans 270

4 .4 Application du modèle valide sur différentes configurations de bandes enherbées 272
4.4.1 Introduction 272
4.4.2 Les différents scenarios 272
4.4.3 Effet de la texture du sol sur la performance hydrologique de la bande enherbée 274
4.4.4 Effet de la largeur de la bande sur la performance hydrologique 278
4.4.5 Effet de la structure de la chaussée sur la performance hydrologique 280
4.4.6 Effets de la pente sur la performance hydrologique 282
4.4.7 Effets du coefficient de Manning sur la performance hydrologique 284

4 .5 Conclusions 286

CONCLUSIONS ET PERSEPECTIVES 288

Rappel des objectifs 288

Conclusions scientifiques 288
Caractérisation des propriétés hydrauliques du sol et de son état hydrique 288
Efficacité hydrologique expérimentale d'une noue filtrante en bordure de voirie 290
Évaluation de la performance hydrologique par modélisation de deux bandes enherbées en bordure de voirie 291

Conclusions opérationnelles 292

Perspectives 294
Sur le plan expérimental 294
Modélisation hydrologique 295

ANNEXES 296

Annexes 1 296

RÉFÉRENCES 300

Résumé

Dans un monde qui s'urbanise rapidement, les surfaces imperméables continuent à se développer, entraînant une diminution du taux d'infiltration dans le sol et une augmentation du ruissellement superficiel. Ce ruissellement provoque une altération du *régime hydrologique naturel* et la dégradation des milieux aquatiques. En particulier, le ruissellement des chaussées et des voiries urbaines, connues pour leur grande imperméabilité et leur forte contamination par des micropolluants organiques et métalliques. Des alternatives à la gestion classique des eaux pluviales, des *systèmes végétalisés* favorisant l'infiltration et l'évapotranspiration, peuvent être installés en bordure des voiries. Ils visent un traitement ou un prétraitement des eaux de ruissellement pour les pluies courantes mais aussi un retour vers un fonctionnement hydrologique plus proche du bilan naturel. Le fonctionnement hydrologique de ces dispositifs en milieu urbain, en particulier le long des voiries, n'est pas encore suffisamment maîtrisé. Cette thèse vise à comprendre le fonctionnement hydrologique de ce type d'ouvrage et à analyser les conséquences en termes de conception. Les ouvrages étudiés sont deux bandes enherbées et une noue filtrante situées en bordure d'une route départementale en région parisienne.

La deuxième partie du travail consiste en la mise en place d'un *dispositif métrologique* permettant le suivi en continu d'un ouvrage pour les flux entrant, sortant et le stockage dans le sol. Elle comprend également un *travail expérimental* de caractérisation de l'hydrodynamique du sol et de calibration de la mesure de la teneur en eau. Une variabilité spatiale significative - horizontale et verticale - de la conductivité hydraulique à saturation du sol a été mise en évidence. Elle est dominante par rapport aux incertitudes de mesure et affecte les volumes et les débits de pointe sortant de l'ouvrage. Les équations d'étalonnage spécifiques au type de sol et les incertitudes associées pour deux capteurs capacitifs de teneur en eau sont fournies dans cette partie.

Résumé

Une évaluation de la performance hydrologique et des bilans hydriques de la noue filtrante pour les pluies courantes et à différentes échelles de temps a été réalisée sur la base des *résultats expérimentaux*. Les facteurs affectant le fonctionnement hydrologique de l'ouvrage ainsi que les incertitudes liées au calcul des bilans hydriques sont également analysés. La noue filtrante a montré des performances hydrologiques intéressantes (réduction du volume de ruissellement, réduction du débit de pointe, ...). En ce qui concerne le bilan hydrique, l'incertitude du calcul ainsi que les éventuelles pertes *in situ* ne sont pas négligeables et représentent 20 % du volume entrant dans l'ouvrage.

La quatrième partie de la thèse, consiste en une *approche de modélisation*, en vue de tester le potentiel d'un outil de modélisation à base physique pour analyser le fonctionnement hydrologique des dispositifs de filtration végétalisés. A l'aide de ce modèle, des bilans hydriques et des performances hydrologiques pour différentes configurations de bandes enherbées sont établis. Les résultats montrent que la validation du modèle sur la base des seules données de teneur en eau n'est pas suffisante si l'objectif est de modéliser le bilan hydrique, et en particulier le ruissellement. La bande enherbée joue un rôle important dans la performance hydrologique du système de gestion des eaux pluviales. En effet, cette bande est capable de réduire complètement le volume et les pics de ruissellement de la chaussée.

Cette recherche démontre l'intérêt des ouvrages végétalisés pour la gestion des eaux ruissellement de chaussées. Elle apporte également des suggestions pour la conception et l'évaluation hydrologique de ces systèmes.

Mots-clés : Eaux pluviales, Eaux de voirie, Infiltration, Propriétés hydrauliques du sol, Techniques alternatives, Gestion à la source, Modélisation hydrologique, Base de données.

Abstract

In a world of rapid urbanization, impervious surfaces continue to expand, resulting in a decrease in soil infiltration and an increase in surface runoff. This runoff causes an alteration of the *natural hydrological regime* and the degradation of aquatic environments. In particular, runoff from urban roads and pavements, known for their high impermeability and their high contamination by organic and metallic micropollutants. Alternatives to traditional stormwater management, SuDS (*Sustainable Drainage Systems*) that promote infiltration and evapotranspiration, can be installed along roads. They aim at treating or pre-treating runoff water but also at returning to a hydrological functioning closer to the natural balance. The hydrological functioning of these systems in urban areas, particularly along roadways, is not yet sufficiently understood. This thesis aims to understand the hydrological functioning of this type of structure and to analyze the consequences in terms of design. The structures studied are two filter strips and a bioretention swale located along a departmental road in the Paris region.

The second part of this work consists in the implementation of measurement instruments allowing the *continuous monitoring* of a vegetated system for the inflow, outflow and and soil storage. It also includes an *experimental work* of characterization of soil hydrodynamics and calibration of water content probes. A significant spatial variability - horizontal and vertical - of the soil saturated hydraulic conductivity has been demonstrated. It is dominant relative to measurement uncertainties and affects the volumes and peak flows leaving the system. Soil-specific calibration equations and associated uncertainties for two capacitive water content sensors are provided in this section.

An evaluation of the hydrological performance and water balance of the biorétention swale at different time scales was carried out on the basis of the *experimental results*. Factors affecting the system hydrological functioning as well as

uncertainties related to water balance calculation are also analyzed. The biorétention swale showed promising hydrological performances (runoff reduction, peak flow attenuation, ...). Regarding the water balance, calculation uncertainties as well as possible in situ water losses are not negligible and represent 20 % of the volume entering the structure.

The fourth part of the thesis, consists of a *modeling approach*, in order to test the potential of a physics-based modeling tool to analyze the hydrological functioning of vegetated filtration devices. By means of this model, water balances and hydrological performances for different configurations of vegetated filter strips are established. The results show that model validation based on water content data alone is not sufficient if the objective is to model water balances, and in particular surface runoff. The filter strip plays an important role in the hydrological performance of the stormwater management system. Indeed, this strip is able to completely reduce runoff volume and peak flow generated by the road.

This research highlights the benefits of SuDS (Sustainable Drainage Systems) in managing road runoff. It also provides suggestions for the design and hydrological evaluation of these systems.

Keywords : Stormwater, Roadside, Infiltration, Soil hydraulic properties, Stormwater, Sustainable Urban Drainage Systems (SUDS), Hydrological modeling, Data base

Remerciements

Remerciements

Listes des symboles et des abréviations

ΔS_{sol}	Variation de volume de stockage dans le sol de l'ouvrage
ΔS_{sur}	Variation de volume de stockage en surface de l'ouvrage
P	Précipitation
R	Ruissellement superficiel
ET	Evapotranspiration
S	Surverse
D	Drain
h_0	Hauteur d'eau en surface
Q_0	Débit par unité de largeur
t	Temps
P	Taux de précipitations
I	Taux d'infiltration
v	Vitesse de l'écoulement
g	Accélération de la pesanteur
S_0	Pente
S_f	Pente de la ligne d'énergie
α^* et p	Paramètres liés à la pente, à la rugosité de surface et aux conditions d'écoulement dans l'équation de Manning
n_M	Coefficient de Manning pour le ruissellement superficiel
$I(t)$	Infiltration cumulée au temps t
$i(t)$	Taux d'infiltration au temps t
q	Débit par unité de surface
K_S	Conductivité hydraulique à saturation du sol
θ	Teneur en eau dans le sol
$grad$	Opérateur gradient
h	Pression interstitielle
τ_e	Terme de puits dans l'équation de RICHARDS
div	Opérateur divergence
i_0	Capacité d'infiltration initiale du sol
i_f	Capacité d'infiltration finale du sol
γ	Constante empirique dans l'équation de HORTON
h_f	Pression interstitielle au front d'humidification
z_f	Profondeur atteinte par le front d'humidification
ET_0	Evapotranspiration de référence
Δ	Pente de la courbe de pression de vapeur à la température moyenne de l'air
R_n	Rayonnement net
c_p	Capacité thermique de l'air humide
ρ_a	Densité de l'air à pression constante
δ_e	Différence entre la pression de vapeur saturante et la pression de vapeur effective dans l'air

g_a	Conductivité aérodynamique
g_s	Conductivité des stomates de la surface
μ	Constante psychrométrique
λ	Chaleur latente de vaporisation de l'eau
ET_r	Evapotranspiration réelle
Kr	Coefficient de stress
Kc	Coefficient cultural
ETP_m	Evapotranspiration moyenne du mois
T	Moyenne des températures du mois
I^*	Indice thermique annuel dans la formule Thornthwaite
$F(m,\phi)$	Facteur correctif dans la formule Thornthwaite
J	Nombre de jours dans le mois
hr	Humidité relative moyenne
R_g	Rayonnement solaire moyen
C_d	Coefficient de drainage
A_d	Section du drain
Δp	Variation de pression
ρ	Masse volumique du fluide
ϑ	Le coefficient de débit pour un déversoir à 90° en V
α'	Angle du déversoir triangulaire
K_h	Facteur de correction dans l'équation de de KINDSVASTER
C_v	Coefficient de vitesse dans l'équation de de KINDSVASTER
Rv	Réduction de volume par l'ouvrage
$V_{sortie-24h}$	Volume sortant de l'ouvrage pendant les 24 h suivant l'évènement
$V_{entrée}$	Volume entrant dans l'ouvrage
V_{sortie}	Volume sortant de l'ouvrage
$V_{infiltré}$	Volume infiltré dans l'ouvrage
$V_{drainé}$	Volume sortant par le drain
$q_{sortie-max}$	Débit maximal sortant de l'ouvrage
$q_{entrée-max}$	Débit maximal entrant dans l'ouvrage
$t_{qsortie-max}$	Temps pour que le flux atteigne le fond de l'ouvrage
$T_{retard\text{-}np}$	Temps pour que le flux atteigne la nappe phréatique
P_{Roissy}	Hauteur de la pluie à Compans
$P_{Compans}$	Hauteur de la pluie à Roissy
V_{Brutes}	Volume enregistré par l'auget basculant du bassin de référence
V_{Noue}	Volume sortant du drain de la noue filtrante
V_{Bande}	Volume sortant du drain de la bande enherbée 1
D_{CR}	Différence de la somme journalière des pluies de Compans et des pluies de Roissy
D_{CB}	Différence de la somme journalière des pluies de Compans et du volume enregistré par l'auget basculant du bassin de référence
D_{CN}	Différence de la somme journalière des pluies de Compans et du volume sortant du drain de la noue

D_{CA}	Différence de la somme journalière des pluies de Compans et du volume sortant du drain de la bande enherbée 1
A	Surface du bassin versant
d	Hauteur d'eau dans le réservoir (EPA SWMM)
E	Taux d'évaporation
L	Largeur représentative du bassin versant dans l'équation de Manning
D_{store}	Capacité maximale de stockage en dépression
$V_{mesuré}$	Volume de ruissellement mesuré
$V_{simulé}$	Volume de ruissellement simulé
Q_s^t	Débit simulé
Q_m^t	Débit mesuré
H_p	Hauteur de pluie cumulée sur l'évènement
I_{moy}	Intensité moyenne des précipitations
$I_{max,6min}$	Intensité de pointe
Dt_{ev}	Durée de l'évènement
Dt_{ts}	Durée de temps sec entre deux évènements
$E_{V,gb,T}$	Abattement de volume global de l'aménagement comprenant le bassin versant d'apport et la noue
$E_{V,Ouv,T}$	Abattement de volume par la noue
$E_{V,abs,gb,T}$	Abattement de volume absolu global de l'aménagement comprenant le bassin versant d'apport et la noue
$E_{V,abs,Ouv,T}$	Abattement de volume absolu par la noue
$h_{pluie,T}$	Cumul de la pluie à l'échelle de temps T
$V_{S,T}$	Volume en sortie de la noue à l'échelle de temps T
$V_{S,BV,T}$	Volume de ruissellement sortant du bassin versant d'apport de la noue à l'échelle de temps T
S_{BV+ouv}	Surface totale du bassin versant et de la noue
S_{ouv}	Surface de la noue
$f_{SV,gb,T}$	Fraction du volume surversé par rapport au volume total géré par l'aménagement (bassin d'apport + noue)
$f_{SV,Ouv,T}$	Fraction du volume surversé par rapport au volume entrant dans la noue
$V_{SV,T}$	Volume de surverse
$e_{Qmax,Ouv}$	Abattement du débit de pointe par la noue
$Q_{S,max}$	Débit de pointe en sortie de la noue
$Q_{S,BV}$	Débit du ruissellement généré par le bassin versant d'apport alimentant la noue
$P_{nd,t,R}$	Probabilité en fonction du temps
$P_{nd,v,R}$	Probabilité en fonction du volume
R_{retard}	Ratio de retard du débit de pointe
t_v	Durée de vidange de l'ouvrage
$H_{max,Q\ drain}$	Heure du débit maximal d'écoulement dans le drain
$H_{max,Q\ ref}$	Heure du débit maximal d'écoulement de référence (en entrée de l'ouvrage)

$H_{\text{début,Q ref}}$	Heure de début de ruissellement sur la surface de référence
$H_{\text{fin,Q drain}}$	Heure de la fin de débit en sortie d'ouvrage
$H_{fin,\text{Pluie}}$	Heure de la fin de la pluie
θ_d	Teneur en eau du capteur au début de l'évènement
θ_f	Teneur en eau du capteur à la fin de l'évènement
$V_{stock,ev}$	Volume de l'eau stocké dans le sol à l'échelle de l'évènement
V_{sol}	Volume total du massif filtrant
$V_{D,ev}$	Volume sortant de l'ouvrage par le drain à l'échelle évènementielle
$V_{ET,ev}$	Volume sortant de l'ouvrage par évapotranspiration à l'échelle évènementielle
ΔI	Incertitude sur le calcul du bilan hydrique
ΔV	Incertitude sur les volumes calculés
h_e	Paramètre d'échelle homogène à un potentiel matriciel
θ_r	Teneur en eau résiduelle
θ_s	Teneur en eau à saturation
n et m	Paramètres de forme dans l'équation de van Genuchten
l	Paramètre lié à la connectivité des pores dans l'équation de van Genuchten

Introduction Générale

Contexte

La transformation des espaces verts en espaces urbanisés s'accompagne d'implications majeures pour la gestion des eaux de ruissellement (Fletcher et al., 2013; Leroy et al., 2015). Cette transformation est le résultat de l'augmentation du pourcentage de gens vivant en ville, qui est passée de 14% au début du XXe siècle à 54% en 2014 (United Nations, 2015). En effet, le développement des surfaces imperméables altère le régime hydrologique naturel en augmentant le ruissellement de surface et en réduisant les eaux souterraines du fait de la diminution du taux d'infiltration des eaux de pluie dans le sol, et également en réduisant le taux d'évapotranspiration. En outre, l'urbanisation augmente les débits de pointe et réduit le temps entre les pics de pluie et les pics de ruissellement comparé aux zones rurales. Cela accroît le risque d'inondation (Hollis, 1975) et a également des conséquences significatives sur la qualité de l'eau et de même sur la santé et les milieux récepteurs (Tsihrintzis and Hamid, 1997). Notamment, les eaux de ruissellement des routes urbaines qui contiennent bien souvent des niveaux importants de métaux lourds et de matières en suspension, de matières organiques, d'huiles et de chlorures (Sansalone and Buchberger, 1995).

Les méthodes de drainage urbain et la philosophie de contrôle étaient, dans un passé récent, vers la seconde moitié du XXe siècle, basées sur les mesures à prendre en cas d'inondations soit en transférant les débits excessifs dans les réseaux d'assainissement, et ensuite vers des milieux récepteurs naturels (ex. rivières, fleuves, plaines inondables). De nombreuses études ont prouvé les impacts de l'eau de ruissellement sur les milieux récepteurs, voire sur l'environnement dans son ensemble (Brudler et al., 2019; Makepeace et al., 1995). Un nouveau paradigme a débuté en 1970 dans différents pays du monde, consistant non seulement à évacuer l'eau de pluie mais aussi à la retenir, à l'infiltrer et à la traiter si possible (Bertrand-Krajewski, 2020). Des techniques donc à émerger, visant à réduire l'impact du développement et à imiter le régime hydrologique naturel. Ces alternatives à la gestion classique des eaux pluviales sont appelées LID (Low Impact development) dans Prince George's county, Maryland, Etats Unis, en 1990. D'autres terminologies sont également utilisées: BMP (Best Management Practices) en Amérique du Nord et Nouvelle-Zélande, Contrôle à la source en Europe, WSUD (Water Sensitive Urban Design) en Australie, Techniques Alternatives en France, SUDS (Sustainable Urban Drainage Systems) aux Royaume-Uni (Fletcher et al., 2015). Il a été clairement démontré que ces techniques améliorent

considérablement la qualité et la quantité de l'eau de ruissellement pluviale (Bedan and Clausen, 2009).

Le choix de ces techniques dépend de nombreux facteurs. Ils comprennent le climat, la nature du bassin versant, la nature et la charge des polluants, la topographie, la profondeur de la nappe phréatique, la surface disponible, et le coût de la mise en place (WDEQ, 2013). À l'origine, elles étaient utilisées pour traiter l'érosion des sols dans les terres agricoles et les forêts (Park et al., 2015), pour ensuite être appliquées dans les zones urbaines. En particulier dans le secteur des transports, les techniques alternatives sont largement utilisées pour améliorer la gestion des eaux de ruissellement des routes vu leurs avantages environnementaux multiples. Le projet d'une route résidentielle à Edmonston, Maryland (États-Unis), est un bon exemple de projet dans ce contexte : il s'agit de transformer cette route en un modèle de gestion des eaux pluviales suite aux problèmes d'inondation de la ville (Cohn et al., 2018). Les infrastructures vertes mises en place, comprenant des jardins de pluie et des pistes cyclables perméables, ont fait preuve d'une efficacité remarquable en captant 90 % des précipitations annuelles de la ville d'Edmonston.

Les ouvrages végétalisés de biorétention utilisés en bordure de voirie sont généralement des ouvrages végétalisés linéaires formés de matériaux poreux, visant à augmenter la capacité de drainage des eaux de pluie. Les plus couramment répandus en bordure de voirie sont les bandes enherbées et les noues. En France elles sont conçues principalement pour drainer les fondations des routes et évacuer les ruissellements des fortes précipitations loin de l'infrastructure de la route et non pour la gestion des pluies courantes (Sétra, 2006). Ces dispositifs peuvent être un système combiné de traitement formé par une bande enherbée filtrante et d'un fossé, qui peut être également remplacé par des noues peu profondes pour une meilleure intégration urbaine, et dans lesquels une couche supplémentaire de substrat filtrant spécifique peut être mise en œuvre pour la dépollution des eaux.

Les performances des bandes enherbées ont été évaluées dans le cadre de nombreuses études expérimentales. La plupart de ces études ont examiné l'aspect épurateur des bandes enherbées dans les milieux agricoles ou forestiers, en négligeant leurs performances hydrologiques (Chaubey et al., 1995; Correll, 1996; Dillaha et al., 1989; Gilliam et al., 1996; Magette et al., 1989). Par exemple, dans l'étude de Dillaha et al., 1989, l'efficacité des bandes à éliminer les sédiments, l'azote et le phosphore transportés par le ruissellement des zones agricoles est étudiée. Nonobstant le fait que le comportement hydrologique de ces bandes est un élément déterminant de sa performance. En effet, ces ouvrages altèrent les caractéristiques du débit de ruissellement, en atténuant les débits de pointe et réduisant le volume ruisselé. Les processus hydrologiques mis en jeu sont complexes, et les facteurs qui l'affectent sont

nombreux, tels que la longueur de la bande, la pente, la densité et la hauteur de la végétation, etc (Abu-Zreig et al., 2001; Deletic and Fletcher, 2006). En plus, peu d'études ont porté sur l'efficacité de ce type de structure pour la gestion des eaux de ruissellement urbaines (Deletic, 2005; Han et al., 2005).

Pour la conception de ces bandes, plusieurs outils sont disponibles. Les approches de conception conventionnelles fournies par les guides étrangers (Iowa State University, 2009; McGreevey et al., 2004; MDE, 2000; PDEP, 2006) peuvent être utilisées. Ces guides sont basés sur des données expérimentales et se fondent généralement sur des principes hydrologiques simplifiés tels que l'équation de Manning. Ils sont faciles à utiliser, mais ils sont spécifiques aux caractéristiques de la région où ils ont été développés, telles que le climat et le type de sol. Les guides de conception peuvent être remplacés par des outils mathématiques, y compris des modèles empiriques et des modèles à base physique. Citons, parmi les modèles à base physique, les plus couramment utilisés VFSMOD (Munoz-Carpena et al., 1999, 1993), TRAVA (Deletic, 2005, 2001; Deletic and Fletcher, 2006), Soil and Water Assessment Tool SWAT (Gassman et al., 2007). Ces modèles ont été validés par plusieurs études (Abu-Zreig et al., 2004, 2001; Arnold et al., 2012; Munoz-Carpena et al., 1993). Les modèles physiques sont basés sur le couplage des équations d'écoulement superficiel et d'infiltration, avec une équation de transport des sédiments. La partie hydrologique du modèle comprend l'équation d'ondes cinématique pour l'écoulement superficiel couplé à un sous-modèle d'infiltration basé sur l'équation de Green-Ampt. Ces modèles sont dans la majorité unidimensionnels (horizontale) et évènementiels (à l'échelle de l'évènement). Ils sont donc pertinents dans un objectif de conception. Cependant leur application est limitée pour l'estimation du bilan hydrique qui dépend des conditions initiales du sol et des périodes de sécheresse, ce qui nécessite une modélisation à long terme (Flanagan et al., 2017).

Les performances hydrologiques et épuratoires des ouvrages de biorétention tels que les noues filtrantes sont également rapportées par de nombreuses études expérimentales (Brown et Hunt, 2011a; Davis et al., 2001; Davis, 2008; Dietz and Clausen, 2005; Hunt et al., 2006, 2008). Ces études ont cependant certaines limitations. Elles ne sont pas toutes transposables aux ouvrages de gestion des eaux en milieu urbain (Roy-Poirier et al., 2010) et en particulier les eaux de ruissellement de voirie. Le fonctionnement hydrologique de ces ouvrages est différent compte tenu des caractéristiques de ruissellement des eaux de voirie, de la nature du sol en milieu urbain présentant des caractéristiques hydrodynamiques particulières et une forte variabilité spatiale (Ahmed et al., 2015), de la présence éventuelle de la structure de chaussée sous ces ouvrages, etc. En outre, la quantification de tous les flux hydrologiques pour le calcul du bilan hydrique à long terme n'est pas toujours possible en raison des difficultés de terrain, du manque d'équipement, et du suivi sur une courte période de temps (Li et al., 2009). Cela explique pourquoi l'évaluation des

performances hydrologiques à long terme ainsi que la détermination des bilans hydriques et de leur variabilité saisonnière et annuelle ne sont pas fréquentes. L'approche de modélisation peut être adoptée pour la conception de ces ouvrages, le calcul des bilans hydriques et l'évaluation des performances hydrologiques. Ces ouvrages peuvent être modélisés en utilisant les modèles suivants : HEC-HMS (Heasom et al., 2007), RECARGA (Dussaillant et al., 2005, 2004), SUSTAIN (USEPA, 2011), MUSIC (MUSIC, 2013), SWMM (Metcalf, 1971) DRAINMOD (Skaggs et al., 2012). Par contre, ces modèles présentent certaines limitations : (i) unidimensionnels, (ii) événementiels, ou à long-terme mais incapables d'effectuer des simulations sur des périodes très courtes, (iii) certains paramètres ne peuvent être spécifiés par l'utilisateur, (iv) problèmes d'échelle ne permettant pas la simulation d'un seul ouvrage.

Par conséquent, afin de mieux intégrer et mettre en œuvre ces types d'ouvrages dans un environnement urbain et en particulier le long des voiries, une compréhension de leur fonctionnement est indispensable. Cela implique une compréhension des caractéristiques hydrodynamiques et de l'état hydrique du sol formant ces ouvrages, de leur variabilité spatiale, des processus hydrologiques mis en jeu et des régimes d'écoulement de l'eau. Une évaluation fiable du fonctionnement hydrologique de ces ouvrages pour les pluies courantes mais aussi à long terme permet de :

- Aider à la conception de ces ouvrages

-Evaluer leur performance hydrologique

-Évaluer l'impact de ces systèmes sur le bilan hydrique des voiries.

Cela nécessite un travail expérimental extensif et/ou une modélisation hydrologique précise à base physique.

Objectifs de la thèse

L'objectif principal de cette thèse est de comprendre et modéliser les processus hydrologiques mis en jeu dans des dispositifs de biorétention des eaux pluviales de voirie et d'en analyser les conséquences en termes de conception d'ouvrages. L'approche méthodologique comprend un travail expérimental approfondi, du traitement et de l'analyse de données expérimentales ainsi que de la modélisation hydrologique, sur des bandes enherbées et une noue filtrante.

Parmi les objectifs spécifiques figurent :

- Mettre en place, au niveau d'un ouvrage de filtration végétalisé des eaux de ruissellement d'une voirie, un dispositif métrologique permettant le suivi des

flux entrant, sortants et des stocks. Analyser différents facteurs impactant les résultats expérimentaux.

- Evaluer, sur la base des résultats expérimentaux, le bilan hydrique et analyser la performance hydrologique de cet ouvrage pour les pluies courantes, à différentes échelles temporelles.
- Tester le potentiel d'un outil de modélisation à base physique pour analyser le fonctionnement hydrologique de dispositifs filtrants végétalisés. Evaluer au moyen de ce modèle les bilans hydriques et les performances hydrologiques pour différentes configurations d'ouvrage.

Projets de recherche

Cette thèse s'est inscrite dans le cadre de deux projets de recherche :

OPUR

OPUR est un observatoire de terrain en hydrologie urbaine qui existe depuis 1994 en Ile de France et vise à améliorer les connaissances sur les émissions, le transfert et la gestion des polluants des eaux urbaines. L'un des thèmes de la phase actuelle (phase 4, 2012-2018) de ce programme est le contrôle à la source de la contamination des eaux pluviales urbaines (thème 5). Cette thèse se situe dans la continuation des travaux de Jérémie Sage (2016), qui a étudié l'effet du fonctionnement hydrologique des ouvrages de gestion à la source des eaux pluviales sur les flux polluants rejetés en aval. Les travaux de thèse de Kelsey Flanagan (2018) sont également basés sur le même système de biofiltration que celui étudié dans le cadre de cette thèse mais se concentrent plus spécifiquement sur l'évaluation de la rétention et du devenir de micropolluants dans ces ouvrages.

ROULEPUR

Roulépur est un projet de recherche visant à évaluer la performance épuratoire de solutions innovantes pour le contrôle à la source de la contamination en micropolluants des eaux de ruissellement des voiries et des parkings urbains. Dans le cadre de ce projet, quatre systèmes de traitement sont explorés: un système industriel de filtration (STOPPOL de Saint-Dizier Environnement) situé à Paris, un filtre planté horizontal à Rosny-sous-Bois, un parking perméable de la société Ecovegetal à Villeneuve-le-Roi et un système de bande enherbée et noue filtrante à Compans. Les travaux de cette thèse portent sur l'évaluation des performances hydrologiques des systèmes à Compans. Par ailleurs, le projet Roulépur comprend des volets de diagnostic des eaux de ruissellement des voiries, d'analyse du cycle de vie et de la faisabilité sociale et technique des solutions étudiées.

Structure du manuscrit

Ce manuscrit est organisé en trois parties :

Partie 1 : Etat de l'art

Cette première partie présente une synthèse des connaissances sur les ouvrages végétalisé pour le traitement à la source des eaux de ruissellement des voiries. Après avoir exploré les différents types d'ouvrages et leur fonctionnement, les mécanismes qui ont une influence directe ou indirecte sur l'écoulement de l'eau à travers ces ouvrages sont décrits : ruissellement superficiel, infiltration d'eau dans la zone saturée et insaturée, évapotranspiration, etc. Selon la typologie de ces ouvrages, leurs méthodes de conception et leurs efficacités hydrologiques observées dans des études antérieures sont discutées. Ensuite, l'utilisation de la modélisation pour prédire la performance hydrologique et établir des bilans volumétriques de ces dispositifs est abordée.

Partie 2 : Méthodes expérimentales

Cette deuxième partie de la thèse est répartie en trois sections. La première section présente les sites d'étude et la philosophie de la mise en œuvre des dispositifs expérimentaux. A la section 2, la mesure des propriétés hydrauliques du sol et de son état hydrique, ainsi que les incertitudes qui s'y rattachent, font l'objet de deux articles scientifiques. La troisième section est consacrée à l'acquisition et à la validation de la base de données.

Cette partie est fondée sur les articles suivants :

- **Article 1:**

T. **Kanso**, D. **Tedoldi**, M.-C. **Gromaire**, D. **Ramier**, M. **Saad**, G. **Chebbo**

Horizontal and Vertical Variability of Soil Hydraulic Properties in Roadside Sustainable Drainage Systems (SuDS)—Nature and Implications for Hydrological Performance Evaluation.

Water ***2018****, 10, 987; doi:10.3390/w10080987*

- **Article 2:**

T. **Kanso** ,M.-C. **Gromaire,** D. **Ramier**, P. **Dubois**, G. **Chebbo**

An Investigation of the Accuracy of EC5 and 5TE Capacitance Sensors for Soil Moisture Monitoring in Urban Soils-Laboratory and Field Calibration

Sensors 2020, 20, 6510; doi:10.3390/s20226510

Partie 3: Evaluation expérimentale de la performance hydrologique d'une noue filtrante

La troisième partie du manuscrit est consacrée au comportement hydrologique d'une noue filtrante. Cette noue instrumentée, on évalue sa performance expérimentale en calculant des indicateurs hydrologiques préalablement sélectionnés ainsi que des bilans de volume à plusieurs échelles temporelles. Certaines séries de données présentent de nombreuses lacunes du fait de défaillances techniques. Afin de reconstituer ces données une modélisation avec le logiciel SWMM a été réalisée.

Partie 4: Modélisation de la performance hydrologique des bandes enherbées

Les bandes enherbées étudiées dans le cadre de cette thèse ont une géométrie complexe et les données expérimentales disponibles sont insuffisantes et ne permettent pas d'évaluer les performances hydrologiques et de calculer les bilans hydriques. Dans ce but, un modèle d'infiltration 2D couplé à un modèle de ruissellement de surface 1D a été construit et validé sur la base de données expérimentales de teneur en eau et de débits drainés. Le modèle validé est ensuite appliqué sur différentes configurations de bandes afin d'évaluer l'impact des paramètres de conception sur le fonctionnement hydrologique de celles-ci.

Partie 1. Etat de l'art

L'objectif de cette première partie de la thèse est d'aborder les points suivants : (i) la typologie des ouvrages végétalisés de gestion à la source des eaux pluviales, (ii) les principaux processus hydrologiques mis en jeu dans ces ouvrages, (iii) les règles ainsi que les outils utilisés pour la conception de ce type d'ouvrages, (iv) les performances hydrologiques de ces dispositifs, examinées dans le cadre d'études antérieures, (v) la modélisation hydrologique de ces systèmes.

1 .1 Typologie des ouvrages végétalisés de gestion à la source des eaux de ruissellement de voirie

1.1.1 Généralités

Les techniques alternatives de gestion des eaux pluviales sont conçues pour maintenir le cycle hydrologique naturel. Ces techniques visent à compenser l'imperméabilité globale d'un bassin versant (Freni et Oliveri, 2005). A l'échelle locale, les précipitations sont gérées près de l'endroit où elles tombent, ce qu'on appelle en d'autres termes gestion « à la source » des eaux pluviales pour une gestion durable. Ces mesures de contrôle à la source sont utilisées comme solution efficace et prometteuse pour réduire les effets de l'urbanisation (Davis et al., 2012; Han et al., 2005). Dans ce contexte, plusieurs pratiques existent avec des fonctionnements différents selon les objectifs visés.

1.1.2 Typologie

Les ouvrages végétalisés de gestion à la source des eaux pluviales peuvent être classifiés suivant leur rôle. Certains ont des fonctions purement hydrologiques, d'autres visent en plus la réduction des flux polluants. Ils peuvent répondre à 6 fonctions /processus principales : stockage et rétention, infiltration, imperméabilisation, prétraitement, transport et dépollution. Sur la base de ces fonctions, les structures végétalisées les plus répandues sont décrites dans le Tableau 1.1. Leurs principales fonctions d'usage, les enjeux, leur rôle en termes de dépollution, leur application ainsi que la surface du bassin versant contributif sont également présentés. Dans les zones fortement urbanisées, certains ouvrages de stockage et de rétention, tels que les bassins de rétention secs et humides, ne sont pas applicables. Ceci est dû à la surface requise par ce type d'ouvrages ainsi qu'à la surface du bassin

versant nécessaire au bon fonctionnement de celui-ci. Les ouvrages d'infiltration nécessitent un sol perméable pour garantir un bon fonctionnement. Leur principal objectif est de gérer les eaux de ruissellement et de contribuer à la recharge des nappes phréatiques. Les pratiques de désimperméabilisation telles que les revêtements perméables et les toitures végétalisées visent notamment la diminution des surfaces imperméables et un retour à la situation de pré-développement. Elles sont principalement utilisées pour réduire le volume des précipitations, empêchant ainsi l'eau de pluie qui transporte des polluants de s'écouler dans les réseaux d'assainissement et d’atteindre les milieux récepteurs superficiels. Parmi ces ouvrages, les bandes enherbées et les noues sont souvent utilisées pour gérer le ruissellement des voiries. Les bandes enherbées peuvent servir de prétraitement pour assurer un traitement partiel de l'eau qui s'écoule dans une autre structure telle que les systèmes de biorétention.

Tableau 1.1. Typologie des ouvrages végétalisés de gestion des eaux pluviales (Brach, 1989; California Stormwater Quality Association, 2003; Idaho Department of Environmental Quality, 2005; Iowa State University, 2009; Luthans, 2006; Metropolitan Council, 2001; WDEQ, 2013).

Fonction Principale	Nom de l'ouvrage	Description	Fonction d'usage principal	Enjeux principaux	Autres Enjeux	Dépollution	Applications et limitations	Surface du bassin versant contributif
Stockage et rétention	Bassin de rétention (sec)	bassins de stockage temporaire des eaux de ruissellement	Ecrêter les débits de pointe	Lutte contre les inondations	-Protection des milieux construits	Faible à moyen <30 à 65 %	-Zone peu urbanisée	Au moins 4 ha
	Bassin de rétention (en eau)	bassins de rétention qui disposent d'une réserve d'eau permanente tout au long de l'année	Ecrêter les débits de pointe	Contrôler la quantité et la qualité de l'eau	-Elimination des polluants solides et solubles -Prévention de l'érosion du sol et l'accumulation des sédiments	Moyenne à forte 30 à 100 %	-Zone peu urbanisée -Limitations dans les climats arides et froids	Au moins 4 ha mais pas plus que 259 ha
	Marécages de gestion des eaux pluviales	zones humides	Ecrêter les débits de pointe	Élimination des polluants	-Prévention de l'érosion du sol et l'accumulation des sédiments -Fournir une valeur esthétique et renforcer la diversité de la végétation	Faible à forte <30% à 100%.	-Zone peu urbanisée -Limitations dans les climats arides	Au moins 4 ha
Infiltration	Tranchées d'infiltration	Excavation peu profondes (100-370 cm) remplies par des graviers	Filtration dans le sol	Recharge des nappes phréatiques et contrôle des polluants	-Préserver le débit de base des milieux récepteurs superficiels -Lutter contre les inondations et l'érosion -Peut réduire les volumes de ruissellement	Moyenne à forte 30 à 100 %	-Convenable pour gérer les ruissellements des parkings, des toitures, des routes et autoroutes et des petits quartiers résidentiels -Limitation dans les zones avec un sol peu perméable	Pas plus de 5 ha

	Bassin d'infiltration	Bassins de rétention peu profonds (100- 370 cm)	Filtration dans le sol	Élimination des polluants	-Recharge des nappes phréatiques - Préserver le débit de base -Peut réduire les volumes de ruissellement -Peut atténuer les débits de pointe -Lutter contre les inondations et l'érosion	Moyenne à forte 30 à 100 %	-Ne conviennent pas aux zones fortement urbanisées -Limitation dans les zones avec un sol peu perméable et une charge sédimentaire élevée -Limitation dans les climats arides -Limitation dans les zones où la nappe phréatique est peu profonde	Entre 1 et 6 ha
Désimperméabilisation	Revêtements perméables	Revêtements de chaussées perméables, durables et portants, avec des couches de gravier sous-jacentes	Filtration et infiltration	Réduction des volumes des eaux pluviales et élimination des polluants	-Peut atténuer les débits de pointe - Préserver le débit de base -Prévention de l'érosion du sol et l'accumulation des sédiments	Moyenne à forte 30 à 100 %	-Zones fortement urbanisées -Adaptés aux zones réservées aux piétons (trottoirs), et aux zones réservées aux voitures à faible vitesse (parkings, accotements, routes à faible circulation). -Non recommandé pour les zones à forte charg polluante, nappe phréatique élevée ou à proximité de puits d'approvisionnement en eau potable (risques de contamination) -Limitation dans les climats froids -Non recommandé dans les zones à faible perméabilité du sol	-

	Toitures végétalisés	toitures permanentes formées par de la végétation plantée dans un substrat	Infiltration	Réduction des volumes et atténuation des débits de pointe	-Maîtriser les pluies intenses et de courte durée -Economiser l'énergie en augmentant l'isolation thermique -Améliorer la qualité de l'air -augmenter l'isolation acoustique -Créer une valeur esthétique	Moyenne	-Applicable dans presque toutes les régions -Zones fortement urbanisées	-
Prétraitement	Bandes enherbées	Espaces végétalisés et au dénivelé uniforme	Piégeage des polluants et infiltration	Contrôler la quantité et la qualité de l'eau	-Ralentir la vitesse de ruissellement -Favoriser l'infiltration et la recharge de la nappe phréatique -Esthétiquement agréable	Moyenne	-A l'origine pour traitement agricole, courant pour gestion des eaux pluviales urbaines -Traitement des eaux de ruissellement des routes, des petits parkings et des sorties de toit. -Prétraitement : utilisées en conjonction avec d'autres ouvrages -Limitations dans les climats arides ou semi-arides	Pas plus de 2 ha

Transport	Noue et fossé	Espaces végétalisés	Filtration et infiltration	traiter et conduire les eaux de ruissellement	-Peut réduire les volumes de ruissellement -Ralentit la vitesse de ruissellement -Peut favoriser l'infiltration et la recharge de la nappe phréatique si le sol est perméable	Faible à forte <30% à 100%.	-Limitation dans les zones à climat aride ou semi-aride et à climat froid -Ces ouvrages linéaires sont souvent utiles pour traiter et transporter les eaux de ruissellement des voiries. Elles peuvent être utilisées à la place des trottoirs et des gouttières. -Pas très adapté aux zones fortement urbanisées	2 ha ou moins
Dépollution	Système de biorétention	Fossés peu profonds et aménagés (massif filtrant) pour le traitement des eaux de ruissellement	Filtration et infiltration	Élimination des polluants	-Peut assurer la recharge de la nappe phréatique si elle est conçue pour infiltrer l'eau dans le sous-sol -Peut réduire les volumes de ruissellement et donc lutter contre les inondations - esthétiquement agréable	Moyenne à forte 30 à 100 %	-Largement applicable dans les zones fortement urbanisées -Adaptés à une variété de climats et de conditions géologiques - Ne peut pas être utilisé pour traiter une grande surface de drainage	Moins de 2 ha

Les sections suivantes sont consacrées aux structures végétalisées applicables en bordure de voirie.

1.1.3 Les bandes enherbées

Les bandes filtrantes végétalisées ou les bandes enherbées appelées " vegetated filter strip " ou " buffer strip " dans les guides étrangers, sont des espaces verts, situés entre la source et un milieu récepteur. En raison de l'espace requis par ces ouvrages, elles ne sont pas applicables dans les zones fortement urbanisées. Cette zone végétalisée à pente modérée, est alignée perpendiculairement à la direction du ruissellement et adoptée pour améliorer les caractéristiques hydrologiques et la qualité des eaux. Ces pratiques ont d'abord été appliqués dans les zones agricoles (Lacas et al., 2012, 2009; Popov et al., 2006; Reichenberger et al., 2007), avant de devenir une pratique répandue dans les zones urbaines (García-Serrana et al., 2017; Hunt et al., 2010), en tant que dispositifs de traitement ou de prétraitement. Elles peuvent être associées à d'autres techniques alternatives (Clar et al., 2004). Des fossés filtrants / infiltrants, des noues et des ouvrages de biorétention peuvent être placés en aval de ces bandes pour augmenter l'efficacité hydrologique de ce système en termes de volumes et de débits.

Les bandes enherbées sont couramment mises en œuvre le long des autoroutes, des voiries (Figure 1.1), et aussi pour gérer les eaux des ruissellements des parkings et des toitures (Prince George's County, 1999). Dans ce cas l'arrivée de l'eau dans l'ouvrage sera ponctuelle. Elles sont fortement recommandées en bordure des voiries (WVSMD, 2012), surtout si la médiane ou les bordures de celle-ci sont suffisamment larges pour garantir un bon fonctionnement de l'ouvrage.

Concernant leur rôle hydrologique, les bandes enherbées permettent de ralentir la vitesse de ruissellement, atténuant ainsi les débits de pointe. De plus, elles favorisent l'infiltration de l'eau dans le sol, donc la recharge de la nappe phréatique et la réduction des volumes de ruissellement. L'évapotranspiration assurée par la végétation contribue également à réduire le volume des eaux de ruissellement. Au-delà de ces objectifs, les bandes enherbées pourraient assurer un traitement efficace des polluants, en particulier des polluants particulaires, par filtration, sédimentation, et activité biologique et chimique (Barrett et al., 1998).

Pour atteindre ces objectifs, il faut un flux à lame mince et uniforme sur toute la bande. En effet, les bandes enherbées ne sont pas conçues pour recevoir les flux canalisés et à haut débit. Ces flux entraînent une diminution de son pouvoir épurateur et de ses performances hydrologiques (Le Bissonnais et al., 2004a). À cette fin, un répartiteur de débit peut être utilisé pour répartir uniformément le ruissellement entrant sur la bande.

Figure 1.1. Bande enherbée en bordure de voirie. (Source: Trinkhaus Engineering)

1.1.4 Les noues d'écoulement

Les noues d'écoulement, appelées « Grassed swales » dans les guides étrangers, sont des pratiques traditionnelles de gestion des eaux pluviales avec un coût faible (Clar et al., 2004). Ces pratiques ont été conçues historiquement pour transporter l'eau des pluies inférieures à la pluie de projet (Schueler, 1994). Leur rôle a ensuite évolué pour inclure la gestion de la quantité et de la qualité de l'eau (Ackerman and Stein, 2008; Bäckström, 2002; Deletic, 2001; Rushton, 2001). Ces noues sont plantées avec de l'herbe, elles ont un fond plat et une légère pente (Figure 1.**2**). Elles peuvent combiner une fonction de collecte et de transport, et des fonctions secondaires de rétention / infiltration d'eau et dépollution. Il existe deux types de noues d'écoulement, les noues sèches et les noues humides (Prince George's County, 1999). La noue sèche contrôle à la fois la quantité et la qualité de l'eau en réduisant le volume par infiltration. Les noues humides, grâce au fait qu'elles permettent un temps de séjour plus long de l'eau, assurent la réduction des débits de pointe et permettent notamment le traitement de la qualité des eaux. Le ralentissement de la vitesse de ruissellement assuré par la noue contribue à la filtration des sédiments et des polluants, et aussi à l'infiltration de l'eau dans le sol sous-jacent. Si la noue est large, des diffuseurs d'écoulement peuvent être placés en amont pour assurer un écoulement uniforme et empêcher la formation de canaux d'écoulement dans le fond. Il est possible aussi que l'eau rentre dans la noue par le côté, parallèlement à la voirie, pour assurer le ruissellement uniforme tout au long de la noue. L'eau sort de la noue par infiltration vers le sol sous-jacent ou bien par un exutoire (Guide Région Rhône-Alpes, 2006).

Figure 1.2. Noue d'écoulement en bordure de voirie (d'après Minnesota Stormwater Manual)

1.1.5 Les noues filtrantes / ouvrages de biorétention

Les noues filtrantes ou ouvrages de biorétention appelés « Bioretention systems» dans les guides étrangers, sont des fossés peu profonds formés par un massif filtrant visant la gestion de la quantité et de la qualité des eaux de ruissellement. Ces ouvrages sont bien adaptés aux zones fortement urbanisées, de type commerciales, résidentielles et industrielles (Dietz, 2007; Prince George's County, 1999). Elles peuvent être installées le long de voiries et alimentées directement par les eaux de ruissellement ou par un tuyau (Figure 1.3).

Une zone de stockage d'eau et une végétation dense peuvent être conçues pour augmenter l'efficacité hydrologique et le traitement de cet ouvrage (Davis et al., 2009). L'eau infiltrée peut être collectée par un système de drainage au fond de l'ouvrage ou exfiltré vers le sol sous-jacent (Heasom et al., 2007; Payne et al., 2015). Un drain est recommandé si le sol sous-jacent n'est pas très perméable (Lucas, 2009). Ces ouvrages assurent une rétention efficace des eaux de ruissellement en réduisant le volume du ruissellement et en écrêtant les débits de pointe (Davis, 2008; Hunt et al., 2006). Ceci est réalisé par l'infiltration et l'exfiltration de l'eau dans le sol ainsi que par l'évapotranspiration vers l'atmosphère. Ces dispositifs ont également un rôle épurateur consistant à éliminer les polluants contenus dans les eaux de ruissellement, notamment par adsorption et filtration (Brown and Hunt, 2011a).

Figure 1.3. Noue filtrante en bordure de voirie (d'après Minnesota Stormwater Manual)

1 .2 Les processus hydrologiques mis en jeu

Dans les ouvrages de gestion des eaux pluviales basés sur la nature, plusieurs processus hydrologiques sont impliqués. Une compréhension précise des phases de contact eau-sol-atmosphère est nécessaire pour comprendre le fonctionnement hydrologique de ces structures et pour construire des modèles hydrologiques. Cette section traite de processus et les lois physiques qui les décrivent.

1.2.1 Les différents composants du bilan hydrologique

La variation de volume dans l'ouvrage, en surface ΔS_{sur} et dans le sol ΔS_{sol}, est égale à la différence entre les flux entrants dans le système et les flux sortants de celui-ci (Figure 1.*4*). Les flux entrants sont la pluie qui tombe directement sur l'ouvrage (P) et le ruissellement de surface généré par le bassin versant et entrant dans l'ouvrage (R). L'eau sort du système par exfiltration (Ex) au cas où la structure n'est pas étanchéifiée, par évapotranspiration (ET) et surverse (S). En revanche, si le dispositif est étanchéifié et qu'un drain est placé au fond, l'eau infiltrée sort par le drain (D). Il est également possible que l'ouvrage ne soit pas étanche mais qu'un drain soit placé au fond, dans ce cas l'eau sort par drainage et exfiltration.

L'équation ce bilan hydrologique est donnée ci-dessous (Équation 1.**1**) :

Équation 1.1.

$$\Delta S_{sol} + \Delta S_{sur} = P + R - ET - S - D - Ex$$

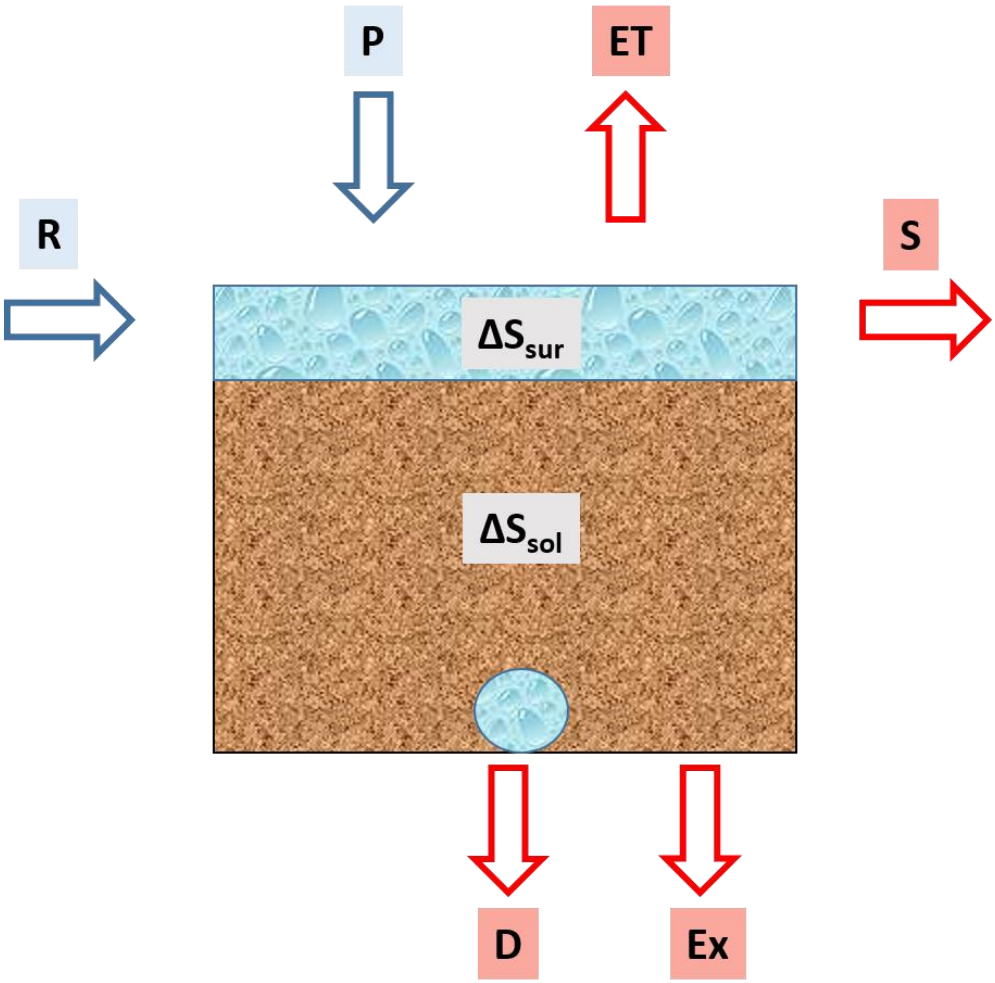


Figure 1.4. Bilan hydrique des dispositifs de gestion à la source des eaux pluviales.

1.2.2 Formation de ruissellement : flux de surface

Le ruissellement est l'écoulement de l'excès de l'eau libre en surface sous l'effet des gradients horizontaux de potentiel gravitaire. Ce ruissellement dépend de plusieurs facteurs : les précipitations, la perméabilité du sol, la rugosité du sol, la pente du terrain, et la végétation.

Plusieurs processus hydrologiques sont susceptibles de générer un ruissellement de surface. L'écoulement en dépassant la capacité d'infiltration du sol est connu sous le nom d'écoulement Hortonien (Horton, 1933). Par ailleurs, le ruissellement est fréquemment observé pour des pluies d'une intensité inférieure à la capacité d'infiltration du sol. Dans ce cas, d'autres processus comme l'écoulement sur des surfaces saturées peuvent expliquer la formation des écoulements, appelées écoulement de Dunne (Dunne and Black, 1970). La saturation du sol peut se faire par exfiltration de l'eau souterraine par la nappe phréatique ou par précipitation.

Les ouvrages de gestion du ruissellement routier reçoivent les eaux de ruissellement, et une partie de ces eaux sort du système sous forme de ruissellement de surface. Dans les deux cas, il s'agit du ruissellement Hortonien. Sur les surfaces à faible perméabilité ou imperméables telles que les chaussées, le ruissellement Hortonien est rapidement généré. Ces écoulements de surface peuvent être décrits par les équations de Barré Saint-Venant (Munoz-Carpena et al., 1993). Pour un écoulement monodirectionnel, les deux équations de la conservation de la masse et de quantité de mouvement sont données ci-dessous (Équation 1.**2** et Équation 1.**3**, respectivement).

Équation 1.2

$$\frac{\partial h_0}{\partial t} + \frac{\partial Q_0}{\partial x} = P - I$$

Équation 1.3

$$\frac{\partial v}{\partial t} + v\frac{\partial v}{\partial x} + g\frac{\partial h_0}{\partial x} = g\left(S - S_f\right) - \frac{v(P - I)}{h}$$

Avec h_0 la hauteur d'eau en surface [L] ; Q_0 le débit par unité de largeur [$L^2 \cdot T^{-1}$], $Q_0 = vh$; t le temps [T] ; P le taux de précipitation [$L \cdot T^{-1}$] ; I le taux d'infiltration [$L \cdot T^{-1}$], v vitesse de l'écoulement [$L \cdot T^{-1}$] ; g accélération de la pesanteur [$L \cdot T^{-2}$], S la pente [$L \cdot L^{-1}$], S_f pente de la ligne d'énergie [$L \cdot L^{-1}$].

L'équation d'onde cinématique est une simplification de l'équation de Saint Venant. Celle–ci est obtenue en négligeant les termes hydrodynamiques de l'équation de quantité de mouvement, ce qui fait que $S = S_f$. Le débit Q_0 est également exprimé en fonction de h par une équation de débit uniforme. Celle qui est la plus employée pour l'écoulement superficiel est l'équation de Manning (Équation 1.***4***) ci-dessous (Köhne et al., 2011):

Équation 1.4

$$Q_0 = \alpha^* {h_0}^p \text{ avec } \alpha = S^{0.5}/n_M \quad \text{et } p = 5/3$$

Avec α^* [$L^{2-p} \cdot T^{-1}$] et p [-] paramètres liés à la pente, à la rugosité de surface et aux conditions d'écoulement (écoulement laminaire ou turbulent), habituellement évalué à l'aide de la loi de résistance hydraulique de Manning ; S la pente [-] ; n_M le coefficient de Manning pour le ruissellement superficiel qui dépend du type de surface.

Plusieurs modèles de calculs plus simplifiés peuvent être appliqués pour transformer les précipitations en ruissellement. L'une de ces méthodes est la méthode rationnelle (Kuichling, 1889), qui suppose une réponse hydrologique linéaire. Le débit de pointe

est directement proportionnel à l'intensité moyenne des précipitations et à la surface du bassin versant. Il existe un autre modèle mathématique, une fonction de probabilité gamma, développée par Nash, 1957, qui exprime l'hydrogramme unitaire instantané. Dans ce modèle, le bassin versant est représenté par une série de réservoirs linéaires identiques. Une autre approche peut être utilisée, qui est l'approche de réservoir non linéaire, appliquée par le programme EPASWMM (Rossman, 2015). Le bassin versant est ici représenté par un réservoir non linéaire, de sorte que le débit sortant du réservoir est supposé être une fonction non linéaire de la hauteur d'eau dans celui-ci. Le débit entrant dans le réservoir est la pluie, quant au débit sortant, il s'agit de l'infiltration et de ruissellement superficiel. La différence entre ce modèle et les modèles d'hydrogramme unitaire est que ces derniers négligent entièrement l'infiltration de l'eau accumulée en surface.

1.2.3 Infiltration de l'eau dans le sol : Flux infiltré

Une partie des volumes d'eau précipités directement sur l'ouvrage de gestion ou reçus par ruissellement superficiel s'infiltre dans le sol. Le taux d'infiltration i(t), ou le flux d'eau qui s'infiltre dans le sol, dépend du débit d'alimentation (intensité de pluie ou débit de l'apport par ruissellement), de l'état d'humidité initiale du sol et des propriétés hydrodynamiques du sol. D'autres facteurs peuvent avoir aussi un effet sur l'infiltration, comme la compaction du sol, la végétation et la topographie et la morphologie. Le volume total infiltré dans le sol pendant un temps t est égal à l'intégrale dans le temps du taux d'infiltration (Équation 1.*5*).

Équation 1.5

$$I(t) = \int_{t=0}^{t} i(t) \cdot dt$$

Avec $I(t)$ l'infiltration cumulée au temps t (L), $i(t)$ le taux d'infiltration au temps t ($L \cdot T^{-1}$).

Si le sol est saturé, la teneur en eau dans le sol est égale à θs (teneur en eau à saturation). La pression dans le sol est égale à la pression interstitielle exercée par la colonne d'eau. La capacité d'infiltration de l'eau dans le sol est égale à la conductivité hydraulique à saturation K_s.

Dans un milieu saturé l'écoulement de l'eau est décrit par l'équation de Darcy suivante (Équation 1.*6*) :

Équation 1.6

$$q = -K_S \frac{\Delta H}{L}$$

Avec q le débit par unité de surface (m/s) ; ΔH/L la perte de charge par unité de longueur ou gradient hydraulique ; K_S la conductivité hydraulique à saturation du sol (m/s).

La loi de Darcy généralisée pour un écoulement en trois directions est donnée par l'équation suivante (Équation 1.*7*) :

Équation 1.7

$$q = -K_S \overrightarrow{grad} H$$

Dans un milieu non saturé, la matrice solide exerce des forces capillaires et donc l'eau subit une succion. Cette succion dépend de la teneur en eau dans le sol θ au temps t. La teneur en eau θ varie entre la teneur en eau résiduelle (θr) et la teneur en eau à saturation (θs). La conductivité hydraulique du sol, K, dans ce cas, varie avec la teneur en eau et la pression dans le sol, la loi généralisée de Darcy devient (Équation 1.*8*) :

Équation 1.8

$$q = -K(\theta) \overrightarrow{grad} H$$

Avec θ la teneur en eau dans le sol (m^3 / m^3)

L'équation de Richards (Richards, 1931) résulte de la combinaison de l'équation généralisée de Darcy et de l'équation de continuité pour obtenir (Équation 1.*9*):

Équation 1.9

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = -div(q) + \tau_e = div[K(\theta)\, grad(h(\theta) - z)] \; + \tau_e$$

Avec h la pression interstitielle exprimé en hauteur d'eau équivalente (m) ; τ_e est un terme de puits qui représente l'eau perdue à une profondeur, z au temps, t par transpiration.

Pour résoudre cette équation il faut connaitre les deux équations caractéristiques du sol et qui varient selon le type du sol : h(θ) la courbe de rétention d'eau et K(θ) la courbe de conductivité hydraulique en non saturé. Plusieurs modèles ont été proposés pour décrire ces deux relations. De ces modèles, le modèle de van Genuchten pour la

courbe de rétention d'eau (van Genuchten, 1980) ainsi que celui de Brooks et Corey (Brooks and Corey, 1964) pour la conductivité en non saturé sont les plus appliqués.

L'équation de Richards est une équation complexe, aux dérivées partielles non linéaire. Elle nécessite une résolution numérique. Cette équation est donc utilisée pour des analyses précises de l'infiltration de l'eau ou de son interaction avec la nappe phréatique. Des modèles moins complexes sont utilisés et donnent des résultats fiables pour la simulation des volumes infiltrés (Fletcher et al., 2013). Ces modèles peuvent être classés en deux catégories : les modèles empiriques comme les modèles de Horton et Koskiatov et les modèles à base physique comme les modèles de Philip et de Green et Ampt. Les modèles simplifiés les plus utilisés en hydrologie urbaine sont ceux de Horton (Horton, 1941) et de Green et Ampt (Green and Ampt, 1911).

Dans la formule de Horton, la capacité d'infiltration de l'eau dans le sol est donnée par l'Équation 1.***10***.

Équation 1.10

$$i(t) = i_f + (i_0 - i_f)e^{-\gamma t}$$

Avec i(t) la capacité d'infiltration au temps t (mm·h^{-1}) ; i_0 la capacité d'infiltration initiale du sol (mm·h^{-1}) ; i_f la capacité d'infiltration finale (mm·h^{-1}) ; t est le temps écoulé depuis le début de la pluie (h); γ une constante empirique qui dépend de la nature du sol (min^{-1}).

Ce modèle fournit un compromis entre les modèles simples et les modèles complexes qui décrivent l'infiltration de l'eau dans le sol. Trois paramètres i_0 , i_f et γ sont à estimer. Ces paramètres peuvent être estimés *in situ* ou obtenus à partir de la littérature.

La capacité d'infiltration est donnée aussi par le modèle de Green et Ampt (Équation 1.***11***). Ce modèle est basé sur la loi de Darcy, en supposant que l'eau s'infiltre dans le sol suivant un front d'humidification, séparant une zone humide et une zone sèche.

Équation 1.11

$$i(t) = K_s\left(1 + \frac{h_0 - h_f}{z_f(t)}\right)$$

Avec K_s la conductivité hydraulique à saturation (mm·h^{-1}) ; h_0 la pression en surface (mm) ; h_f la pression au front d'humidification (mm) ; z_f la profondeur atteinte par le front d'humidification (mm).

1.2.4 L'évapotranspiration : flux évapotranspiré

L'évapotranspiration est la combinaison de deux phénomènes, l'évaporation et la transpiration. L'évaporation se fait initialement en surface du sol, où l'eau en contact avec l'atmosphère se transforme de son état liquide à l'état vapeur. La transpiration est le phénomène d'absorption d'eau par les racines des végétaux et sa libération par leurs feuilles. Cette quantité est importante en milieu urbain pour des ouvrages végétalisés (Hamel et al., 2013).

L'évapotranspiration réelle (ET_r) représente la quantité effective d'eau évaporée par une couverture végétale réelle quand le sol est à son humidité spécifique réelle. Cette dernière peut être mesurée ou calculée à partir de l'évapotranspiration potentielle (ET_p) qui correspond à l'eau qui s'évaporerait du sol et transpirerait par la végétation quand les conditions d'alimentation en eau sont optimales.

Pour mesurer l'évapotranspiration des méthodes directes et indirectes peuvent être utilisées. Les méthodes directes sont, entre autres, les lysimètres ou les bilans hydriques (Rana and Katerji, 2000). Les méthodes indirectes comprennent des modèles empiriques et des modèles théoriques basés sur la physique.

Les modèles physiques sont fondés sur le bilan énergétique et prennent en compte différents facteurs météorologiques comme le rayonnement solaire, le rayonnement de grande longueur d'onde, les températures de l'air et de la surface de l'eau, l'humidité atmosphérique ou la tension de vapeur, et la vitesse du vent. Il s'agit de la formule de Penman-Monteith (Monteith, 1965), c'est une méthode très utilisée et recommandée par la FAO (Organisation des Nations unies pour l'alimentation et l'agriculture). Cette équation dérive de la formule de Penman (Penman, 1948) mais avec l'introduction de la notion de résistance de surface (Équation 1.*12*)

Équation 1.12

$$ET_p = \frac{\Delta(R_n - G) + \rho_a c_p\,(\delta_e) g_a}{\lambda(\Delta + \mu\left(1 + \frac{g_a}{g_s}\right))}$$

avec ET_p l'évapotranspiration potentielle (mm·s^{-1}); Δ pente de la courbe de pression de vapeur à la température moyenne de l'air (kPa·C°$^{-1}$) ; G le flux de chaleur dans le sol (W·m^{-2}·s^{-1}) ; R_n rayonnement net (W·m^{-2}·s^{-1}) ; c_p la capacité thermique de l'air humide (J·kg^{-1}· C°$^{-1}$) ; ρ_a la densité de l'air à pression constante (kg·m^{-3}) ; δ_e différence entre la pression de vapeur saturante (kPa) et la pression de vapeur effective dans l'air (kPa); g_a la conductivité aérodynamique (m·s^{-1}) ; g_s la conductivité des stomates de la surface (m·s^{-1}) ; μ la constante psychrométrique (kPa·C°$^{-1}$) ; λ chaleur latente de vaporisation de l'eau (J· kg^{-1}).

L'évapotranspiration réelle est calculée après à partir de l'évaporation potentielle ET_P (*Équation 1.13*) :

Équation 1.13

$$ET_r = K_c K_r ET_p$$

Avec K_r le coefficient de stress et K_c le coefficient cultural. Ces deux coefficients dépendent de la nature et de la hauteur des végétaux, de la résistance de surface, etc.

Les modèles empiriques sont basés sur des ajustements statistiques basés sur des résultats expérimentaux dans des conditions climatiques contrôlées comme les méthodes de Thornthwaite (Équation 1.***14***, Thornthwaite, 1948) et de Turc (Équation 1.***15*** et Équation ***1.16***,Turc, 1961). Elles sont ensuite extrapolées aux conditions climatiques propres au site d'étude, et doivent donc être adaptées aux conditions locales. Ces formules présentent donc certaines limitations.

Équation 1.14

$$ETP_m = 16 \left[\frac{10\,\overline{T_m}}{I^*}\right]^a F(m,\phi)$$

Avec ETP_m l'évapotranspiration moyenne du mois m (m =1 à 12) (mm) ; $\overline{T_m}$ la moyenne des températures du mois m (°C) ; a=0 ,016·I + 0,5 ; I^* l'indice thermique annuel $I^* = \sum_{m=1}^{12} i(m)$ et $i(m) = \left[\frac{T_m}{5}\right]^{1.514}$; $F(m,\phi)$ facteur correctif fonction du mois (m) et de la latitude ϕ.

Formule de Turc, pour une humidité relative sur le mois >=50 %

Équation 1.15

$$ETP = 0{,}013\, J\, (R_g + 50) \left(\frac{T}{T+15}\right)$$

Formule de Turc, pour une humidité relative sur le mois < 50 %

Équation 1.16

$$ETP = 0{,}013\, J\, (R_g + 50) \left(\frac{T}{T+15}\right)\left(1 + \frac{50 - hr}{70}\right)$$

Avec ETP l'évapotranspiration (mm·h^{-1}) ; J le nombre de jours dans le mois ; T la température moyenne du mois (°C) ; hr l'humidité relative moyenne (%); R_g rayonnement solaire moyen (cal·cm^{-2}·jour^{-1}).

1.2.5 Ecoulement dans le drain : flux drainé

Les drains utilisés dans les ouvrages végétalisés de gestion des eaux pluviales sont des tuyaux perforés. Le comportement hydraulique de ces tuyaux est différent des tuyaux non perforés (Kirkkala et al., 2012). D'après (Duchene and McBean, 1992) l'écoulement dans le tuyau perforé peut être décrit par une équation d'orifice (Équation 1.*17*). En effet, aucune perte significative n'est constatée à travers le tuyau perforé installé dans un milieu poreux (Akan, 2013; Schwartz, 2010).

Équation 1.17

$$Q = C_d A_d \sqrt{\frac{2\Delta p}{\rho}}$$

Avec C_d le coefficient de drainage; A_d la section du drain (L^2) ; Δp la variation de pression ($M \cdot L^{-1} \cdot T^{-2}$) ; ρ la masse volumique du fluide ($M \cdot L^{-3}$).

1.2.6 Flux de surverse

Lorsque la capacité d'infiltration d'eau du sol est dépassée, l'eau commence à être stockée en surface. Quand la capacité de stockage en surface est dépassée, la hauteur d'eau atteint h_{max}, et une surverse se produit

Si un déversoir triangulaire est placé en sortie de l'ouvrage, la surverse peut être calculée à partir de l'équation de KINDSVASTER (Équation 1.*18*) en utilisant les hauteurs d'eau en surface.

Équation 1.18

$$Q = \frac{8}{15} \vartheta C_v \sqrt{2g} \, (h_0 + K_h)^{5/2} \mathrm{tg} \frac{\alpha'}{2}$$

Avec Q est le débit ($L \cdot s^{-1}$) ; h_0 est la hauteur (m) au-dessus de la crête du déversoir ; ϑ le coefficient de débit (égal à 0,57857 pour déversoir triangulaire à 90°); α' est l'angle du déversoir (égal à 90°) ; K_h est facteur de correction; C_v est le coefficient de vitesse, pris égal à 1 dans le cas d'un déversoir à paroi mince.

1 .3 Conception des ouvrages végétalisés de gestion à la source des eaux pluviales

1.3.1 Généralités sur la conception des ouvrages végétalisés

La conception et le dimensionnement des ouvrages doivent, dans la mesure du possible, contribuer à maintenir un bilan hydrologique proche de ce qu'il serait en l'absence d'urbanisation. Les ouvrages végétalisés comme indiqué précédemment peuvent assurer plusieurs fonctions : (i) réduire et prévenir les inondations, (ii) limiter les rejets polluants vers le milieu naturel, (iii) contribuer à végétaliser la ville, à lutter contre l'îlot de chaleur urbain et à améliorer le cadre de vie, (iv) améliorer la biodiversité (Ballard et al., 2015). On s'intéressera dans cette partie particulièrement aux aspects quantitatifs seulement.

La conception comprend principalement le dimensionnement, le choix des matériaux et de la végétation. Le dimensionnement dépend généralement de (i) la nature et la capacité de l'exutoire ou de l'infiltration et (ii) des objectifs d'épuration et d'hydrologie à atteindre (Sauve et al., 2014). Les objectifs quantitatifs principaux sont la réduction du volume et l'atténuation des débits de pointe (Ballard et al., 2015; Digman et al., 2014; Kellagher, 2002). Les ouvrages devraient réduire les volumes entiers pour les pluies courantes et contrôler le volume du ruissellement pour les pluies de période de retour 30 ou 100 ans. Les débits de pointe doivent également être écrêtés pour être équivalents aux flux générés par un espace perméable végétalisé.

Lors de la phase de mise en œuvre, une fois la conception terminée, la séquence des travaux doit être respectée, les propriétés physiques du sol préservées et la plantation de la végétation assurée pour que les objectifs initiaux puissent être effectivement atteints. Après la construction, des visites d'inspection et d'entretien régulier sont indispensables.

Les ouvrages végétalisés sont principalement conçus sur la base de lignes directrices spécifiques à chaque région. Dans les paragraphes suivants, une comparaison entre ces lignes directrices générales que l'on trouve dans divers guides est faite. Les outils de conception disponibles sont également abordés.

1.3.2 Conception des bandes enherbées

1.3.2.1 Lignes directrices générales pour la conception des bandes enherbées

La conception des bandes enherbées est généralement simple (WVSMD, 2012). Dans cette partie seront présentées les recommandations en matière de paramètres de conception données par divers guides étrangers. En plus des critères généraux de dimensionnement (longueur, pente, etc.), des éléments supplémentaires seront également abordés (Figure 1.5).

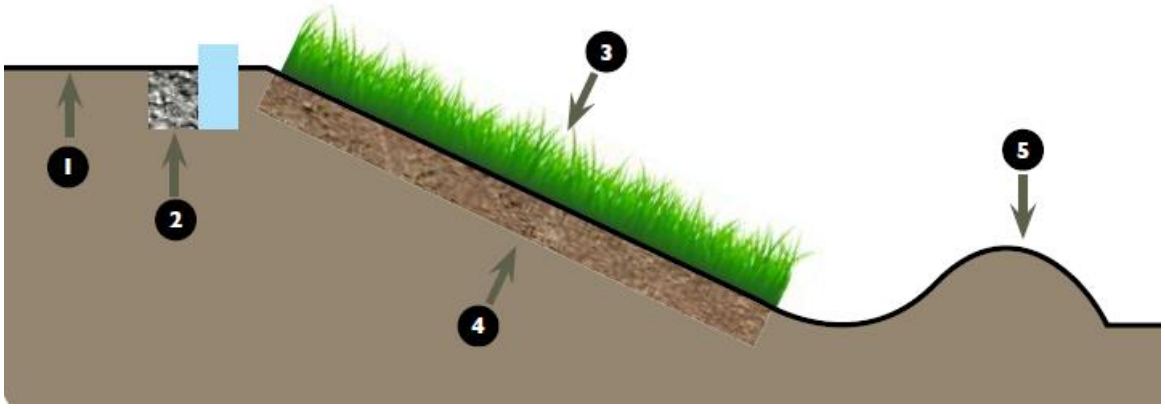


Figure 1.5. Schéma typique d'une section transversale d'une bande enherbée (WVSMD, 2012) ;(1) bassin versant contributif ; (2) prétraitement, tranchée en gravier ; (3) bande enherbée (pente, largeur, végétation) ; (4) sol en surface de la bande ; (5) berme perméable (optionnel).

- Surface du bassin versant contributif

Tout d'abord, il faut limiter la taille du bassin versant contributif afin d'obtenir une hauteur d'eau de ruissellement acceptable et donc éviter la remise en suspension des sédiments déposés et l'écrasement de la végétation. En général, ces ouvrages traitent les eaux de ruissellement des bassins versants de moins de 2 hectares (MDDEFP et MAMROT, 2014). Idéalement, cette surface ne devrait pas dépasser un rapport surface bassin versant/surface ouvrage égal à 6. D'après le guide de l'état de Washington (WSDOT, 2016), le trajet d'écoulement devrait être inférieur à 45 m ; pour empêcher les écoulements de se concentrer. Ce trajet maximal est fixé à 30 m dans le guide d'état de New Jersey (McGreevey et al., 2004). Le flux tend à se concentrer après un trajet de 23 m pour les surfaces imperméables et 46 m pour les surfaces perméable (Claytor et Schueler, 1996). Afin d'éviter l'érosion de la surface de la bande, la vitesse d'écoulement superficielle de l'eau ne doit pas dépasser 0,3 m/s (Clar et al., 2004) et 1,5 m/s (Ballard et al., 2015).

- Largeur et longueur de la bande enherbée

La largeur de la bande enherbée (dans le sens de l'écoulement) dépend des objectifs épuratoires (Ballard et al., 2015). Ainsi, si la bande enherbée est considérée comme un ouvrage de prétraitement, la quantité de sédiments entrant dans l'ouvrage de traitement devrait être réduite d'au moins 25 %. Pour atteindre cet objectif, tout en tenant compte de l'espace disponible, les bandes enherbées doivent avoir une largeur minimale de 90 cm. Si la pente est de 1 %, une largeur de 2,5 m à 3 m peut être efficace (Claytor and Schueler, 1996). Une largeur supérieur à 5 m contribue à une meilleure performance hydrologique et épuratoire (Barrett et al., 2004).

La longueur de la bande enherbée (perpendiculaire à l'écoulement) est généralement égale à la longueur du bassin versant (MDDEFP et MAMROT, 2014), puisque c'est un ouvrage linéaire. Si ce n'est pas le cas, celle-ci varie selon les restrictions du site, mais doit être suffisamment grande pour répondre aux exigences des caractéristiques de ruissellement telles que la hauteur et le débit.

- Topographie

La performance de la bande enherbée est inversement lié à sa pente dans le sens de l'écoulement (Clar et al., 2004). D'après un guide de conception des ouvrages végétalisés au Royaume-Uni la pente doit être comprise entre 1 et 5 % (Ballard et al., 2015). Aux États-Unis, selon le guide de l'État de Washington (WSDOT, 2016), cette pente peut atteindre 9,4 %. Par contre, pour une meilleure performance et un écoulement uniforme une pente inférieure à 5 % est recommandée (WSDOT, 2016). Plus la pente est forte (>10%), plus la longueur de la bande doit être importante (Caltrans, 2003). La pente longitudinale de la bande enherbée ne doit pas dépasser 1 % (PDEP, 2006).

- Caractéristiques du sol

Les caractéristiques hydrodynamiques du sol jouent un rôle très important quant à la performance hydrologique de la bande enherbée. Un sol à forte conductivité hydraulique et un sol sous-jacent perméable favorisent l'infiltration et donc la réduction du volume. Des sols de types limon sableux, sable limoneux, limon, avec une conductivité hydraulique de l'ordre 10^{-6} m/s sont recommandés (Clar et al., 2004). Si le sol n'est pas jugé adéquat pour établir une végétation saine, il est recommandé de le fertiliser avec du compost. En effet, la végétation est essentielle au bon fonctionnement de la bande

- Végétation

Différents types de végétation peuvent être plantés dans une bande enherbée. La densité de la végétation, son aspect esthétique et son adaptation au climat doivent

notamment être pris en compte. Dans les climats arides, les bandes enherbées ne sont pas recommandés car les végétations poussent en touffes (Clar et al., 2004). Ce type de végétation a tendance à être moins efficace qu'une végétation dense et uniforme. La densité de la végétation est un des facteurs déterminant de la performance de ces bandes. Il est donc fortement recommandé d'atteindre une densité de végétation d'au moins 80 à 85 % (Barrett et al., 2004; McGreevey et al., 2004).

- Profondeur de la nappe phréatique

Une nappe phréatique peu profonde peut avoir un effet sur l'infiltration des eaux de ruissellement. C'est pourquoi il est recommandé que la limite inférieure de la bande soit éloignée d'au moins 60 cm du niveau le plus élevé de la nappe phréatique. (Clar et al., 2004).

- Critères de conception supplémentaires

Un répartiteur de flux peut être utilisé pour assurer un flux uniforme sur toute la bande. Si le sol formant la bande n'est pas suffisamment perméable, comme indiqué précédemment, des amendements de ce sol avec du compost sur toute la largeur et la longueur de la bande sont proposés (WVSMD, 2012). Une tranchée en gravier de 60 cm de large et 30 cm de profondeur peut être placée à l'entrée de la bande (WVSMD, 2012). Cette tranchée favorise le prétraitement des eaux de ruissellement grâce à la filtration des particules avant l'entrée dans la bande. Elle sert également de répartiteur de débit.
En outre, une berme perméable, comme le montre la Figure 1.*6*, peut être placée à l'aval de la bande enherbée pour augmenter la capacité de stockage en surface (PDEP, 2006). Cela favorise l'infiltration des eaux de ruissellement et donc la réduction du volume et aussi des polluants. Cette berme peut être formée par du sable, gravier ou bien du limon sableux avec une hauteur comprise entre 15 et 30 cm.

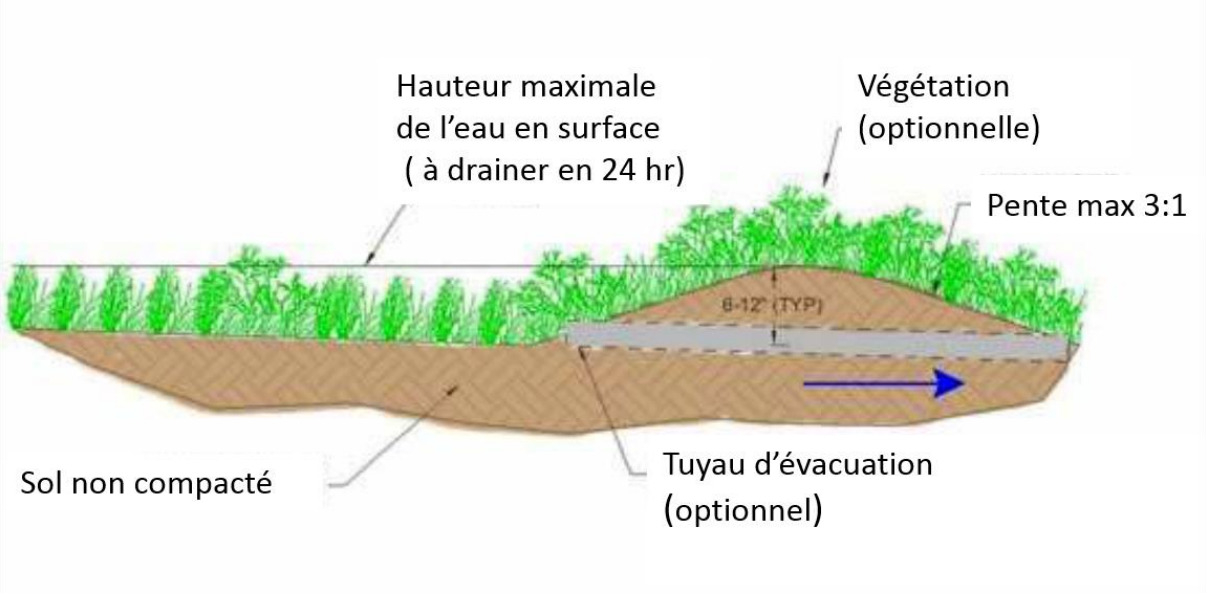


Figure 1.6. Berme perméable installé dans la bande enherbée pour augmenter sa capacité de stockage en surface (PDEP, 2006).

1.3.2.2 Outils de conception et dimensionnement des bandes enherbées

Les méthodes les plus utilisées pour la conception des bandes enherbées sont des méthodes assez simples qui utilisent les critères évoqués précédemment. Des guides étrangers, surtout en Amérique du Nord (Clar et al., 2004; PDEP, 2006; WSDOT, 2016; WVSMD, 2012), au Canada (Dhalla and Zimmer, 2010; MDDEFP and MAMROT, 2014) parmi plein d'autres ont proposé des recommandations et des lignes directrices générales pour la conception, la construction, l'utilisation et la maintenance des bandes enherbées. Ces approches sont spécifiques aux climats et aux caractéristiques du sol de la région dans laquelle elles sont appliquées. Par conséquent, elles ne constituent pas un outil pouvant être appliqué dans d'autres conditions. De plus, ces approches ne quantifient pas la performance et l'efficacité d'une bande et ne précisent pas les paramètres de conception optimale (Munoz-Carpena and Parsons, 2004). Les méthodes sont basées sur des principes hydrologiques simplifiés sans tenir compte des processus hydrologiques complexes mis en jeu (Khatavkar et Mays, 2017). Certains d'entre eux utilisent l'équation de Manning pour calculer le débit de surface de la bande enherbée (WSDOT, 2016). D'autres fournissent des courbes reliant la pente à la longueur dans différentes conditions de sol et de végétation, à partir desquelles on peut dimensionner ces ouvrages (McGreevey et al., 2004; PDEP, 2006). Des graphiques de dimensionnement des bandes enherbées sont également fournis par (Wong and McCuen, 1981, 1982), ils prennent en compte la pente, le type de végétation et l'efficacité visée de piégeage des sédiments. Ces graphiques sont basés sur trois hypothèses : l'équation de Manning est appliquée avec une rugosité constante, l'infiltration est négligeable, et les particules ont une taille uniforme donnée. Cette

méthode a été jugée non adaptée à un nombre important de sites d'étude (Hayes et al., 1984). Une autre approche développée par l'État du Maryland (MDE, 2000), aux États-Unis, présente des faiblesses similaires. En effet, ces approches ne tiennent pas compte de processus hydrologiques importants tels que l'infiltration et simplifient les processus épuratoires en ne considérant qu'une seule taille de particules. Un modèle un peu plus complexe que les modèles précédents est le modèle IDEAL (Clar et al., 2004). Celui-ci peut être utilisé pour la conception des ouvrages et aussi pour valider les autres méthodes de conception. Il comprend un volet hydrologique, ainsi qu'un volet de calcul des polluants.

Autre que les guides de conception, des outils mathématiques basés sur des modèles physiques et empiriques peuvent être utilisés (Lobo et Bonilla, 2017). Parmi les modèles à base de physique, VFSMOD développé par (Munoz-Carpena et al., 1993) est utilisé pour étudier l'hydrologie et le transport des sédiments à travers des bandes enherbées. Ce modèle couple un module hydrologique basé sur l'équation d'onde cinématique et Green et Ampt avec un module de filtration des sédiments développé à l'Université de Kentucky (Barfield et al., 1979; Hayes et al., 1984, 1979; Tollner et al., 1977, 1976). Ce modèle a été testé par plusieurs études sur la base de données expérimentales (Abu-Zreig et al., 2001; Munoz-Carpena et al., 1999). Un des problèmes de ce programme, notamment en tant qu'outil de dimensionnement, est que l'utilisateur doit fournir des hydrogrammes Q(t) et des sédigraphes MES(T). Cette question a été traitée dans une version modifiée qui est VFSMOD-W (Munoz-Carpena et Parsons, 2004) pour inclure la génération d'hydrogrammes et des sédigraphes pour une pluie de projets. Des améliorations au module de qualité uniquement ont été apportées par Dosskey et al. (2008) et Rudra et al. (2010). Un autre outil de conception basé sur le même modèle mathématique VFSMOD mais avec des résultats plus simplifiés et sous forme de graphiques faciles à utiliser est également disponible (Akan, 2014; Akan et Atabay, 2015). Un outil d'optimisation de la conception des bandes enherbées est présenté par Khatavkar et Mays (2017).

Une description plus approfondie des modèles sera donnée dans la section sur la modélisation des bandes enherbées.

1.3.3 Conception des noues d'écoulement

1.3.3.1 Lignes directrices générales pour la conception des noues d'écoulement

Les noues d'écoulement sont souvent mises en œuvre le long des voiries pour évacuer les eaux de ruissellement pluviales (Dhalla and Zimmer, 2010). Leur rôle principal est de ralentir la vitesse d'écoulement, ce qui provoque une réduction du débit de pointe. En outre, ces noues apportent une valeur esthétique importante. Elles sont généralement conçues pour évacuer les pluies décennales, de sorte qu'un minimum de 15 cm de la hauteur disponible pour le stockage en surface reste libre et qu'aucune érosion de sol ne se produit (PDEP, 2006). Certaines méthodes de conception tiennent compte de deux aspects du contrôle du débit : d'abord le contrôle de la qualité de l'eau en essayant de minimiser les vitesses d'écoulement, ensuite le contrôle de l'érosion et la capacité de transport de la noue (Payero et al., 2014). Les pluies considérées dans ce cas sont généralement les pluies de période de retour de 2 ans ou 10 ans selon le guide. Pour les pluies plus fortes avec une période de retour de 25 à 100 ans, une évaluation du comportement de la noue doit être effectuée. Le temps de séjour de l'eau, c'est-à-dire le temps qu'il faut à une goutte d'eau pour parcourir toute la noue, doit être d'au moins 9 minutes pour des raisons épuratoires (WVSMD, 2012).

Les critères de conception des noues d'écoulement peuvent être modifiés pour améliorer leur efficacité hydrologique et épuratoire. Des redans peuvent, dans certains cas, être placées le long de ces noues pour augmenter leur stockage en surface et différentes géométries peuvent être adaptées (Dhalla and Zimmer, 2010). La noue sèche, par exemple, est une conception modifiée de la noue d'écoulement, qui incorpore un sol amendé pour augmenter la capacité de stockage du sol (GSMM, 2016). Un système de drainage sous le massif filtrant peut également être installé.

Un schéma typique d'une noue est montré à la Figure 1.7. L'efficacité d'une noue est directement liée à la nature et à la surface du bassin versant contributif, aux dimensions de la noue, à la pente, au type de sol qui la forme et à la végétation.

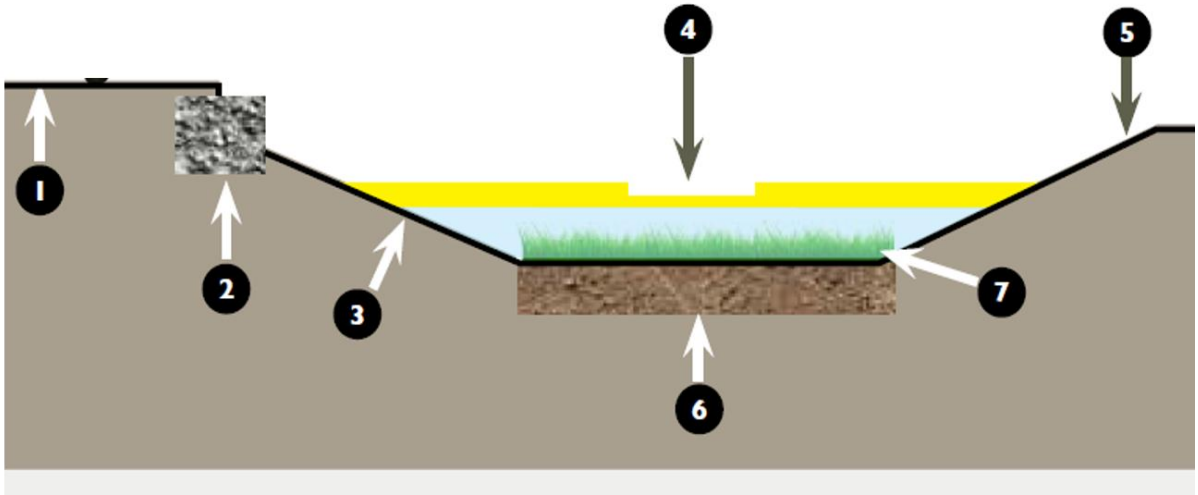


Figure 1.7. Schéma typique d'une section transversale d'une noue d'écoulement (WVSMD, 2012); (1) bassin versant contributif (ex. Chaussées), (2) Prétraitement, tranchée en gravier, (3) Dimensionnement et géométrie, (4) Redans, stockage en surface, (5) Pentes latérales, (6) Massif filtrant (optionnel), (7) Végétation.

- Surface du bassin versant contributif

Les noues d'écoulement reçoivent le plus souvent les eaux de ruissellement d'un bassin versant de moins de 4 hectares (Clar et al., 2004). Il est également recommandé que le bassin versant ne dépasse pas 2 hectares (GSMM, 2016). Une superficie supérieure à 2 hectares est susceptible de générer des débits élevés qui empêchent un bon fonctionnement de la noue (GSMM, 2016; WVSMD, 2012). Des mesures supplémentaires peuvent être prises dans ce cas pour gérer les débits élevés (PDEP, 2006). Les débits dans la noue doivent respecter des critères spécifiques (Ballard et al., 2015). La hauteur de l'écoulement ne doit pas dépasser la hauteur de la végétation de 10 cm avec une vitesse ne dépassant pas 0,3 m/s pour assurer un bon contrôle de la qualité de l'eau. Une vitesse maximale de 1 m/s doit être maintenue pour éviter l'érosion du sol en surface de la noue. La surface de la noue par rapport au bassin versant peut être comprise entre 5 et 20% (Dhalla and Zimmer, 2010; GSMM, 2016).

- Géométrie

La section transversale de la noue peut être parabolique ou trapézoïdale (Payero et al., 2014; PDEP, 2006), ces formes sont plus faciles à construire et à maintenir (Ballard et al., 2015). Il est conseillé de concevoir la noue avec une section parabolique initialement, car avec le temps, en raison de l'érosion et du dépôt de sédiments, la section trapézoïdale devient parabolique (Claytor and Schueler, 1996; Dhalla and Zimmer, 2010).

La longueur de la noue, utilisée pour gérer les eaux de ruissellement routier, est égale à la longueur du bassin versant. Si elle est divisée en plusieurs sections ou séparée par des redans, la longueur de chaque section doit être d'au moins 5 m (Ballard et al., 2015; Dhalla and Zimmer, 2010). La largeur du fond de la noue doit être généralement comprise entre 0,5 et 2 m, pour éviter toute canalisation des écoulements (GSMM, 2016). Une largeur supérieure à 2 m n'est pas recommandée, sauf si un répartiteur de débit ou des redans sont mis en place pour assurer la répartition uniforme du débit entrant dans la noue (Ballard et al., 2015; WVSMD, 2012). La hauteur maximale de stockage en surface qui correspond à la profondeur de la noue doit être de 40-60 cm (Ballard et al., 2015; GSMM, 2016). Pour une noue trapézoïdale, le rapport maximal entre la largeur du fond de la noue et la hauteur en surface ne doit pas dépasser 12:1 (PDEP, 2006).
Les côtés de la noue peuvent assurer le prétraitement des flux latéraux entrants et maximiser la surface filtrante de la noue. Il est donc recommandé qu'ils soient plats avec une pente minimale de 4:1 (H:V) et une pente maximale de 3:1 (Ballard et al., 2015). Cette pente ne devrait pas dépasser 2:1 pour faciliter la maintenance et l'entrée latérale du flux (GSMM, 2016).

- Topographie

La pente longitudinale de la noue peut varier entre 0.5 et 6 % (Ballard et al., 2015; Dhalla and Zimmer, 2010). Une pente inférieure à 4 % est recommandée (GSMM, 2016) et idéalement égale à 2 % (WVSMD, 2012). Dans le cas de pentes supérieures à 3 %, des redans doivent être mis en place pour réduire la pente effective. Si la pente est inférieure à 1,5 %, une noue humide peut être envisagée ou un drain peut être installé sous le sol, cela dépend du type de sol en surface (Ballard et al., 2015).

- Caractéristiques du sol

Les noues d'écoulement peuvent être appliquées sur des sites ayant n'importe quel type de sol (Dhalla and Zimmer, 2010). Cependant, un sol perméable avec une capacité d'infiltration élevée améliore les performances hydrologiques et épuratoires de la noue. Les classes texturales appropriées pour ce type d'ouvrage sont : sable, sable limoneux, limon sableux, limon, et limon fin (Clar et al., 2004). Les sols argileux ne sont pas conseillés car ils permettent la formation de flaques d'eau et la végétation ne s'y développe pas suffisamment. Dans le cas des noues sèches, le sol de surface peut être remplacé par un sol perméable, d'une conductivité hydraulique de l'ordre 10^{-6} $m \cdot s^{-1}$, sur une épaisseur minimale de 80 cm (GSMM, 2016).

- Végétation

Le choix de la végétation doit être soigneusement décidé à un stade précoce du processus de conception. Idéalement, une végétation diversifiée dont la saison de

croissance correspond à la saison humide devrait être choisi (PDEP, 2006). Une végétation dense avec une hauteur entre 75 et 150 mm doit être maintenue dans la noue (Ciria SUDS). Cette hauteur est déterminante pour la performance de l'ouvrage en termes de réduction du débit et de filtration (Clar et al., 2004). Il est recommandé que cette hauteur soit au moins 50 mm au-dessus de la hauteur de l'eau dans la noue résultant de la pluie de projet.

- Profondeur de la nappe phréatique

Il est recommandé que la nappe phréatique soit distante d'au moins 1 m du niveau le plus bas du sol formant la noue (Ballard et al., 2015; Dhalla and Zimmer, 2010). Dans le cas d'une nappe phréatique proche de la surface, une noue humide peut être appliquée (GSMM, 2016).

- Critères de conception supplémentaires

Si la pente de la noue est supérieure à 3 %, des mesures peuvent être mises en place pour ralentir le débit, augmenter le temps de séjour de l'eau dans la noue et le stockage en surface et favoriser également l'infiltration (Ballard et al., 2015; PDEP, 2006). Pour des besoins de maintenance, la hauteur maximale recommandée pour les redans est de 30 cm (WVSMD, 2012). Dans certains cas, la noue doit être étanchéifiée par une géo-membrane, si les eaux souterraines sont susceptibles d'être contaminées par les eaux infiltrées (Ballard et al., 2015). Dans ce cas, un drain peut être placé au fond de la noue pour évacuer l'eau infiltrée. Afin d'augmenter l'efficacité hydrologique et épuratoire de la noue d'ecoulement, des dispositifs de prétraitement peuvent être placés pour traiter l'eau entrant latéralement. Ils peuvent être soit des tranchées de gravier, ou des canaux de sédimentation (Dhalla and Zimmer, 2010). Lorsque le sol de la noue est compacté à cause des travaux de construction, ou n'est pas assez fertile pour permettre un bon développement de la végétation, il peut être composté. Le contenu organique du sol composté doit être de 8 à 15 % en poids ou de 30 à 40 % en volume (Dhalla and Zimmer, 2010). La noue d'écoulement peut être mise en œuvre en tant qu'ouvrage de prétraitement. Dans ce cas, des tranchées d'infiltration ou des ouvrages de biorétention peuvent y être connectés en aval (PDEP, 2006).

1.3.3.2 Outils de conception et dimensionnement des noues d'écoulement

Les noues d'écoulement sont principalement conçues pour réduire le débit de pointe de la pluie du projet (WVSMD, 2012). Plusieurs guides proposent des procédures simples pour la conception de ces noues. Ces procédures comprennent des lignes directrices générales, comme celles présentées précédemment, et des équations mathématiques simples. Les équations fondamentales sont les équations de Manning et de continuité.

La procédure de base est fournie par Chow (1959). Cette procédure peut être appliquée de plusieurs manières selon l'ordre des étapes et selon les variables définies initialement (Clar et al., 2004). Par exemple, la procédure de conception de l'État de Washington est constituée de 10 étapes (Horner, 1993). Ces étapes sont les suivantes : (1) déterminer le débit de conception, correspondant à une pluie de période de retour de 2 ans pour une durée de 24 heures; (2) déterminer la pente longitudinale en fonction de la topographie ; (3) choisir la forme de la section transversale ; (4) déterminer la largeur du fond de la noue par l'équation de Manning ; (5) calculer l'aire de la section mouillée pour la pluie de projet ; (6) calculer la vitesse de l'écoulement à l'aide de l'équation de continuité ; (7) calculer la longueur de la noue en fonction du temps de séjour de l'eau recommandé ; (8) choisir l'emplacement de l'ouvrage en fonction des paramètres de conception ; (9) choisir le couvert végétal ; (10) vérifier la stabilité de l'ouvrage pour la pluie de période de retour 100 ans pour une durée de 24 heures. Une approche de conception itérative, appliquée dans la ville de Denver, Colorado, comprend également des étapes de conception mais dans un ordre différent de celle présenté ci-dessus (UDFCD, 1999). Cela consiste à déterminer le débit généré par la pluie de projet, à fixer les dimensions de la noue, et à calculer la vitesse et la hauteur du débit ruisselé dans la noue à l'aide de l'équation de Manning. Si ces deux dernières ne se situent pas dans les limites imposées par le guide, le dimensionnement doit être répété. Les guides d'autres États des États-Unis comme la Géorgie, la Pennsylvanie, la Virginie occidentale (GSMM, 2016 ; PDEP, 2006 ; WVSMD, 2012) fournissent également des directives de conception et une procédure similaire à celle décrite plus haut. Ces méthodes de conception ne tiennent pas compte de l'infiltration de l'eau dans le sol et négligent également la granulométrie des sédiments en regard de la qualité de l'eau. Un modèle, appelé IDEAL (Clar et al., 2004), peut être appliqué afin de répondre à ces lacunes. Ce modèle est relativement complexe par rapport aux méthodes précédentes et prend en considération l'infiltration d'eau dans le sol. Il est utilisé pour la conception des bandes enherbées et des noues végétalisées et également pour vérifier les méthodes de conception simplifiée.

Les modèles basés sur la physique sont une alternative aux méthodes de conception simples. Parmi ces modèles, TRAVA, développé par Deletic, 2001 et vérifié par Deletic and Fletcher, 2006, est capable de simuler l'écoulement de l'eau et le transport des sédiments dans les noues végétalisés. García-Serrana et al., 2017 a aussi développé un modèle pour simuler l'infiltration et l'écoulement superficiel sur les pentes latérales de la noue. Un modèle conceptuel MUSIC (MUSIC, 2013) peut également être appliqué pour simuler la qualité et la quantité de l'eau. D'autres modèles tels que Mike SHE (Jaber and Shukla, 2012), SWMM (Metcalf, 1971) peuvent être appliqués, mais ces logiciels sont recommandés pour une application à grande échelle, et non à l'échelle de l'ouvrage.

1.3.4 Conception des noues filtrantes / ouvrages de biorétention

1.3.4.1 Lignes directrices générales pour la conception des noues filtrantes

En plus de leur rôle de traitement en tant qu'ouvrage de biorétention, les noues filtrantes ont également une fonction de transport (Payne et al., 2015). Les éléments de conception sont donc similaires aux systèmes de type biorétention avec un élément supplémentaire concernant la surverse.

La conception des noues filtrantes doit répondre à des objectifs de performance adaptés aux besoins spécifiques de l'environnement local. L'objectif hydrologique principal est de réduire les volumes de ruissellement et les débits de pointe pour atteindre un régime hydrologique similaire au régime de pré-développement (Payne et al., 2015). Les objectifs spécifiques diffèrent d'un pays à l'autre et même d'une ville à l'autre. Par exemple, à Melbourne, en Australie, l'objectif principal est de maintenir un régime hydrologique similaire au régime de pré-développement pour la pluie de période de retour de 1,5 an. Les objectifs spécifiques peuvent être la réduction des polluants ou l'atténuation de l'impact des pluies courantes sur les écosystèmes aquatiques.

Les éléments constituant une noue filtrante sont montrés dans la Figure 1.*8*. Les lignes directrices, pour ces éléments, fournies par plusieurs guides seront présentées dans ce qui suit.

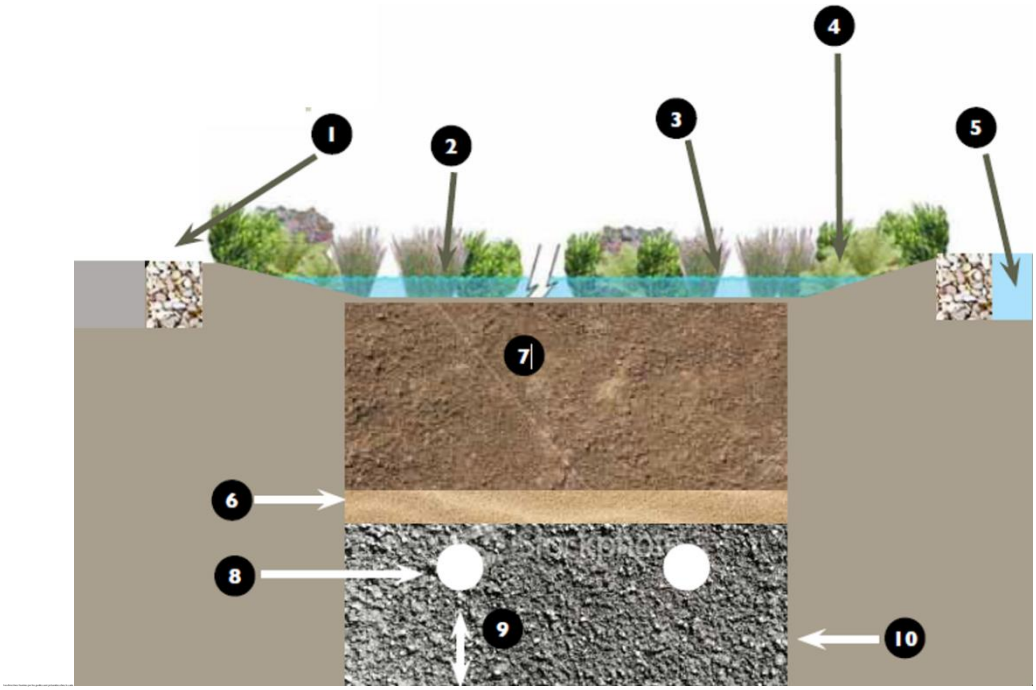


Figure 1.8. Schéma typique d'une section transversale d'une noue filtrante (WVSMD, 2012); (1) Prétraitement, (2) Couche de surface et végétation, (3) Stockage d'eau en surface (15-45

cm), (4) Pentes latérales = 3:1 maximum (recommandé), (5) Structure de débordement pour les débits importants, (6) Couche intermédiaire (7) Massif filtrant (46 cm minimum), (8) Drain (10 à 15 cm de diamètre), (9) Zone de stockage interne sous le drain (optionnel), (10) Couche de gravier sous le drain.

- Surface du bassin versant contributif

Les noues filtrantes ou les ouvrages de biorétention sont plus efficaces si le bassin versant qui y contribue est relativement petit. Il est recommandé que le bassin versant ait une surface inférieure à 1 hectare et qu'il soit 100% imperméable (WVSMD, 2012). Le rapport entre la surface du système de biorétention et la surface du bassin versant devrait être compris entre 3 et 6 % (WVSMD, 2012). Au Canada, ce rapport est légèrement plus élevé et varie entre 5 et 10 % (Payero et al., 2014).

- Géométrie

La géométrie ou le dimensionnement de ce type d'ouvrage dépend du volume de conception choisi par le concepteur et qui répond aux objectifs visés. Dans cette partie, des recommandations sur les éléments formant la noue seront discutées.

Stockage en surface Dans ce type d'ouvrage, une partie du volume entrant est stockée en surface. Cela favorise l'infiltration de l'eau dans le sol, l'évapotranspiration, la réduction de la vitesse d'écoulement, l'approvisionnement des plantes, la recharge des nappes phréatiques, et une meilleure élimination des polluants. La hauteur maximale de l'eau en surface est limitée entre 150 et 255 mm (Payero et al., 2014), l'eau en excès est évacuée du système. Cette hauteur peut atteindre un maximum de 300 mm, et jusqu'à 450 mm pour la gestion des pluies importantes (WVSMD, 2012). Dans la majorité des cas l'eau en surface devrait se vider en 72 heures (PDEP, 2006).

Pentes latérales Les pentes latérales de la noue filtrante doivent être faibles, il est recommandé que la pente soit de 3:1 (H:V) (WVSMD, 2012).

- Topographie

Les noues filtrantes peuvent être appliquées à des sites présentant une variété de conditions topographiques. Toutefois, il est recommandé que la pente du site soit comprise entre 1 et 5 % pour assurer un bon fonctionnement de l'ouvrage. Pour une pente plus forte, l'ouvrage peut être divisé par des redans (WVSMD, 2012).

- Caractéristiques du sol

Le sol formant ce type d'ouvrage est généralement constitué de trois couches. La couche de surface qui est le massif filtrant. Une couche de drainage et de stockage dans

certains cas, située dans la zone autour du drain, est formée par du gravier. Cette couche assure la collecte des eaux infiltrées et traitées et leur évacuation par le drain. La couche intermédiaire est une couche de transition entre les deux couches précédentes, permettant d'empêcher le lessivage du massif filtrant.
Dans le massif filtrant, l'infiltration et le stockage de l'eau assurent la réduction du volume et du débit de pointe du flux de ruissellement. Ce massif permet également l'élimination des polluants par des processus physiques et chimiques et contribue au développement de la végétation et à la croissance microbienne, qui sont responsables du traitement biologique des polluants (Payne et al., 2015). Le massif filtrant est un élément de conception très important en termes de performance à long terme des ouvrages. Pour cette raison, des facteurs essentiels doivent être pris en compte lors de la sélection du mélange formant le massif filtrant. La classe texturale recommandée est le sable argileux (USDA, 1986), avec la texture suivante : 70-88 % de sable, 8-26 % de terre végétale, 3-5% de matière organique (compost) (WVSMD, 2012). Le taux d'infiltration du massif filtrant doit être au moins de l'ordre 10^{-6} m/s. L'épaisseur du massif filtrant recommandée est entre 1 et 1,25 m (Dhalla and Zimmer, 2010), avec un minimum de 45 cm (DDOE, 2013).

- Végétation

La végétation doit être choisie par le concepteur en fonction des objectifs et du climat local. Le rôle de la végétation est très important, en termes de conductivité hydraulique du sol à saturation, de processus d'élimination et de transformation des pollutions et aussi de réduction des volumes par évapotranspiration (Payne et al., 2015). Les plantes choisies pour ce type d'ouvrages doivent être adaptées à des conditions variables d'humidité du sol, allant de très sèches à très humides (NCDEQ, 2020; Payero et al., 2014). Dans certains cas, elles doivent également résister aux ruissellements chargés de sels utilisés dans les climats froids pour le déglaçage. Plusieurs types de plantes et d'arbustes sont recommandés dans les guides (McGreevey et al., 2004), mais l'utilisation de plantes adaptées à l'environnement local est recommandée.

- Surverse

L'excès d'eau résultant des grands volumes d'eau de pluie doit être évacué de la noue. L'évacuation se fait souvent vers un milieu récepteur ou vers le réseau d'assainissement (Clar et al., 2004). Cela se fait par un système de surverse, qui consiste en puisards, ou un déversoir situé légèrement au-dessus de la limite de stockage en surface.

- Profondeur de la nappe phréatique

Dans le cas d'une noue non étanchéifiée au fond, une attention particulière doit être accordée à la nappe phréatique. Le niveau le plus élevé de la nappe phréatique ne

doit pas croiser le massif filtrant pour éviter toute contamination de l'eau et tout mal-fonctionnement de l'ouvrage (WVSMD, 2012). À cette fin, une distance minimale de 1 m entre la nappe phréatique et le niveau le plus bas de l'ouvrage est recommandée (Dhalla and Zimmer, 2010; Payero et al., 2014).

- Critères de conception supplémentaires

Certains éléments supplémentaires peuvent être mis en œuvre en fonction des conditions locales et des objectifs hydrologiques ou de traitement fixés par le concepteur.

Noue étanche/non-étanche Dans certains cas, la noue filtrante doit être étanchéifiée. Par exemple, si elle est située dans une zone fortement contaminée et qu'il y a un risque de contamination des eaux souterraines, ou à proximité des fondations d'un bâtiment, ou lorsqu'une étude géotechnique le juge nécessaire (WVSMD, 2012). Une géomembrane d'une épaisseur minimale de 0,8 mm, recouverte d'un géotextile, peut être installée pour assurer une bonne étanchéité de l'ouvrage.
Ouvrage de prétraitement Un ouvrage de prétraitement peut optionnellement être mis en place lorsque le site a suffisamment d'espace (Clar et al., 2004). Cet ouvrage permet de réduire la vitesse des eaux de ruissellement avant qu'elles atteignent la noue filtrante. Il assure également l'élimination des sédiments, ce qui prolonge la durée de vie de l'ouvrage et réduit la fréquence des entretiens. Plusieurs ouvrages de prétraitement sont possibles, dépendant des caractéristiques du débit entrant dans la noue, qu'il soit ponctuel ou diffus. Dans le cas d'une noue filtrante en bordure de voirie, les apports sont diffus et latéraux. Les ouvrages de prétraitement appropriés sont alors des bandes enherbées ou des tranchées de sable ou de gravier (Clar et al., 2004; WVSMD, 2012).
Drain Le système de noue filtrante peut inclure un drain pour collecter l'eau infiltrée et traitée. L'utilisation ou non du drain dépend des objectifs hydrologiques et épuratoires, du niveau de la nappe phréatique et de la perméabilité du sol en surface (Payero et al., 2014). Dans le cas d'un sol à faible perméabilité, inférieure à $3 \cdot 10^{-6}$ $m \cdot s^{-1}$ un système de drainage est recommandé (WVSMD, 2012). Le système de drainage consiste en une couche de gravier de 10 à 15 cm et un drain perforé. Le drain peut être connecté aux réseaux d'assainissement des eaux de pluie (Clar et al., 2004).

Zone humide Une zone de stockage interne peut être conçue dans la noue. Cela peut être fait en augmentant le niveau du tuyau de sortie superficiel en sortie de l'ouvrage. Une zone continuellement remplie d'eau est ainsi créée. Cette zone favorise la dénitrification et améliore la teneur en nitrates et la réduction de l'azote (Kim et al., 2003). En outre, cette zone a un impact hydrologique, surtout si elle peut se vider entre deux événements, ce qui augmente la recharge des eaux souterraines (Brown and Hunt, 2011a).

1.3.4.2 Outils de conception et dimensionnement des noues filtrantes

Différentes méthodes de conception des noues filtrantes ou des ouvrages de biorétention ont été adoptées par les municipalités et présentées dans leurs guides. Chaque méthode est basée sur des critères et des objectifs spécifiques. Cinq critères de dimensionnement sont généralement utilisés (MDE, 2000): le volume correspondant au volume de stockage nécessaire pour capter et traiter 90 % du ruissellement annuel moyen des eaux de pluie; le volume de la recharge des eaux souterraines qui est égal à une fraction des pluies annuelles; le volume de stockage pour la protection contre l'érosion, l'ouvrage doit retenir la pluie de période de retour d'un an et d'une durée de 24 heures ; le volume de protection contre les inondations, pour empêcher le débit de pointe résultant de la pluie de période de retour de 10 ans et d'une durée de 24 heures de dépasser le débit de pointe avant imperméabilisation et le volume maximal correspondant au volume de la pluie centennale.

Le document de référence pour la conception de ce type d'ouvrage est le guide de Prince George's County (Prince George's County, 1999). Dans cette méthode, la pluie du projet est choisie au début après avoir fixé les critères de conception. Le dimensionnement de l'ouvrage se fera sur la base du volume de stockage nécessaire pour maintenir un volume et un débit de pointe proches de ceux d'avant imperméabilisation et pour assurer le traitement du volume nécessaire au contrôle de la qualité de l'eau. La méthode de calcul utilisée pour déterminer les conditions hydrologiques avant et après l'imperméabilisation est 'soil conservation service curve number method' (Mockus, 1964). D'autres États dimensionnent ce type d'ouvrages en fonction du volume des eaux de ruissellement à traiter (MDE, 2000; NYSSMDM, 2015; Vermont, 2002). Le dimensionnement du massif filtrant est basé sur la loi de Darcy. La méthode rationnelle est utilisée dans d'autres États pour calculer le débit de pointe du ruissellement (NCDEQ, 2020; PDEP, 2006). Certains Etats adoptent un principe simple, le ratio de surface, en considérant que la surface de l'ouvrage doit être égale à un pourcentage fixe du bassin versant (Idaho Department of Environmental Quality, 2005; Virginia, 1999). Au Canada, les guides de la province de Québec (Payero et al., 2014) et de Toronto (Dhalla and Zimmer, 2010), fournissent des lignes directrices et des recommandations générales pour la conception de ces ouvrages.
Ces méthodes de conception basées sur des hypothèses et des simplifications ne prennent pas en compte les processus hydrologiques complexes impliqués. Les seuls processus hydrologiques pris en compte sont l'écoulement de surface du bassin versant et l'infiltration de l'eau dans le sol, en ne considérant que la perméabilité en cas d'utilisation de la loi Darcy. De même, les approches de conception basées sur des rejets fixes ou un pourcentage fixe du bassin versant répondent de manière appropriée aux objectifs quantitatifs et qualitatifs.

Des modèles hydrologiques complexes peuvent être utilisés pour la conception des noues filtrantes. Ces modèles, qui décrivent plus précisément les flux d'eau dans ces ouvrages, permettent un dimensionnement et une prévision plus exacts des performances hydrologiques à long terme. Plus un modèle est sophistiqué, plus il nécessite des données d'entrée, telles que les caractéristiques hydrodynamiques du sol. Un outil de dimensionnement largement utilisé est appelé RECARGA. Cet outil a été développé à l'Université du Wisconsin pour déterminer l'impact hydrologique des systèmes de biorétention (Atchison et Severson, 2004). Il permet de modéliser un ouvrage de biorétention, avec stockage en surface, comprenant jusqu'à trois couches de sol et un drain. Le logiciel peut effectuer des simulations en continu et calculer la teneur en eau du sol et chaque terme du bilan à un pas de temps fixe. D'autres logiciels permettent également de modéliser ce type d'ouvrage, tels que, HEC-HMS (Hydrologic Engineering Center-Hydrologic Modeling System,Heasom et al., 2007) et SWMM (Metcalf, 1971). Cependant, ils sont plus adaptés aux grandes échelles et non à l'échelle de l'ouvrage. Une évaluation plus approfondie des modèles existants sera fournie dans la section consacrée à la modélisation.

1 .4 Suivis expérimentaux de la performance hydrologique des ouvrages végétalisés de gestion des eaux pluviales : Méthodes et résultats

1.4.1 Généralités sur l'évaluation de la performance hydrologique de ces systèmes : indicateurs de performance

Les ouvrages de gestion des eaux pluviales ont été largement utilisés pour résoudre les problèmes d'hydrologie et de qualité de l'eau dans les zones urbaines et agricoles. De nombreuses études ont porté sur l'efficacité de ces systèmes à court terme (moins de quatre ans), tandis que peu d'entre elles ont exploré cette efficacité à long terme.

Selon les objectifs, le suivi *in situ* peut être plus ou moins détaillé (Payne et al., 2015). Il existe plusieurs niveaux de suivi quantitatif. Le premier niveau est le niveau minimal d'exploitation, suffisant pour évaluer la conformité de l'ouvrage à la conception. Le deuxième niveau est le niveau intermédiaire, permettant d'évaluer des nouvelles configurations de conception si le budget ne permet pas un suivi approfondi. Le troisième niveau est le plus détaillé et adapté à l'évaluation de la conception et au développement de nouveaux modèles. Ce dernier nécessite le plus de ressources.

Les informations indispensables à connaître quel que soit le niveau de suivi, sont les caractéristiques du bassin versant, les caractéristiques de l'ouvrage et le climat (Payne et al., 2015). L'évaluation préliminaire de la performance comprend deux parties, soit la mesure de la conductivité hydraulique du sol et de sa teneur en polluants. Le niveau intermédiaire consiste à effectuer des mesures par événement de l'eau entrant et sortant de ces ouvrages, et ce pour différents événements ayant des caractéristiques ainsi que des périodes de temps sèches diverses. L'évaluation quantitative détaillée comprend la surveillance continue du débit et de la qualité de l'eau.

L'instrumentation des sites d'études est variée. Pour mesurer les précipitations, la méthode la plus couramment utilisée est le pluviomètre à auget basculant, une mesure de température peut être ajoutée (Brown and Hunt, 2011a; Carpenter and Hallam, 2010; Hunt et al., 2006; Li et al., 2009). Pour mesurer le débit entrant dans les ouvrages d'étude des méthodes directes peuvent être utilisées comme l'installation d'un déversoir (triangulaire ou rectangulaire) et la mesure de la hauteur d'eau en amont de ce déversoir (Davis, 2008; Li et al., 2009; Line and Hunt, 2009). D'autres études ne mesurent pas le débit entrant mais le calculent à partir de modèles pluie-débit (présentés dans la section 1.3.2). Dans l'étude de Carpenter and Hallam (2010) la méthode rationnelle est appliquée. D'autres études soustraient de la pluie la perte initiale estimée (Hunt et al., 2006). Les pertes initiales telle qu'indiquées par Pit et al., (1999), pour les surfaces imperméables, sont supposées égales à 2 mm , et pour les surfaces perméables la perte est supposée égale à 8,4 mm, tout ce qui reste est considéré

comme ruissellement. La méthode des courbes du SCS (USDA, 1986) , pour prédire les volumes d'eau qui s'écoulent par ruissellement est aussi adaptée (Li et al., 2009). Ces modèles présentent certaines limitations, car ils ne tiennent pas compte de l'infiltration de l'eau dans le sol.

Le débit de surverse est mesuré par Brown and Hunt (2011) à l'aide d'un déversoir triangulaire 90° et un débitmètre. Le stockage en surface est mesuré à l'aide d'un capteur de mesure de la hauteur d'eau en surface relié à une centrale d'acquisition (Li et al., 2009). Le débit drainé est souvent dirigé vers un regard où un déversoir et un débitmètre sont installés pour mesurer le débit. La mesure de la teneur en eau du sol n'est pas une pratique aussi fréquente pour le suivi expérimental. Dans l'étude de Carpenter and Hallam (2010), les teneurs en eau sont mesurées à l'aide des capteurs S-SMA-M005, et des capteurs S-TMB-00212-bit sont utilisés pour mesurer la température dans le sol. Finalement, l'évapotranspiration peut être estimée par des formules empiriques ou physiques (cf. section 1.2.4) en se basant sur des mesures météorologiques.

Différents indicateurs de performance sont utilisés pour évaluer la performance hydrologique de ces dispositifs. Les indicateurs de performance et leurs méthodes de calcul diffèrent également d'une étude à l'autre, et ne sont donc pas normalisés. Certains indicateurs expriment la performance hydrologique en volume, d'autres en débit. Parmi les indicateurs les plus couramment utilisés figurent la réduction du volume, l'atténuation du débit de pointe, la perte par évapotranspiration et la conductivité hydraulique du sol (Payne et al., 2015). Par exemple, pour la réduction de volume, Davis (2008) utilise le ratio de débit de sortie par rapport au débit entrant et le représente en fonction de la probabilité au dépassement. D'autres études expriment la réduction du volume en pourcentage, égal à la différence entre le volume entrant et sortant divisé par le volume entrant (Brown et Hunt, 2012; DeBusk et Wynn, 2011). Dans l'étude de Zhang and Chui (2017), afin d'évaluer l'effet de la nappe phréatique, un calcul du temps nécessaire au flux pour atteindre le fond de l'ouvrage et la nappe phréatique est réalisée. Cela a été fait par modélisation, en considérant que le temps nécessaire pour atteindre un niveau donné est égal au temps où le rapport entre le débit à ce niveau et le débit infiltré dans le sol est égal à 0,01.

Une sélection des indicateurs trouvés dans la littérature (Abu-Zreig et al., 2004; Brown et Hunt, 2012, 2011; Davis, 2008; Davis et al., 2012; DeBusk et Wynn, 2011; Pan et al., 2017; Zhang et Chui, 2017) sont présentés dans le Tableau 1.2. La description et la méthode de calcul de chaque indicateur sont indiquées dans ce tableau. En outre, l'ouvrage pour lequel ces indicateurs ont été calculés et l'échelle de temps de calcul sont également fournis.

Les objectifs des études présentées sont variables. L'étude Davis, 2008 vise à quantifier la réduction de volume et les débits de pointe, afin de vérifier la conformité de l'ouvrage de biorétention vis-à-vis des objectifs fixés correspondant aux paramètres hydrologiques de pré-urbanisation. La plupart des études ont examiné les performances hydrologiques des ouvrages végétalisés afin de vérifier l'effet de certains éléments de conception sur leurs performances. Par exemple, l'effet du développement de la végétation sur la performance des bandes enherbées (Pan et al., 2017), l'effet du niveau de la nappe phréatique sur une bande enherbée également (Zhang et Chui, 2017), et l'effet de la zone de stockage interne pour un ouvrage de biorétention (Brown and Hunt, 2011a). Le but de certaines études était de vérifier la performance des ouvrages dans des conditions climatiques spécifiques. Comme dans le cas de l'étude d'Abu-Zreig et al., 2004, l'objectif était d'évaluer la performance des bandes enherbées dans les conditions climatiques canadiennes. Davis et al., 2012 a testé la performance des noues végétalisées sous différentes configurations avec et sans redans, et avec ou sans prétraitement. Dans leur article, DeBusk et Wynn, 2011 ont évalué l'impact du réaménagement d'un parking existant avec une cellule de biorétention en termes de débits de pointe et de volumes de ruissellement quittant le site. L'effet de la maintenance et de l'entretien des cellules de biorétention colmatées et mal dimensionnées sur la performance hydrologique et épuratoire est testé par Brown and Hunt, 2012.

Tableau 1.2. Liste des indicateurs de performance d'après la littérature.

Indicateurs de performances Hydrologiques	**Etudes / Types d'ouvrage**	**Description**	**Equation**	**Echelle de temps**
Réduction de volume	(Davis, 2008) Biorétention	Fraction d'eau d'entrée mesurée quittant le système pendant les 24 h suivant l'évènement. Cet indicateur exprime la capacité de stockage de l'ouvrage de biorétention.	$Rv = \frac{V_{sortie-24h}}{V_{entrée}}$	Evènement pluvieux (49 évènements)
	-(Pan et al., 2017) Bande enherbée -(Brown and Hunt, 2011a) Biorétention	Pourcentage de l'eau sortie de l'ouvrage par rapport à l'eau rentrant	$Rv = \frac{V_{sortie}}{V_{entrée}} \times 100$	-Evènement pluvieux (8 évènements) Mensuel (3mois) - Evènement pluvieux (78-

				73 évènements)
	(Zhang and Chui, 2017) Noue filtrante - Biorétention	Fraction d'eau infiltrée dans l'ouvrage par rapport à l'eau entrant dans l'ouvrage	$R_v = \frac{V_{infiltré}}{V_{entrée}}$	Evènement pluvieux (216 évènements)
	-(Abu-Zreig et al., 2004) Bande enherbée -(DeBusk and Wynn, 2011) Biorétention - (Brown and Hunt, 2012) Biorétention	Pourcentage de réduction de volume exprimé par la différence entre volume entrant dans l'ouvrage et volume sortant par rapport au volume entrant	$Rv = \frac{V_{entrée} - V_{sortie}}{V_{entrée}} \times 100$	-20 expérimentations *in situ* (évènements artificiels) -Evènement pluvieux (28 évènements) - Evènement pluvieux (61 et 75- 72 évènements)
	-(Brown and Hunt, 2011a) Biorétention	Pourcentage du volume sortant par le drain par rapport au volume infiltré	$R_v = \frac{V_{drainé}}{V_{entrée} - V_{sortie}}$	- Evènement pluvieux (78-73 évènements)
	(Davis et al., 2012)	Volume sortant de l'ouvrage en fonction de la probabilité de dépassement	Probabilité au non dépassement	52 Evènements
Réduction de débit	-(Davis, 2008) Biorétention - (Brown and Hunt, 2012) Biorétention	Ratio des débits de pointe sortant aux pointes maximales respectives du débit entrant	$R_d = \frac{q_{sortie-max}}{q_{entrée-max}}$	-Evènement pluvieux (49 évènements) -Evènements pluvieux (61 et 75- 72 évènements)
	(DeBusk and Wynn, 2011) Biorétention	Pourcentage de réduction du débit de pointe exprimé par la différence entre le pic du débit entrant dans l'ouvrage et le pic du débit sortant par rapport au pic de débit entrant pour un même évènement	$R_d = \frac{q_{entrée-max} - q_{sortie-max}}{q_{entrée-max}} \times 100$	Evènement pluvieux (28 évènements)

	(Davis et al., 2012)	Courbes de débits-durée	Les débits de tous les évènements, mesurés à pas de temps 2 min, sont normalisés et classés en fonction de la durée de l'écoulement	52 Evènements
Temps de réponse	(Davis, 2008) Biorétention	Ratio du temps écoulé entre le pic de débit sortant et le début du ruissellement par rapport au temps écoulé entre le pic de débit entrant et le début du ruissellement.	$T_{retard-Débit} = \frac{t_{qsortie-max}}{t_{qentrée-max}}$	Evènement pluvieux
	(Zhang and Chui, 2017) Noue filtrante - Biorétention	Temps pour que le flux atteigne le fond de l'ouvrage	$T_{retard\text{-}ouvrage}$	Evènement pluvieux (216 évènements)
		Temps pour que le flux atteigne la nappe phréatique	$T_{retard\text{-}np}$	

Les résultats des différentes études sur les performances de ce type de structure seront abordés dans les sections suivantes.

1.4.2 Performances hydrologiques expérimentales des bandes enherbées

Plusieurs études ont évalué la performance des bandes enherbées, principalement en termes de capacité à retenir les sédiments, l'azote et le phosphore (Barrett et al., 1998; Blanco-Canqui et al., 2004). Leur performance hydrologique a également été étudiée mais moins exhaustivement. Cette efficacité hydrologique a été principalement évaluée en termes de réduction de volume par infiltration.

Les principales études abordant les performances hydrologiques des bandes enherbées sont résumées dans le Tableau 1.3. Les caractéristiques des ouvrages et du bassin versant ainsi que les résultats de réduction de volume et de débit sont également donnés. La plupart des études présentées ont été menées aux Etats-Unis. Les sites d'étude évalués sont dans la plupart des cas des sites réels. Dans certains cas, il s'agit de mésocosmes (Pan et al., 2017) ou d'un ouvrage construit en laboratoire (Fox et al., 2018). Les résultats obtenus divergent d'une étude à l'autre. Cette différence peut être liée à l'alimentation en eau de la bande, qu'il s'agisse de pluie réelle ou artificielle, à travers un tuyau ou distribuée uniformément le long de l'ouvrage. En outre, les dimensions et la pente de la bande, le type et la densité de la végétation, le type de sol,

la surface du bassin versant et son imperméabilité sont des sources supplémentaires de divergence entre les études.

Dans l'étude d'Abu-Zreig et al. (2004), 20 tests ont été effectués sur des bandes enherbées ayant des caractéristiques différentes : largeur, pente, type de sol et couverture végétale. Les résultats montrent que la réduction du volume entrant dans la bande varie entre 14 et 91% pour les 20 tests. Cet indicateur semble être directement lié à la largeur de la bande (dans le sens de l'écoulement). En effet, une augmentation de la largeur de la bande de 2 m à 10 m a provoqué une augmentation de la réduction du volume de 20 à 62%. Le couvert de végétation a également un effet sur la réduction du volume. Pour illustrer, une augmentation de la densité de la végétation de 53 à 77% après deux mois de développement a entraîné une plus grande réduction du volume de 40 à 47%.

Le Bissonnais et al. (2004) a étudié plusieurs bandes avec deux largeurs différentes de 3 et 6 m recevant l'eau des champs de blé. La performance de ces bandes a été examinée sur deux périodes de mesure comprenant plus de 100 événements. La largeur de la bande a également été considérée comme un facteur déterminant de la performance hydrologique. En effet, la bande de 3 m de largeur pour la première et la deuxième période de mesure, a conduit à une réduction de volume de 60 et 73%, respectivement. Par contre, la bande de 6 m de long a réduit le volume de 86 % et 80 %, respectivement. A l'échelle évènementielle, la bande de 6 m a permis une réduction de volume moyenne de 80% avec un minimum et un maximum de 56 et 100%. Les observations montrent que la réduction maximale corresponde un débit uniforme distribué sur toute la bande, et les réductions minimales correspondent à un flux canalisé. L'effet de la largeur de la bande sur son efficacité est également démontré dans l'étude de Knight et al., 2013. Dans cette étude, quatre bandes enherbées avec un répartiteur de débit, de différentes largeurs et types de sol ont été examinées. Les résultats montrent que pour les deux bandes de 8 m de large, la réduction est de 36% et 42% en moyenne sur les 30 événements. La réduction augmente considérablement pour les bandes de 20 m de large pour être égale à 59 et 57%.

Les caractéristiques hydrodynamiques et physiques du sol formant la bande enherbée ont un effet remarquable sur sa performance hydrologique. L'effet de la conductivité hydraulique du sol variant avec la texture du sol a été étudié dans l'étude de Fox et al. (2018). Sur deux bandes enherbées construites en laboratoire avec une largeur de 2 m, une longueur de 1 m, une profondeur de 0,7 m et une pente de 7%. Le débit sortant de la bande se situe entre 71 et 86% du débit entrant pour le sol de type "limon fin" et entre 67 et 83% pour le "limon sableux". Les débits entrants sont de 0,05-0,07 $L \cdot s^{-1}$. En effet, plus la conductivité hydraulique du sol augmente, plus le taux d'infiltration augmente et moins d'eau sort de la bande.

En plus de l'effet de la végétation et de la largeur de la bande enherbée, la teneur en eau initiale du sol est également considérée comme un facteur important (García-Serrana et al., 2017). Les talus des noues d'écoulements, qui correspondent à des bandes enherbées, recevant les eaux de ruissellement de 4 autoroutes différentes pendant deux saisons, ont été testés par 32 essais expérimentaux. En effet, pour un même débit entrant, le flux infiltré en automne est 12% plus élevé qu'au printemps, en raison d'une humidité initiale du sol plus élevée au printemps.

Les caractéristiques du sol peuvent varier dans le temps. Deletic and Fletcher, 2006 ont étudié une bande enherbée de 6,2 m de large sur une pente de 7,8 %. Le débit sortant de cette bande était entre 33 et 87% du débit entrant de 0,33 $L \cdot s^{-1} \cdot m^{-1}$, mais seulement 15 à 25 % du débit entrant de 1 $L \cdot s^{-1} \cdot m^{-1}$. Normalement, cela devrait être plutôt le contraire. Par contre, il a été constaté que le débit sortant dépend largement de l'état initial du sol mais aussi de l'ordre des évènements, c.-à-d. qu'au fur et à mesure que les essais progressaient l'infiltration a diminué de 87,4 à 61,6 %. Ceci est dû au colmatage du sol près de la surface, ce qui entraîne une diminution de la porosité du sol et, par conséquent, une diminution de l'infiltration, avec pour résultat un débit de sortie plus élevé.

L'effet de la variabilité temporelle des caractéristiques physiques et hydrodynamiques du sol sur la réduction du volume par la bande enherbée a également été démontré par Pan et al. (2017). Dans son étude de mésocosmes, le type de végétation ainsi que le piégeage des sédiments ont été évalués pendant trois phases différentes de croissance de la végétation. Les deux types de végétaux sélectionnés pour planter les bandes enherbées sont : le trèfle blanc (*Trifolium repens L.*) et le dactyle (*Dactylis glomerata L.*). La conductivité hydraulique à saturation du sol et la teneur en eau initiale sont plus élevées pour les trèfles blancs dont les racines plus épaisses provoquent des cavités dans le sol. Ces deux paramètres sont cruciaux pour l'infiltration de l'eau dans le sol. Pour cette raison, le débit sortant de la bande plantée de trèfle blanc est relativement inférieur au débit sortant des bandes plantées de dactyle. Il a également été constaté que la conductivité hydraulique du sol diminuait avec le temps, quel que soit le type de végétation. Ceci a provoqué une diminution de la réduction de volume de 99% à 85% et de 92% à 75% pour les bandes plantées de trèfle blanc et de dactyle, respectivement. Comme dans l'étude de Deletic et Fletcher (2006), les sédiments transportés par les eaux de ruissellement provoquent un colmatage du sol et donc une diminution de la conductivité hydraulique à saturation.

Le fonctionnement hydrologique de ce type d'ouvrage dépend également des caractéristiques du débit entrant. Dans l'étude de Poletika et al. (2009), pour une bande de 4,6 m de largeur sur une pente de 5 %, la réduction moyenne sur les événements testés du volume passe de 41 % à 34 % avec l'augmentation du débit entrant de

2,09. 10^{-4} $m^2 \cdot s^{-1}$ à $4,7 \cdot 10^{-4}$ $m^2 \cdot s^{-1}$. Pour les 14 événements examinés par Line and Hunt (2009), sur une bande enherbée de 17,1 m de large et une pente de 5,2%, la réduction moyenne du débit de pointe est de 23% et la réduction du volume total est de 49%. Pour ces événements, il a été observé que plus l'accumulation et l'intensité de la pluie sont importantes, moins la bande est capable de réduire le volume entrant car le sol sera mouillé au début de la pluie et donc sa capacité d'infiltration diminuera. Ceci a également été constaté pour deux bandes enherbées de 7,6 et 15,2 m de largeur (Winston et Hunt, 2009). Sur 58 évènements étudiés, la réduction de volume apporté par ces deux bandes est supérieure à 70 % pour des événements dont le cumul de pluie est inférieur à 12,5 mm.

Un effet important de la nature du flux entrant est également démontré, en appliquant le flux sur 10 % de la largeur de la bande, de façon à ce que le flux soit canalisé, une réduction de volume de seulement 16 % est enregistrée (Poletika et al., 2009). Dans cette dernière étude, une variation du ratio de surface bassin versant/bande enherbée, qui se traduit par une variation du volume entrant dans l'ouvrage, est appliquée. Le passage d'un ratio de 15:1 à 30:1 n'a montré aucun effet significatif sur l'infiltration de l'eau à travers la bande. En revanche, deux études (Hunt et al., 2010; Line et Hunt, 2009) menées dans la même région et sur des bandes de dimensions similaires ont montré des résultats différents. En effet, une réduction de volume de 85 % sur 23 événements pluvieux est notée par Hunt et al. (2010). En revanche, cette réduction est plus faible et égale à 49 % sur les 14 événements étudiés par Line et Hunt (2009). Cette différence est très probablement liée à la différence du ratio de surface bassin versant/ouvrage entre les deux sites d'étude. Ces ratios sont respectivement égaux à 9:1 et 28:1. D'autres facteurs peuvent également avoir un effet, comme la pente (1,25 % et 5,2 %, respectivement) ou le type de sol et sa conductivité hydraulique à saturation, qui est plus élevée pour la bande étudiée par Hunt et al. (2010).

Une nappe phréatique peu profonde de 1 à 1,2 m affecte le fonctionnement hydrologique de la bande (Fox et al., 2018). Pour un sol de type limon fin, le graphique de gauche de la Figure 1.***9*** présente l'hydrogramme du débit entrant et sortant d'une bande avec un drainage libre au fond, c'est-à-dire que la nappe phréatique est profonde. De l'autre côté, le graphique de droite montre les hydrogrammes pour une bande formée du même type de sol mais avec une nappe phréatique peu profonde située à 40 cm de profondeur. On peut remarquer que pour une nappe phréatique peu profonde, l'hydrogramme de débit sortant est presque le même que celui du débit entrant, ce qui signifie que l'infiltration dans le sol est très limitée.

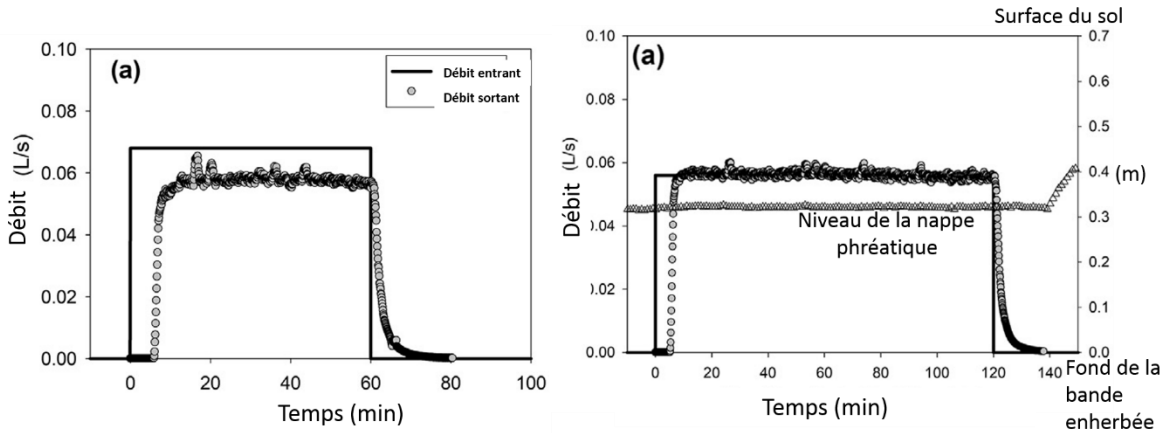


Figure 1.9. Hydrogramme des débits entrant et sortant d'une bande au laboratoire dans deux cas : graphique à gauche la nappe phréatique est profonde, graphique à droite la nappe est située à 40 cm de profondeur (Fox et al., 2018).

Les bandes enherbées sont donc susceptibles d'imiter le régime hydrologique naturel en réduisant le volume et les débits de pointe. Elles sont capables de réduire complètement les volumes entrants, notamment pour les événements pluvieux courants et les plus fréquents. Plusieurs facteurs déterminent leur efficacité, notamment la largeur de la bande, les caractéristiques du débit entrant ainsi que l'état initial du sol de la bande enherbée.

Tableau 1.3. Résultats de la performance hydrologique des bandes enherbées rapportés dans la littérature. Les caractéristiques de l'ouvrage et du bassin versant sont présentées (largeur de la bande dans le sens de l'écoulement ; pente : dans le sens de l'écoulement ; moy : moyenne ; BV : bassin versant).

Etudes	**Nature du site (pays) / débit entrant / période de mesure**	**Caractéristiques de l'ouvrage / Bassin versant**	**Performance hydrologique**	
			Réduction débit	**Réduction volume**
(Abu-Zreig et al., 2004)	Site réel (Ontario, Canada) / pluie artificielle (20 tests)	Sol : limon fin (sable 38%, limon 54 %, argile 8%) Largeur : 2, 5, 10,15 m Longueur : 120 cm Pente: 2.3 et 5%	-	**14-91 %** (Min-Max)
(Le Bissonnais et al., 2004b)	Site réel(Normandie, France)/ pluie réelle/ Oct 96-Sep 97 et Oct 97-Sep 98 (>100 évènements)	Sol: limon fin Largeur : 3-6 m Longueur: 2-8 m Pente : 3 - 5.8 % Ratio : BV /bande 18 :1 – 9 :1/ BV : champs de blé (L : 54 m, l : 2-8m)	-	Largeur 6 m : **80% ; 56-100%** (moy ; min-max / évènement)
(Deletic and Fletcher, 2006) /	Site réel (Aberdeen, Écosse)/ pluie artificielle	Sol : $K_s = 2{\cdot}10^{-6}$ et 10^{-5} $m{\cdot}s^{-1}$ Largeur : 6,2 m Longueur: 0,3 m Pente: 7,8 %	**33- 87 %** (q=0. 33 $L{\cdot}s^{-1}{\cdot}m^{-1}$) **15-25 %** (q=1 $L{\cdot}s^{-1}{\cdot}m^{-1}$)	-
(Poletika et al., 2009)	Site réel (Iowa, Etats-Unis)/	Sol : (sable 17,1 %, limon 54,1 %, argile 28,9 %) Largeur: 4,6 m	-	**4,8 – 76,8 %**

	pluie artificielle	Longueur : 4,6 – 0,5 m Pente : 5 -5,5 % Ratio BV/Bande : 15 :1 et 30 :1		(Min – Max/ évènement)
(Line et Hunt, 2009)	Site réel (North Carolina, Etats-Unis)/ pluie réelle/ Juin 2003 – Fev 2004 (14 évènements)	Sol : sol de la région Largeur : 17,1m Longueur: 7,3 m Pente : 5,2 % Ratio BV/Bande : 28 :1 BV : Route + partie d'un pont (3840 m^2 ; 49 % imp)	Débit de pointe: **23 %** (moy) **67-80 %** (Min – Max)	**49 %** (tous évènements) **11- 95 %** (Min – Max)
(Hunt et al., 2010)	Site réel (North Carolina, Etats-Unis)/ pluie réelle/ Nov 2005 – Jan 2007 (23 évènements)	Sol : limon sableux Largeur : 17,4- 22,9 m Longueur:44,8 m Pente : 1,25 % BV/Bande : 9 :1 BV: Quartier résidentiel (45 % imp)	-	**85%** (tous évènements)
(Winston et Hunt, 2009)	Site réel (North Carolina, Etats-Unis)/ pluie réelle/ Mars 2008 – Mars 2009 (58 évènements)	Deux bandes: Sol : limon/limon sableux Largeur : 7,6 – 15,2 m Longueur : 4m Pente : 4,9 – 7 % BV: Bassin fluvial (66 % imp)	**>70 %** (évènement)	**>60 %** (évènement)
(Knight et al., 2013)	Site réel (North Carolina, Etats-Unis)/ pluie réelle/ Sep 2010 – Mai 2011 (30 évènements)	4 bandes : Sol/Largeur/longueur/pente/ratio 1-SL/CL/6m/8m/1%/ 23 :1 2- SL/CL 6m/20m/1%/ 12 :1 3- SL/SCL (amendé) 6m/8m/1%/ 32 :1 4- SL/SCL (amendé) /6m/20m/1%/ 19 :1 Sol: SL = sandy loam. CL = clay loam. SCL = sandy clay loam. BV : parking en asphalte (1,23 ha ; 56 % imp)	-	1- **36 %** 2- **59 %** 3- **42 %** 4- **57 %** (moy/ évènements)
(Pan et al., 2017)	Mésocosmes (Chine)/ pluie artificielle (flux constant $9{,}79 \cdot 10^{-2}$ $m^2 \cdot h^{-1}$)	Sol : limon fin (sable 0 %, limon 72 %, argile 18 %) Largeur : 1m Longueur : 0,8 m Pente : 8% Végétation : 1 – Trèfle blanc/ 2 – dactyle	-	Mai (1- 99%, 2 -92 %) Juin (1-95 %, 2- 85 %) Aout (1-85 %, 2- 75 %)
(García-Serrana et al., 2017)	Site réel(Minnesota, Etats-Unis)/ pluie artificielle (32 tests)	Sol : limon, sable limoneux, limon sableux, limon argilo-sableux Largeur : 4 -8 m Pente: 5:1 / 4:1 BV : Autoroute	-	**21 % - 100 %** (Min – Max) Automne **82 %**/Printemps **70 %** (moy / tests)
(Fox et al., 2018)	Expérience deaboratoire	Sol : limon fin/ limon sableux (Profondeur : 0,7 m) Largeur: 2m Longueur : 1 m Pente : 7 %	Limon fin : **14-29%** Limon sableux : **17-33%**	-

1.4.3 Performances hydrologiques expérimentales des noues d'écoulement

Les études expérimentales sur l'efficacité des noues d'écoulement en milieu urbain sont beaucoup moins nombreuses que celles réalisées en milieu rural. De plus, leur efficacité épuratoire en termes de piégeage des sédiments et des polluants principalement, comme pour les bandes enherbées, est plus étudiée que leur performance hydrologique (Li et al., 2016; Walsh et al., 1997; Yousef et al., 1987, 1985).

Les noues d'écoulement, comme mentionné précédemment, sont généralement utilisées pour transporter les eaux de ruissellement de la source au milieu récepteur. Selon leur conception, elles peuvent assurer des fonctions de contrôle de la quantité et de la qualité de l'eau. Elles permettent de réduire les débits de pointe et les volumes de ruissellement et de traiter la qualité de l'eau par la filtration des sédiments et des polluants. Leurs performances hydrologiques rapportées dans la littérature en termes de réduction de volume et d'atténuation des débits de pointe seront présentées dans cette section.

Des études antérieures sur les noues d'écoulement ont montré que celles-ci diminuent efficacement le volume des eaux de ruissellement du bassin versant. Ackerman et Stein, 2008, ont étudié la performance hydrologique d'environ 60 noues aux États-Unis recevant les eaux de ruissellement de bassins versants d'infrastructures de transport. Les données sur ces 60 noues sont obtenues à partir de la base de données suivante : The International Stormwater Best Management Practices database (www.bmpdatabase.org). La réduction moyenne évènementielle du volume pour toutes ces noues est d'environ 45 %. Des résultats similaires ont été trouvés par Barrett (2005). Dans son étude de six noues, pour environ 13 événements par site, une réduction moyenne de volume de 47% a été trouvée. Cette réduction dépend de la nature du sol formant la noue et de la teneur en eau initiale du sol au début de l'événement.

Bäckström (2002) a étudié sept noues dans un milieu urbain à Lulea, en Suède. Les longueurs de ces noues sont de 5 et 10 m, sur des pentes variant entre 1 et 7 %. Il a montré que pour 4 de ces noues la réduction par infiltration du volume entrant est de 33%. Ce pourcentage est plus important pour les noues dont le sol est plus perméable, atteignant 66 %, même si la pente est élevée et égale à 7,3 %.

L'efficacité hydrologique des noues d'écoulement à réduire le volume des eaux de ruissellement d'un parking en Floride, aux États-Unis, est également démontrée par Rushton (2001). Quatre configurations bassin versant/noue ont été testées : un parking en asphalte sans noue, un parking en asphalte avec noue, un parking en ciment avec noue et un parking perméable avec noue. Sur 30 événements étudiés, le parking perméable avec noue permet une réduction moyenne de volume de 50% en plus

comparé au parking en asphalte sans noue. Ce système de parking perméable avec noue a montré une efficacité réduite en terme de réduction de volume lorsque les pluies sont intenses et que le sol est initialement saturé. Ce constat a également été fait par Davis et al. (2012), la noue étudiée a assuré une infiltration complète pour les petits événements (< 23 mm), une atténuation du volume et du débit de pointe pour les événements modérés (23-33 mm), et a servi de moyen d'évacuation du ruissellement pour les grands événements (> 33 mm).

Dans une autre étude menée à Séoul, en Corée du Sud, une noue d'écoulement est évaluée pour son efficacité à réduire le risque d'inondation dans la région (Shafique et al., 2018). La noue a une longueur de 51 m et une largeur de 1,2 m et reçoit les eaux de ruissellement d'un parking. Le sol formant la noue est un limon sableux de 35 cm d'épaisseur. Sous le sol, un drain conduit dans une tranchée d'infiltration de 60 cm de profondeur pour passer ensuite au sol sous-jacent. Suivie entre mai et octobre 2017, la noue a montré une réduction de volume entre 40 et 75 % pour des événements d'une intensité inférieure à 30 mm/h. Pour tous les événements, la noue a réduit le volume du ruissellement de 40 % en moyenne. Ces résultats sont un peu plus élevés que les résultats obtenus par les autres études et discutés dans les paragraphes précédents, en particulier pour les événements d'intensité <30 mm/h. La capacité d'infiltration élevée de cette noue peut être attribuée d'abord à la perméabilité du sol et ensuite à la conception qui incorpore un drain et une tranchée d'infiltration, entraînant ainsi une réduction de volume considérable.

La présence de redans dans la noue améliore sa capacité à réduire le volume de ruissellement en augmentant le stockage en surface. Pour une noue d'écoulement située dans une zone agricole à Taiwan (Yu et al., 2001), une réduction significative du volume de ruissellement est déduite à partir de l'analyse du bilan massique des polluants. La présence d'un redan au milieu de cette noue de 30 m de long avec une pente longitudinale de 1% a permis de réduire davantage le volume ruisselé. Dans cette même étude, une autre noue située en Virginie, aux États-Unis, est examinée. Cette noue a une longueur de 274,5 m et une pente de 3 %, avec deux redans mis en place tout au long de celle-ci. Il a été démontré que l'ouvrage réduit complètement le volume pour les pluies de moins de 12,7 mm en cumul. La longueur de la noue et la présence des redans ont amélioré sa capacité à réduire les volumes de ruissellement. Afin d'assurer un bon fonctionnement hydrologique et épuratoire d'une noue d'écoulement, une longueur minimale de 75 m et une pente maximale de 3% sont recommandées.

L'importance de l'inclusion de redans dans la noue pour améliorer sa capacité à réduire le volume du ruissellement et à atténuer les débits de pointe, en particulier pour les événements pluvieux modérés (23 à 33 mm), est également soulignée par

Davis et al. (2012). Deux noues d'écoulement construites dans l'axe médian d'une autoroute à quatre voies dans le Maryland, aux États-Unis, ont fait l'objet de recherches. Les sections transversales des deux noues sont identiques, les pentes de chaque côté sont de 3:1 (33%) et 4:1 (25%), la largeur du fond est de 0,61 m, la longueur est de 198 et 137 m et elles ont une pente longitudinale de 1, 2 et 1,6 %. Les sols formant les noues sont classés comme limon et limon sableux (USDA, 1986). L'une des noues est conçue avec une bande enherbée en tant qu'ouvrage de prétraitement. Cette dernière a une largeur de 15,2 m et une pente de 6 %. Le suivi a été effectué pendant deux périodes. La première période va de novembre 2004 à mai 2006, la seconde, après l'installation des redans au milieu de chaque noue, va d'avril 2007 à juillet 2009. Les résultats ont montré que la noue avant l'installation des redans a retenu le volume total de 36,5 % des événements. Ce pourcentage a augmenté avec l'installation des redans et est de 46,4 %. Avant l'installation des redans, la noue sans ouvrage de prétraitement avait une meilleure performance à réduire le volume des pluies que celui avec. En effet, la noue sans bande enherbée a réduit de 33,8 % en moyenne le volume de ruissellement de 10 événements. Par contre, la noue avec bande enherbée n'a montré aucune réduction. Après l'installation des redans, la bande enherbée a augmenté le rendement de la noue par rapport à la noue avec redans mais sans ouvrage de prétraitement. Il est donc possible de considérer les bandes enherbées - lorsque l'espace le permet - comme une option de conception alternative si elles sont combinées avec les redans. Ce qui permettra d'améliorer la capacité de la noue d'écoulement à réduire le volume de ruissellement et à atténuer les débits de pointe.

En plus de la réduction de volume ruisselé, les noues sont capables d'atténuer les débits de pointe. Le premier pic de débit entrant dans l'ouvrage est atténué. Ensuite, les débits et volume de ruissellement subséquents sont réduits (Davis 2012). Comme pour le volume, les débits faibles sont complètement réduits. Par contre, les forts débits sont peu atténués surtout lorsque la noue est saturée. Ce résultat a également été trouvé pour quatre noues d'écoulement en Australie, évaluées sur 20 tests expérimentaux *in situ* (Lucke et al., 2014). La longueur de ces noues varie entre 30 et 35 m, leur section transversale est triangulaire avec une largeur maximale de 3 et 6 m, et leur pente longitudinale est inférieure à 1%. Les débits artificiels testés correspondaient en moyenne à une pluie de période de retour d'un an, d'une intensité de 29,3 mm/h et d'une durée de 21 minutes. Ces noues ont entraîné une réduction moyenne du volume de 52 % et une réduction du débit de pointe de 61 %. Les noues à faible teneur en eau initiale favorisent une réduction plus importante du débit.

Une noue d'écoulement de 30 m de long en bordure de route à Lulea, en Suède, a été étudié par Rujner et al. (2018) afin de valider et de calibrer le modèle MIKE SHE. Le fossé a une forme trapézoïdale, et est formé par un sol classé en sable limoneux. Douze tests expérimentaux ont été réalisés sur la noue, avec des débits entrants de 1,06 $L \cdot s^{-1}$

et 2,65 L·s^{-1}, ce qui correspond à des pluies de périodes de retour de 2 mois et 3 ans, respectivement. Les résultats montrent que pour ces tests, la noue réduit le volume entrant dans l'ouvrage d'un minimum de 15 % et d'un maximum de 85 %. Elle permet également une réduction du débit de pointe de 4 à 50 %. Le retard de débit, mesuré par la différence de temps entre les centroïdes des hydrogrammes d'entrée et de sortie, est compris entre 6,5 et 15,5 minutes.

Ainsi, les noues d'écoulement sont généralement jugées efficaces pour réduire le volume de ruissellement et le débit de pointe, surtout pour les événements peu importants et qui constituent un grand pourcentage des pluies annuelles. Des mesures peuvent être ajoutées à la conception de ces noues, comme l'installation des redans ou d'un drain pour améliorer ses performances.

1.4.4 Performances hydrologiques expérimentales des noues filtrantes / ouvrages de biorétention

Les noues filtrantes ont fait l'objet de nombreuses études expérimentales pour leurs performances hydrologiques. Un grand nombre d'études sont sélectionnées pour comparer cette performance et identifier les facteurs qui l'affectent. Le Tableau 1.*4* présente les différentes caractéristiques des ouvrages de biorétention ainsi que les caractéristiques du bassin versant et les résultats de la performance hydrologique. Les indicateurs de performance choisis sont ceux qui sont les plus appliqués et les plus courants dans les études tels que la réduction du volume, la réduction du débit de pointe et le retard du débit.

L'évaluation hydrologique expérimentale de ce type d'ouvrage est souvent compliquée. En fait, divers facteurs peuvent avoir un effet avantageux ou non sur l'efficacité de ces dispositifs à long terme et sur le bilan hydrique. Ces facteurs peuvent être classés en deux catégories : les facteurs de conception et les facteurs environnementaux. Les facteurs de conception tels la présence d'une zone de stockage interne, le drain, le ratio de surface bassin versant/ouvrage, le stockage en surface, l'alimentation en eau de l'ouvrage, la composition et la distribution granulométrique du massif filtrant et son épaisseur et finalement la nature et la densité de la végétation. Les facteurs environnementaux qui jouent également un rôle important sont la nature du sol sous-jacent, la profondeur de la nappe phréatique, la hauteur et l'intensité de la pluie, la saison et la température. L'âge de l'ouvrage a également un effet son l'efficacité hydrologique à long-terme, se manifestant par le développement de la végétation, le piégeage des sédiments et d'autres phénomènes temporels. Les résultats obtenus dans la littérature concernant les facteurs qui ont le plus d'impact sur la performance de ces ouvrages ainsi que sur la distribution des flux entrant et sortant de celles-ci, seront discutés dans cette section.

Un grand nombre d'études ont conclu que les noues filtrantes réduisent le volume de ruissellement et les débits de pointe et reproduisent ainsi l'hydrologie avant le développement (DeBusk and Wynn, 2011; Li et al., 2009). Ainsi, elles peuvent contribuer à lutter contre les inondations, à protéger contre l'érosion, et à favoriser la recharge en eau des eaux souterraines (Li et al., 2009). Pour Davis (2008), les objectifs LID visant à reproduire l'hydrologie avant le développement urbain sont atteints si l'ouvrage réduit le volume de ruissellement après 24 heures et le débit de pointe de 33 % et retarde ce dernier de 6 heures. D'après Davis (2008), les ouvrages de biorétention répondent à ces objectifs pour 1/3 à 1/2 des événements pluvieux.

La réduction du volume de ruissellement dans ces ouvrages est variable dans une gamme de 33 à 100 % et dépend des caractéristiques de l'événement pluvieux (Strauch et al., 2016). Dans son étude, Dietz et Clausen (2005) ont constaté que seulement 0,8 % du débit d'entrée était surversé et que la grande majorité (98,8 %) des débits évacués de la structure étaient des débits drainés. Le volume restant, 0,4 %, est supposé être éliminé par évapotranspiration. L'ouvrage étant étanche pour des raisons expérimentales, toute l'eau infiltrée est collectée par le drain. Il existe d'autres raisons pour étanchéifier ce type d'ouvrage, par exemple si le ruissellement est très pollué et risque de contaminer les eaux souterraines ou pour des raisons de stabilité du sol. Les ouvrages étanches au fond ont les performances hydrologiques les plus faibles (Li et al., 2009). Pour un ouvrage non étanche, une réduction significative du volume a été constatée pendant une année d'étude (Hunt et al., 2006). La réduction de volume par l'évapotranspiration et l'exfiltration était supérieure à 50 %. Une réduction totale du volume de ruissellement est constatée pour 18 % des 49 événements d'une période d'étude de deux ans, sur deux ouvrages de biorétention (Davis, 2008). Ces ouvrages ont débordé pour seulement 15% des événements. Parmi les 28 événements pluvieux étudiés sur un autre ouvrage (DeBusk et Wynn, 2011), seuls 5 événements ont produit un débit sortant, et un seul événement a produit une surverse. Une réduction importante du volume de 97 % est enregistrée sur toute la période d'étude. Olszewski and Davis (2013) dans leur étude d'une noue filtrante qui reçoit l'eau d'un parking présentait aussi de bons niveaux de réduction de volume, de 79 % en moyenne.

Les ouvrages de biorétention ou les noues filtrantes permettent également d'atténuer les débits de pointe et de retarder les pics des débits à la sortie de l'ouvrage. La réduction du débit de pointe est un objectif majeur pour limiter les inondations en aval, car même des précipitations mineures dans des zones fortement urbanisées peuvent provoquer des inondations locales. Un exemple de réduction du débit de pointe et de retardement du pic est démontré par (Dietz and Clausen, 2005), pour une pluie de 42 mm en cumul et pour laquelle aucun débordement n'est enregistré. La Figure 1.**10** montre que l'hydrogramme du débit entrant suit l'hyétogramme de pluie.

D'autre part, l'hydrogramme du débit sortant de l'ouvrage est plus aplati et présente des débits plus faibles et une réponse retardée par rapport à la pluie. Une réduction significative des débits de pointe de 44 % et 63 % a été notée par Davis (2008), pour les deux structures étudiées. En plus de la réduction des débits de pointe, ces ouvrages ont retardé l'atteinte du pic du débit sortant de 2 heures. Concernant l'ouvrage de biorétention étudiée par DeBusk et Wynn (2011), sur une période de 8 mois, 5 événements seulement ont produit un débit sortant de l'ouvrage. Pour ces 5 événements, la réduction des débits de pointe est égale à 91 % en moyenne. De même, des réductions complètes des pics sont rapportées par (Strauch et al., 2016) pour 85 % des événements ; pour les autres événements, la réduction était d'environ 63 % en moyenne.

Ces réductions importantes des volumes et des débits de pointes permettent par ailleurs de réduire la masse totale de sédiments, d'azote total et de phosphore total à la sortie du site (DeBusk et Wynn, 2011; Shrestha et al., 2018).

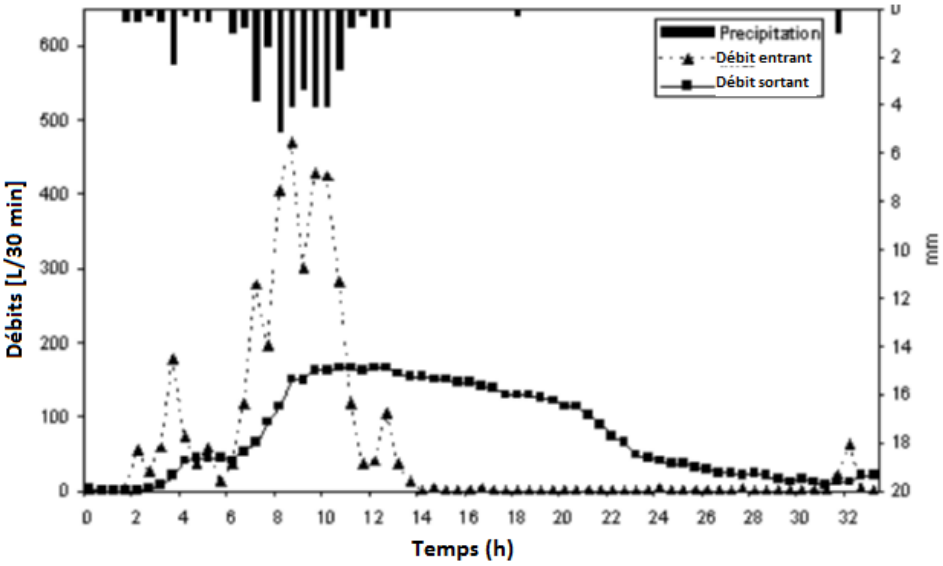


Figure 1.10. Pluie, débit entrant et débit sortant d'un ouvrage de biorétention (Dietz et Clausen, 2005).

Un des facteurs agissant sur l'efficacité hydrologique des ouvrages de biorétention est la profondeur du massif filtrant. Ce dernier peut être un paramètre de conception clé pour la gestion hydrologique. Selon Brown et Hunt (2008), une plus grande épaisseur du massif permet une plus grande réduction du volume de ruissellement que pour un massif moins profond. Les ouvrages avec des épaisseurs du massif filtrant > 0,9 m, offrant une plus grande capacité de stockage, semblent avoir des taux d'infiltration et évapotranspiration plus grands que pour les épaisseurs peu profondes (Li et al., 2009). Les importantes réductions de volume rapportées par DeBusk and Wynn (2011), sont

très probablement dues à l'épaisseur du massif filtrant de 1,8 m qui est supérieure à l'épaisseur standard recommandée dans les guides de conception. Cette épaisseur est même supérieure à la majorité des épaisseurs des ouvrages étudiés par d'autres études. En fait, une augmentation du stockage dans le sol favorise l'exfiltration de l'eau et donc permet une plus grande réduction du volume entrant dans l'ouvrage (Brown et Hunt, 2012; 2011). Les ouvrages de biorétention examinés dans le cadre de l'étude de Brown et Hunt (2011a), dont l'épaisseur du massif filtrant était de 0,9 et 0,6 m, ont atteint les objectifs LID pour 44 % et 21 % des événements, respectivement. A l'échelle annuelle, 65 % et 48 % du volume entrant dans l'ouvrage est réduit par exfiltration et évapotranspiration, respectivement. Une augmentation du volume annuel d'exfiltration de 10-11 % est notée pour un ouvrage formé par un massif filtrant de 0,9 m d'épaisseur par rapport à un autre ayant un massif filtrant de 0,6 m d'épaisseur (Brown and Hunt, 2012). Dans la même étude, aucun effet de l'épaisseur du massif filtrant sur l'atténuation du débit de pointe n'est signalé.

Outre la profondeur du sol formant l'ouvrage de biorétention, le type du sol a également un impact sur la performance hydrologique, notamment sur la surverse. En effet, un ouvrage formé par du sable a enregistré moins d'événements avec surverse qu'un sol de type limon argilo-sableux (Line and Hunt, 2009). Plus le sol est perméable, moins l'eau reste stockée en surface et donc moins d'événements avec surverse se produiront.

Le rapport entre la surface du bassin versant et la surface de l'ouvrage détermine également la surverse de l'ouvrage. Une augmentation de ce rapport se traduit par une augmentation du volume de stockage dans le sol et en surface. Si le stockage en surface est sous-dimensionné, la surverse devient plus fréquente et donc l'ouvrage réduit moins efficacement le débit entrant (Olszewski and Davis, 2013). Les deux cellules de biorétention sous-dimensionnées étudiées par Brown et Hunt (2011a) ont montré une faible performance hydrologique sur la période d'étude. Ces cellules de 0,6 et 0,9 m de profondeur sont conçues pour retenir en surface 28 % et 35 % de la pluie de projet, respectivement. Le volume qui sort de ces deux cellules par surverse est élevé et représente 37 % et 35 % (respectivement) du bilan hydrique annuel. Olszewski et Davis (2013) dans leur étude proposent une diminution du rapport bassin versant/ouvrage de biorétention de 36:1 à 22:1 ou 12:1 pour améliorer l'efficacité hydrologique de ce type d'ouvrage.

La zone de stockage interne est un élément de conception supplémentaire des ouvrages de biorétention. Plusieurs études ont démontré son importance dans la réduction du volume de ruissellement. Même si le sol sous-jacent n'est pas très perméable de $1 \cdot 10^{-6}$ $m \cdot s^{-1}$ ou 10^{-7} $m \cdot s^{-1}$, la zone de stockage permet de réduire le volume en favorisant l'exfiltration des eaux de ruissellement pendant les périodes inter-

événement (Winston et al., 2016). L'ouvrage de biorétention de Rocky Mount, NC, USA (Brown and Hunt, 2008) avec une zone de stockage interne a montré une réduction de volume très efficace, avec seulement deux des 44 événements ayant généré une surverse. Cette zone, si elle est incluse dans la conception d'un ouvrage de biorétention avec du sable en surface (Figure 1.11), peut contribuer à une réduction quasi totale du volume entrant (Brown and Hunt, 2011b). En revanche, Li et al. (2009) a démontré que l'incorporation d'une zone de stockage interne n'a pas d'impact perceptible sur les hydrogrammes de débit sortant pour les événements moyens à grands (>25,4mm). Cette zone est plus efficace pour les pluies courantes dont la hauteur cumulée est petite, et permet de diminuer le pourcentage des évènements causant une surverse de 65 % à 37 %.

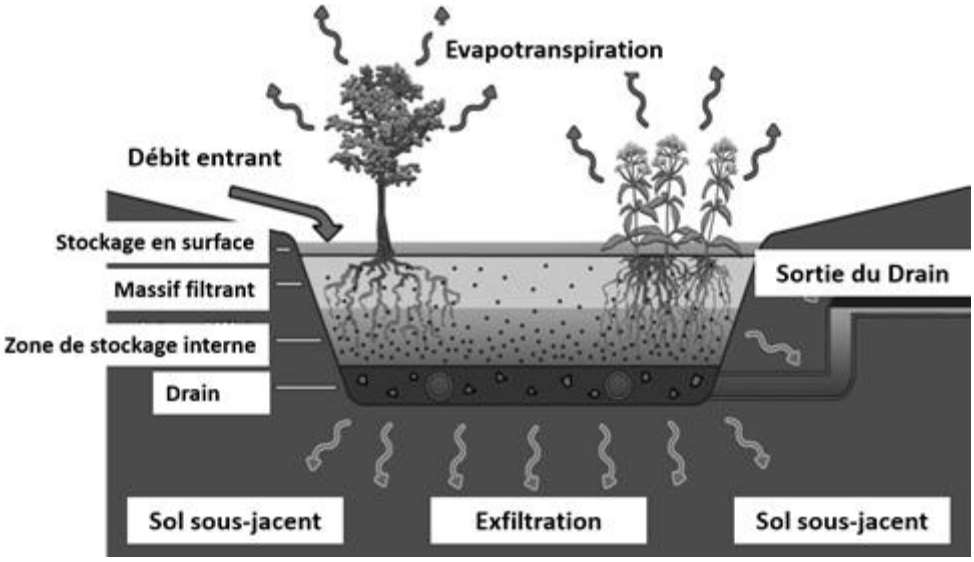


Figure 1.11. Schéma d'un ouvrage de biorétention comprenant une zone de stockage interne (Brown and Hunt, 2011, b).

Les performances hydrologiques des noues filtrantes dépendent des facteurs climatiques, i. e. caractéristiques des pluies et saisons. Ces ouvrages ont une excellente performance hydrologique pour les petites précipitations, mais cette performance diminue lorsque les précipitations sont plus importantes (Li et al., 2009). D'après Shrestha et al. (2018), le volume sortant de l'ouvrage est fortement proportionnel au volume entrant, au débit de pointe entrant et à la hauteur de la pluie. En plus, les débits de pointe sortants sont fortement corrélés aux débits de pointe entrants dans l'ouvrage. Pour des événements modérés de moins de 40 mm en cumul, des réductions de débit de pointe de 96 % au minimum sont enregistrées dans un ouvrage de biorétention en Caroline du Nord, aux États-Unis (Hunt et al., 2008). Une réduction des débits de pointe de 67 % en moyenne est notée également pour les petits événements (Line and Hunt, 2009). Par contre, ces réductions diminuent significativement et sont égales à 25% pour les événements de plus de 25,4 mm de hauteur de pluie. Les événements qui

produisent une surverse pour un autre ouvrage de biorétention sont ceux qui ont une intensité minimale de 30 mm·h^{-1} et une durée de 30 min (Brown and Hunt, 2011b). Un effet saisonnier du fonctionnement des ouvrages de biorétention est identifié par Hunt et al. (2006). Pendant les saisons chaudes (printemps, été, automne), l'ouvrage est beaucoup plus efficace pour réduire les volumes de ruissellement qu'en hiver. Cela peut être dû aux taux d'évapotranspiration élevés pendant les saisons chaudes, mais aussi au niveau bas de la nappe phréatique. Une nappe phréatique basse se traduit par un taux d'exfiltration élevé et donc par des réductions de volume importantes. Ces ouvrages traitant efficacement les pluies faibles à modérées, qui constituent la majorité des précipitations annuelles, présentent un grand intérêt, notamment dans les zones fortement urbanisées. Dans ces zones, même les petites pluies peuvent provoquer des inondations locales intenses. Par ailleurs, Shrestha et al. (2018) recommande dans son étude que les conceptions soient basées sur les volumes et les intensités des précipitations à long terme, y compris les précipitations extrêmes, afin d'améliorer la performance hydrologique des ouvrages et la qualité de traitement des eaux.

La distribution des flux dans l'ouvrage de biorétention est abordée par certaines recherches. Brown and Hunt, (2011b) dans son étude a rapporté les bilans hydriques sur une période de 28 mois pour différentes configurations de cellules de biorétention (Figure 1.12), avec différents types de sol et d'épaisseur de la zone de stockage interne. Le débit sortant du drain et la pluie sont mesurés, tandis que le volume entrant dans l'ouvrage, l'évapotranspiration et l'exfiltration sont calculés. L'exfiltration est égale à la différence entre le volume entrant et le volume sortant, y compris l'ETP. Le calcul du volume entrant a été la principale source d'erreur de ce bilan hydrique. Une erreur de 20 % sur ce volume résulte en une erreur sur l'exfiltration annuelle de ± 1 % et ± 4 % (du débit entrant), pour les cellules dont les types de sol sous-jacents sont du sable et du limon argilo-sableux, respectivement. L'évapotranspiration forme un faible pourcentage de moins de 5 % du débit entrant sur la période de mesure de 28 mois. Quant à l'exfiltration, elle forme le plus grand pourcentage et varie de 70 % à 96 % du débit entrant, selon la configuration de la cellule. De même, Brown and Hunt (2011a), ont rapporté des valeurs d'ETP faibles d'environ 3 % du bilan hydrique. L'exfiltration est le principal contributeur à la réduction du volume de ruissellement (28 et 39 % du volume entrant annuel). Le taux d'exfiltration est plus important quand le sol sous-jacent est plus perméable. Strauch et al. (2016) dans leur étude, ont également trouvé que l'ETP contribue à 3 et 5 % du volume de ruissellement annuel pour les deux cellules étudiées. Le taux d'évapotranspiration dépend de la surface de l'ouvrage par rapport à la surface du bassin versant. Dans les études citées ci-dessus, des taux d'évapotranspiration inférieurs à 5% ont été rapportés, et la surface du bassin versant était au moins 15 fois supérieure à la surface de l'ouvrage. En revanche, un taux d'évapotranspiration plus important est noté par Li et al. (2009), égal à 19 % du volume

entrant sur une période d'étude de 7 mois entre juin et décembre 2004. Le taux important d'évapotranspiration trouvé par cette dernière étude est probablement lié à la période de calcul qui tombe dans les mois chauds de l'été et de l'automne.

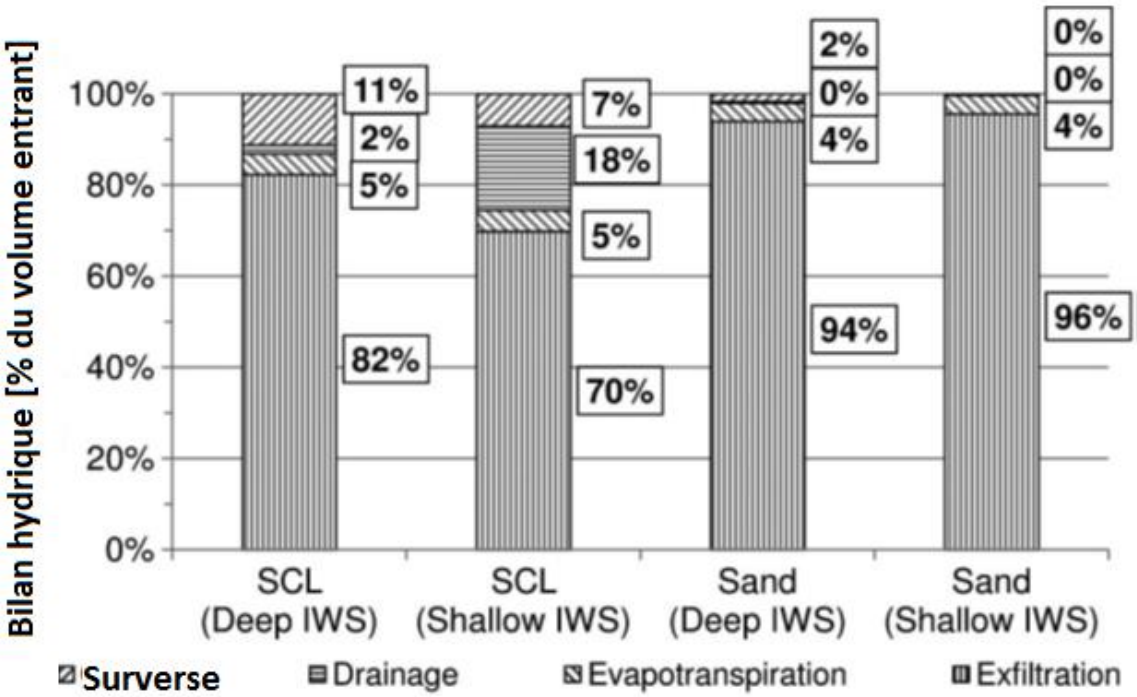


Figure 1.12. Bilan hydrique pour les deux périodes d'étude ; les pourcentages sont (de haut en bas) : surverse, drain, évapotranspiration et exfiltration (Brown and Hunt, 2011, b).

Les ouvrages de biorétention évoluent avec le temps et peuvent se colmater, un entretien régulier est donc nécessaire. Dans une étude, un suivi en continu pendant un an d'une cellule de biorétention colmatée et sous-dimensionnée est réalisé (Brown and Hunt, 2012). La cellule a été maintenue en enlevant la couche superficielle de particules fines et en doublant le volume de stockage en surface, puis suivie pendant une année supplémentaire. Les résultats montrent qu'après la maintenance, le volume de surverse a diminué de plus de deux tiers. L'atténuation des pics de surverse a également été considérablement améliorée à cause de l'augmentation du volume de stockage en surface et des taux d'infiltration.

Tableau 1.4. Performances hydrologiques des noues filtrantes (ouvrages de biorétention) dans la littérature. *ouvrage étanche pour des raisons expérimentales ; **Valeur annuelle ; ¤ probabilités que l'écoulement dans l'ouvrage atteigne les objectifs LID pour un volume de 24 heures ; ¶ Cette différence peut être attribuée à la circulation des eaux de surface et souterraines dans la cellule de biorétention entre les stations de surveillance des débits d'entrée et de sortie; ' : pour les évènements produisant un débit sortant uniquement ; '' : 50 % probabilité au dépassement de la réduction de volume après 24 h ; ***Hemerocallis, Panicum virgatum, Deuxième palette : Asclepias tuberosa, Anemone canadensis, Aquilegia Canadensis, Symphyotrichum novae-angliae, Baptisia australis, Helenium autumnale, Lobelia cardinalis. **Echelle de temps** : pdm : période de mesure ; an : annuelle ; evt : évènementielle ; *''delay ratio : Temps de pic débit sortant (/début du débit entrant) / temps de pic du débit sortant (/debut du débit entrant) ; (Li et al., 2009) valeur mediane à l'echelle de l'evt ;

			Caractéristiques de l'ouvrage							**Bassin versant**		**Performance hydrologique (Moyenne ou Min-Max)**		
Etudes	**Location**	**Période de mesure**	**Surface de l'ouvrage (m^2)**	**Composition du filtre ou classe texturale (USDA)**	**Epaisseur du filtre (cm)**	**Couverture végétale**	**H stockage en surface (cm)**	**H stockage interne (cm)**	**Drain Diameter (cm)**	**Nature (Imperméabilité %)**	**Surface (m^2) (ratio Bv/ouvrage)**	**Retard (Tpen-tsort)**	**Réduction débit pic (%)**	**Réduction volume %**
(Dietz et Clausen, 2005)	CT, Etats-Unis	1 an	9.179	Loamy Sand	60	*Aronia prunifolia, Ilex verticillata, Ilex glabra compacta*	15.24	-	10.2	Toiture en asphalte (100 %)	106,8 (12 :1)	-	_	0.8* surverse (pdm)
(Hunt et al., 2006)	Greensboro, NC, Etats-Unis Chapel Hill, NC Etats-Unis	~ 1 an ~ 1 an	10 10 9	Sable Sable Sable	120 120 120	*Betula nigra, Iris pseudacorus, Juncus effuses* *Myrica cerifera, Ilex verticillata, Ilex glabra*	- - -	75 - -	Oui Oui Oui	Centre commercial Centre commercial	2000 (200 :1) 2000 (200 :1) 600 (67 :1)	- - -	- - -	- 78 (an) (19-100%) (evt) -
(Hunt et al., 2008)	Charlotte, NC Etats-Unis	26 mois	229	Loamy sand	120	*Iris virginica, Lobelia cardinalis, Juncus effuses…*	-	-	15	Parking Municipal >(99 %)	3700 (16 :1)	-	98-100 (evt)	-
(Davis, 2008)	College Park MD Etats-Unis	~ 2 ans	28	50% sable 30% terre naturelle / 20 % MO	90 120	*Arbustes et plantes herbacées*	- -	90	Oui	Parking en asphalte (100 %)	2400 (86 :1)	7.2*'' (evt) 5.8*''	44 (evt) 63 (evt)	55¤ (evt) 62¤ (evt)

												(evt)		
(Brown et Hunt, 2008)	NC , Etats-Unis Rocky Mo NC, Etats-Unis Nashville	~ 1 an ~ 4 mois	140 150 425 300	98% sable, 2% fines 87 % sable, 13% fines	90 90 60 90	*Arbustes* *Gazon* *Arbustes* *Arbustes*	- - 23 -	30 60 - -	Oui Oui Oui Oui	Parking (76 %) Parking (72 %) Parking (79 %) Parking (94 %)	2200 (16 :1) 2400 (16 :1) 6500 (15 :1) 4300 (14 :1)	- - - -	- - - -	90' 98' 75'' 50''
(Li et al., 2009)	Etats-Unis College park, MD/ Silver Spring, MD/ Greensboro, NC/ Greensboro, NC/Louisburg , NC/ Louisburg, NC	10 -15 mois	156 90 250 240 162 99	Sandy loam Sandy Clay Loam Loamy Sand Loamy Sand Sandy Loam Sandy Loam	50-80 90 120 120 50-60 50-60	*Arbustes*	10-34 30 23 23 15 15	60	2 x 15 cm	- - - - -	2600 (16 :1) 4500 (50 :1) 5000 (20 :1) 4800 (20 :1) 3600 (22 :1) 2200 (22 :1)	(evt) 22*'' 200*'' 200*'' 13*'' 4*'' 3*''	(evt) 86 98 100 100 96 90	(evt) 40 90 100 90 64 40
(Line et Hunt, 2009)	Catawba County, N.C. Etats-Unis	14 mois	408.7	Sable + terre naturelle	0.79	*Switchgrass, soft rush, ironweed, Joe Pye weed*	-	-	30.5	Parking + espaces vertes 46 %	5300 (13 :1)	-	64 (5-88)	-9 ¶ (-82-77)
(Brown et Hunt, 2011b)	Nashville NC, Etats Unis	16 + 12 mois	146 142	96% sable 4 % fines	110 96	*Gazon* *Arbustes*	16 13	88-58 72-42		76 % 72 %	2200 (15 :1) 2500 (18 :1)	- -	- -	89-93 98-100
(DeBusk et Wynn, 2011)	Blacksburg, VA, Etats Unis	8 mois	35	88% sable 8 % fines et 4 % MO	180	*Plante, arbuste et arbres*	10	150	10	96 %	1700 (49 :1)	-	99 (evt)	97 (evt)
(Brown and Hunt, 2012)	Nashville NC, Etats Unis	2 ans	290	87% sable	60	*Plante, arbuste et arbres*	13	-	Oui	Parking (83 %)	6800 (23 :1)	-	84	63

			322 206 226	13% fines	90		20 15 27			Parking (97 %)	(21 :1) 4300 (21 :1) (19 :1)	- - -	92 92 95	88 65 89
(Olszewski et Davis, 2013)	Maryland, Etats-Unis	2 ans	102	54 % sable et 46 % fines	50-80	-	-	-	Oui	Parking	3700 (36 :1)	-	83	79
(Strauch et al., 2016)	Nebraska, Etats-Unis DCHC Nebraska, Etats-Unis ENOA	4 ans	195 269	argile	45-70	-	12 50	-	10 10	Batiments et Parkings (100) Parking (100 %)	5261 (27 :1) (21 :1)	-	17-100	33-100
(Winston et al., 2016)	Ohio, Canada Holden Arboretum (HA) North (HA) South Ursuline College (UC)	13 mois 13 mois 6 mois	79 57 182	Loamy sand (88% sable, 2% limons, 10% argile) Loamy sand (88% sable, 2% limons, 10% argile) Loamy sand (87% sable,4% limons, 9% argile)	90 84 60	*Arbustes/arbres* *graminées et autres plantes herbacées* *graminées et autres plantes herbacées*	40 39 30	45 38 60	10 10 15	58 % 58 % imperméable à 77,1 %., zones périphériques perméables	2700 (34 :1) 1900 (33 :1) 3600 (20 :1)	- - -	0–100 29–100 50–100	36 42 59
(Shrestha et al., 2018)	VT, Etats-Unis	19 mois	3.72 (×8 ouvrages)	60:40 sable: compost (de 0 à 30,5 cm) Sable (à partir de 30,5 cm)	61	***	15.2	22.9	15.2	route	30-120 (8 :1 -32 :1)	-	86-96 (moyenne Min-max, des ouvrages)	48-86 (moyenne Min-max, des ouvrages)

1.4.5 Bilan sur la performance hydrologique expérimentale des ouvrages de gestion des eaux pluviales

Les études présentées dans la section précédente, abordant la performance hydrologique des ouvrages végétalisés, présentent certaines limitations. En effet, les études menées dans des conditions de laboratoire contrôlées ne peuvent être transposées aux conditions spécifiques du terrain. Dans les sites réels, la performance de ce type d'ouvrage est déterminée par plusieurs facteurs spécifiques tels que : les caractéristiques des précipitations, les saisons, le climat et bien sûr la conception de l'ouvrage (dimensionnement, végétation, stockage en surface, type de sol, drainage...). Parmi les études qui ont suivi les ouvrages sur des sites réels, peu ont évalué leur performance dans le milieu urbain, en particulier en bordure de voirie. Le contexte routier présente des caractéristiques hydrologiques particulières et des contraintes impliquant une modification de la conception de l'ouvrage. L'évaluation de la performance hydrologique expérimentale des ouvrages végétalisés en bordure de voirie est donc nécessaire.

La mesure des bilans hydriques n'est pas achevée par un grand nombre d'études. En effet, les contraintes *in situ* et le manque d'instrumentation rendent ce calcul difficile. La quantification des flux mis en jeu dans ces ouvrages afin d'établir des bilans hydriques est donc indispensable.

L'évaluation de la performance hydrologique est souvent limitée à la réduction du volume. En plus, les indicateurs de performance sont calculés différemment dans les différentes études. Par conséquent, afin d'améliorer l'état des connaissances sur le fonctionnement hydrologique de ces ouvrages, une évaluation plus approfondie est requise. Pour cela, des indicateurs hydrologiques prédéfinis, tenant compte des volumes, des débits, des temps hydrauliques et de l'état hydrique du sol, pourraient être calculés. Ajoutons que les ouvrages dans la plupart des études précédentes sont suivis pendant des durées d'environ un an et pour moins de 20 événements. Un suivi expérimental sur une plus longue durée et pour un plus grand nombre d'événements, permettrait de mieux comprendre l'évolution temporelle des ouvrages.

Dans le cas où l'évaluation expérimentale et les calculs des bilans hydriques ne sont pas réalisables en raison de certaines difficultés *in situ*, les outils de modélisation pourraient être utilisés comme alternative. Les modèles peuvent également être validés par rapport aux mesures *in situ*, puis appliqués à des simulations à long terme pour évaluer les performances hydrologiques à long terme. Les outils de modélisation des ouvrages végétalisés sont présentés dans la section suivante.

1 .5 Modélisation hydrologique des ouvrages de gestion des eaux pluviales

1.5.1 Typologie des modèles

Les modèles hydrologiques utilisés pour modéliser les ouvrages végétalisés peuvent être classés suivant plusieurs critères :

- Les utilisations prévues du modèle comprennent la recherche, le dimensionnement des ouvrages, la conception détaillée des ouvrages, etc.
- La résolution et l'échelle temporelle. La résolution temporelle est le plus petit pas de temps de calcul. Concernant l'échelle temporelle, il existe des modèles adaptés à un seul événement pluvieux et d'autres pour la simulation à long terme.
- La résolution et l'échelle spatiale. L'échelle spatiale correspond aux dimensions de la zone modélisée. La résolution spatiale est la manière de représenter les différents éléments du système, notamment le bassin versant, les eaux souterraines, le sol, et l'ouvrage. Les modèles peuvent être globaux et représentent chaque élément seul, des modèles semi-distribués qui divisent chaque élément par des sous-éléments tels que des sous-bassins versants, et enfin des modèles entièrement distribués basés sur une grille ou un maillage.
- La nature de la relation entre les variables. Si la relation entre les variables ne découle pas d'une loi théorique, le modèle est empirique. Dans le cas d'une loi physique, le modèle est dit mécanique ou physique. Si la relation est théorique mais avec une représentation simplifiée de la réalité le modèle est dit conceptuel.

1.5.2 Modélisation hydrologique des bandes enherbées

La modélisation des bandes enherbées s'est principalement concentrée sur l'efficacité du piégeage des sédiments - GRASSF (Barfield et al., 1979) ; CREAMS (Knisel, 1980) - omettant la description précise des processus hydrologiques. Des modèles qui représentent mieux les processus d'infiltration et de ruissellement de surface ont été développés par la suite. Les modèles hydrologiques les plus utilisés sont présentés dans cette section. Il est à noter que la plupart de ces modèles sont applicables à la modélisation des surfaces végétalisées, y compris la noue d'écoulement dans sa configuration de conception classique, qui implique les mêmes processus hydrologiques que la bande filtrante.

Les modèles sont classés en modèles physiques et modèles conceptuels.

1.5.2.1 Les différents modèles hydrologiques

Modèles physiques

- **VFSMOD : Vegetative Filter Strip Modeling System** (Munoz-Carpena et al., 1999)

Le modèle à base de physique le plus largement utilisé et rapporté dans la littérature pour la modélisation des bandes enherbées est VFSMOD. Il a été développé par des chercheurs de l'Université de Caroline du Nord (Munoz-Carpena et al., 1999) afin d'étudier les effets du dépôt de sédiments, de l'infiltration et de ruissellement de l'eau à travers les bandes enherbées.

Utilisations Parmi les différents modèles à base physique, VFSMOD est largement utilisé par les ingénieurs et les chercheurs, en raison de son interface graphique facile et de ses caractéristiques axées sur la conception (Carluer et al., 2017 ; Muñoz-Carpena et Parsons, 2011). Ce modèle est également connu pour ses résultats satisfaisants en matière de simulation des observations dans la plupart des cas d'étude (Abu-Zreig et al., 2001).

Echelle temporelle et spatiale VFSMOD est un modèle évènementiel à l'échelle de l'ouvrage, qui décrit le transport de l'eau, le dépôt de sédiments et le piégeage des polluants le long de la bande.

Base physique du model Ce modèle couple un module hydrologique (Figure 1.13) basé sur l'équation de ruissellement superficiel 1D d'onde cinématique (équations de continuité et de quantité de mouvement) (Lighthill et Whitham, 1955) et d'infiltration de Green et Ampt pour une pluie à intensité variable (Chu, 1978) avec un module de filtration des sédiments développé à l'Université de Kentucky (Barfield et al., 1979 ; Hayes et al., 1984, 1979 ; Tollner et al., 1977, 1976).

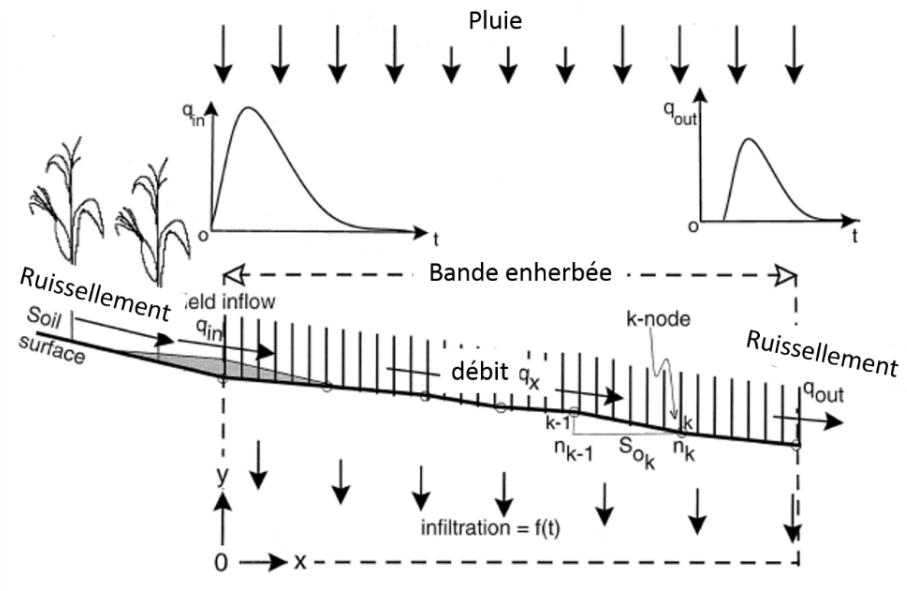


Figure 1.13. Discrétisation de domaine pour le module quadratique d'éléments finis Petrov-Galerkin de ruissellement superficiel dans VFSMOD (Munoz-Carpena et al., 1999).

Application du modèle Ce modèle a été testé par plusieurs études sur la base de données expérimentales (Abu-Zreig et al., 2001; Munoz-Carpena et al., 1999). Munoz-Carpena et al. (1999) dans leur étude ont effectué une analyse de sensibilité sur ce modèle ainsi qu'une calibration (par rapport à la conductivité hydraulique à saturation, la teneur en eau initiale et à saturation, le potentiel matriciel au front d'humidification) et une validation (par rapport au volume sortant de l'ouvrage et aux pics de débits) sur un site réel. L'analyse de sensibilité a démontré que les paramètres les plus critiques pour la partie hydrologique du modèle (volume et débit de ruissellement) sont la teneur en eau initiale du sol et sa conductivité hydraulique. Des facteurs *in situ* tels que l'écoulement non uniforme et la variabilité de la surface du sol causée par des facteurs saisonniers et biologiques peuvent entraîner une divergence entre le modèle et les observations. Un des problèmes de ce programme, notamment en tant qu'outil de dimensionnement, est que l'utilisateur doit fournir des hydrogrammes et des sédigraphes. Cette question a été traitée dans une version modifiée VFSMOD-W (Munoz-Carpena et Parsons, 2004) pour inclure la génération d'hydrogrammes et des sédigraphes pour une pluie de projet. Des améliorations au module de qualité uniquement ont été apportées par Dosskey et al. (2008) et Rudra et al. (2010). Un autre outil de conception basé sur le même modèle mathématique que VFSMOD mais avec des résultats plus simplifiés et sous forme de graphiques faciles à utiliser est également disponible (Akan, 2014; Akan et Atabay, 2015).

VFSMOD a été amélioré par Park et al. (2013) pour être basé sur un SIG Web pour la conception des systèmes de gestion des eaux pluviales dans une province de Gangwon en Corée du Sud. Afin d'étudier l'effet des nappes phréatiques peu profondes sur la performance des bandes enherbées, Fox et al. (2018) ont couplé VFSMOD avec un

modèle qui décrit l'infiltration d'eau dans le sol quand le niveau des eaux souterraines est élevé. Ce couplage a été validé par rapport à un site expérimental en laboratoire sur la base de volume et débit du ruissellement superficiel sortant de l'ouvrage et a donné de bons résultats en termes de simulation d'hydrogrammes des débits sortants sous des conditions de drainage libre et également sous des conditions de nappes peu profondes.

Dans le cadre de l'étude de Pan et al. (2017), l'impact de la végétation et des propriétés hydrauliques du sol altérées par le développement de la végétation sur la performance hydrologique et l'efficacité de piégeage des bandes enherbées a été évalué en laboratoire. Les résultats expérimentaux de volume ruisselé sortant de l'ouvrage sont comparés aux résultats obtenus par VFSMOD. Le modèle a montré de bons résultats dans l'ensemble, hormis dans des conditions de couverture végétale peu dense. La présente étude aboutit à la conclusion que pour obtenir des résultats optimaux, il est nécessaire de choisir des paramètres qui reflètent bien les conditions actuelles sur le terrain.

- **TRAVA (**Deletic, 2001)

Deletic (2001) a développé le modèle physique unidimensionnel 1D TRAVA pour le ruissellement et le transport des sédiments dans les ouvrages végétalisés. Ce modèle est applicable à l'échelle de l'événement, il peut être exécuté pour une série d'événements en supposant que la teneur en eau initiale est constante. Les équations d'onde cinématique pour l'écoulement superficiel et d'infiltration de Green et Ampt sont également utilisées pour modéliser l'écoulement de l'eau sur des espaces végétalisés tels que les bandes enherbées. Le modèle a ensuite été appliqué sur un site réel à Aberdeen en Écosse (Deletic and Fletcher, 2006) et a montré des résultats acceptables pour la prédiction des débits de ruissellement superficiel sortant d'une bande enherbée. Le modèle montre une grande précision s'il est calibré pour la conductivité hydraulique du sol, qui est le paramètre le plus déterminant pour la partie hydrologique du modèle.

- (García-Serrana et al., 2017b)

En plus des modèles physiques présentés ci-dessus, García-Serrana et al., 2017b ont développé un outil unidimensionnel, évènementiel, et à l'échelle de l'ouvrage pour le calcul de l'infiltration et du ruissellement superficiel sur les côtés latéraux des noues d'écoulement. Le fonctionnement hydrologique de ces cotés est identique à celui des bandes enherbées. Dans cette étude, l'écoulement non uniforme arrivant dans la bande est modélisé. L'objectif principal de cette étude est de vérifier si le sous-modèle d'onde cinématique incorporant une surface mouillée partielle et un sous-modèle d'infiltration Green-Ampt-Mein-Larson (GAML) sont efficaces pour modéliser les

résultats observés sur le terrain. L'objectif est de vérifier si un écoulement non uniforme contribuant au mouillage partiel de l'ouvrage est un phénomène important qui doit être pris en compte dans le processus de ruissellement superficiel. Le modèle a montré des résultats satisfaisants sans aucune calibration nécessaire. Pour les débits et volumes de ruissellement ainsi que pour le pourcentage d'eau infiltrée, l'efficacité des prédictions du modèle est de 96 %, 90 % et 88 %. Pour estimer avec précision l'infiltration dans ces bandes, la conductivité hydraulique à saturation K_s s'est avéré être le paramètre le plus sensible.

Modèles conceptuels

En plus des modèles physiques, il existe des modèles conceptuels semi-distribués, permettant la modélisation à l'échelle de grands bassins versants et à long terme. Ces modèles ont été testés pour la modélisation des ouvrages de gestion des eaux pluviales.

- **SWAT :** Soil and Water Assessment Tool (Gassman et al., 2007)

Ce modèle utilisé pour des études hydrologiques peut être appliqué à différentes échelles spatiales. Un module est développé et incorporé dans SWAT pour modéliser les bandes enherbées (White and Arnold, 2009). Il s'agit du couplage du modèle de ruissellement VFSMOD avec un modèle de qualité de l'eau.

- **MUSIC :** Model for Urban Stormwater Improvement Conceptualisation

Ce modèle conceptuel est utilisé pour la conception et la simulation des flux d'eau et de MES dans les ouvrages végétalisés (Wong et al., 2006). Ce modèle appliqué sur une noue végétalisée, une cellule de biorétention et une chaussée à revêtement poreux a montré des résultats peu satisfaisants pour reproduire les données mesurées in situ (Imteaz et al., 2013).

- **MIKE SHE**

C'est un modèle hydrologique pour la simulation du ruissellement de surface et de l'écoulement souterrain. Ce modèle a été appliqué par Zölch et al. (2017) pour analyser l'implantation de structures de gestion des eaux pluviales à l'échelle d'un quartier, avec une résolution spatiale de 1 m. Il a également été appliqué dans une autre étude (Helmers and Eisenhauer, 2006) pour tester les effets de la variabilité spatiale des propriétés hydrauliques d'une bande enherbée sur le débit de ruissellement en sortie de celle-ci. Deux simulations ont été réalisées, l'une prenant en compte la variabilité spatiale horizontale des propriétés hydrauliques du sol à une résolution spatiale de 0,76 m et l'autre considérant des propriétés hydrauliques uniformes sur toute la

surface. Les résultats ne montrent aucune différence significative entre les deux simulations.

- **EPA SWMM** (Rossman, 2015)

Le modèle SWMM est largement utilisé pour la modélisation quantité/qualité des eaux pluviales urbaines. Les simulations hydrologiques sous ce programme peuvent être réalisées à l'échelle événementielle ou à long terme. Dans la version la plus récente de SWMM, la modélisation des ouvrages de gestion des eaux pluviales est incorporée. Ce modèle a été appliqué pour simuler la performance hydrologique d'une bande enherbée en bordure de route (Flanagan et al., 2017). L'étude de sensibilité de ce modèle a montré que l'intensité des pluies et la conductivité hydraulique à saturation du sol sont les facteurs les plus sensibles ayant un impact sur l'infiltration ou le ruissellement de l'eau. Ce modèle est bien adapté aux applications à grande et moyenne échelle, mais peut nécessiter un couplage à d'autres algorithmes ou modèles pour simuler les ouvrages à petite échelle (Niazi et al., 2017).

1.5.2.2 Limitations des modèles

Les modèles présentés ci-dessus ont donné des résultats satisfaisants dans le cadre de nombreuses études. Les modèles à base physique et évènementiels sont pertinents pour des objectifs de conception de ces ouvrages. Les modèles conceptuels semi-distribués, effectuant des simulations à l'échelle évènementielle et en continu, sont également utiles pour les études à grande et moyenne échelle. Cependant, leur application est limitée pour l'estimation du bilan hydrique à l'échelle de l'ouvrage qui dépend des conditions initiales du sol et des périodes de sécheresse, ce qui nécessite une modélisation à long terme (Flanagan et al., 2017). De plus, le contexte routier est problématique pour l'approche de modélisation. Par exemple, les caractéristiques de débit d'entrée (débits de pic, volume, arrivée ponctuelle ou diffuse, uniforme ou pas) et de la structure de la chaussée que l'on peut trouver sous le sol nécessitent une description précise du processus d'infiltration et une représentation en plusieurs dimensions 2D ou 3D. Un modèle physique multidimensionnel permet d'améliorer la précision de la modélisation des processus hydrologiques dans ce type d'ouvrage et l'évaluation de leur performance à long terme.

1.5.3 Modélisation hydrologique des noues filtrantes / ouvrages de biorétention

1.5.3.1 Les différents modèles hydrologiques des noues filtrantes/ ouvrages de biorétention

Les modèles utilisés pour la modélisation des ouvrages de biorétention sont nombreux. Ils sont classés dans le Tableau 1.5 par modèle physique et modèles conceptuels semi-distribués. Des informations concernant leur application, leur échelle spatiale et temporelle, et les processus hydrologiques modélisés sont également données. Il est à noter que la majorité des modèles sont des modèles conceptuels basés sur la physique et qu'un seul modèle HYDRUS est mécaniste ou physique. Les trois modèles les plus utilisés dans la littérature sont RECARGA, SWMM et HYDRUS. RECARGA est développé à l'Université du Wisconsin pour déterminer l'impact hydrologique des systèmes de biorétention (Atchison et Severson, 2004). Il permet de modéliser un ouvrage de biorétention, avec stockage en surface, comprenant jusqu'à trois couches de sol et un drain. Le logiciel peut effectuer des simulations en continu et calculer la teneur en eau du sol et chaque terme du bilan à un pas de temps fixe. Par contre, son utilisation est limitée, comme pour MPIRE, car la configuration de la cellule est imposée par le logiciel (Figure 1.14). Concernant le modèle SWMM, ce modèle comme mentionné précédemment est bien adapté aux grandes échelles comprenant plusieurs bassins versants (Niazi et al., 2017). C'est également le cas pour les autres modèles tels que : HEC-HMS, SWAT et MUSIC.

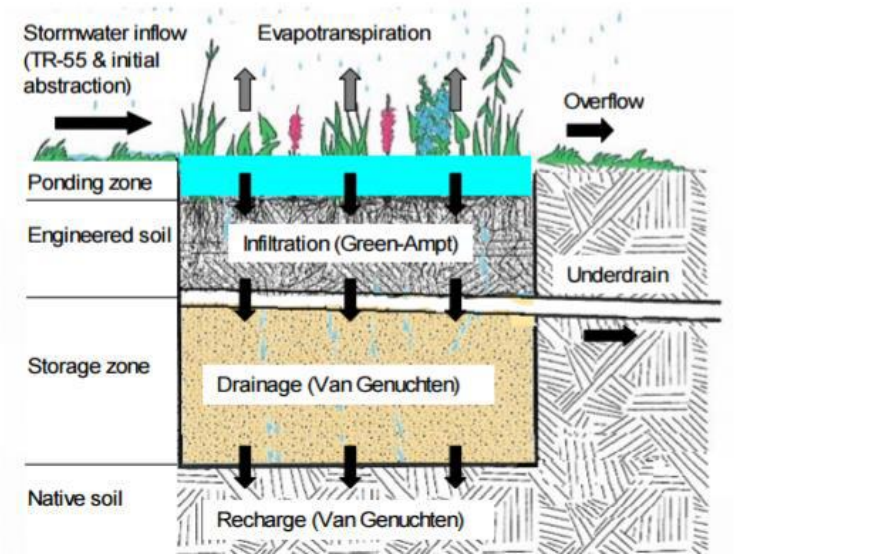


Figure 1.14. Représentation de l'ouvrage de biorétention dans RECARGA.

Une description plus détaillée du modèle HYDRUS et de ses applications sera présentée dans la section suivante. Ce modèle physique permet de configurer et de simuler des systèmes multidimensionnels à plusieurs échelles temporelles et spatiales. Les processus hydrologiques décrits par ce modèle sont nombreux et comprennent le drainage, l'évapotranspiration, l'infiltration, la surverse, la sorption, l'écoulement

préférentiel et la remontée des eaux souterraines. Il peut donc être optimal pour l'évaluation hydrologique à long terme des structures végétalisées ainsi que pour le calcul du bilan hydrique.

Tableau 1.5. Modèles hydrologiques utilisés pour la modélisation des noues filtrantes / ouvrages de biorétention.

Classification	Modèles	Application	Echelle de simulation	Résolution spatiale	Processus hydrologique modélisés	Références
Physique	**HYDRUS (1D, 2D, 2D/3D)**	Hydrologie + qualité	continue	Echelles multiples	Drainage, évapotranspiration, infiltration, surverse, sorption, teneur en eau et tension dans le sol, écoulement préférentiel, remontée des eaux souterraines	(Aravena et Dussaillant, 2009) (Stewart et al., 2017) (Li et al., 2018)
Conceptuels/ semi-distribués	**HEC-HMS** (Hydrologic Modelling **System)**	Hydrologie (+ LID)	événementielle ou continue	Grande échelle : bassins versants multiples	Surverse, infiltration, évapotranspiration, exfiltration, drainage, remontée de la nappe phréatique.	(Heasom et al., 2007) (Machusick et al., 2011)
	MPiRe (MicroPollutants In RaingardEns)	Hydrologie + qualité	continue	Ouvrage	Surverse, infiltration, évapotranspiration, exfiltration, drainage	(Randelovic et al., 2016) (Zhang et al., 2016) (Shen et al., 2018)
	SWAT Soil andWater Assessment Tool	Hydrologie	continue	Echelles multiples	Surverse, infiltration, évapotranspiration, drainage	(Her et al., 2017) (Shannak, 2017)
	SWMM Storm Water Management Model	Hydrologie + qualité	événementielle ou continue	Moyenne à grande	Surverse, infiltration, évapotranspiration, exfiltration, drainage, interception	(Endreny et Collins, 2009) (Huang et al., 2018)
	RECARGA	Hydrologie (cellule de biorétention, jardin de pluie, bassin d'infiltration)	événementielle ou continue	Ouvrage	Surverse, infiltration, évapotranspiration, exfiltration, drainage	(Dussaillant et al., 2005) (Boancă et al., 2018)
	MUSIC Model for Urban Stormwater Improvement Conceptualisation	Hydrologie + qualité	continue	Moyenne à grande	Drainage, infiltration, surverse	(Beecham et Chowdhury, 2012) (Rahman et al., 2016)

1.5.3.2 Modélisation sous HYDRUS 2D/ HYDRUS 2D-3D

Le logiciel HYDRUS 2D/3D (Šimůnek et al., 2016) est un modèle en éléments finis simulant le mouvement bidimensionnel et tridimensionnel de l'eau, de la chaleur et de solutés en milieu poreux à différents niveaux de saturation. Ce logiciel résout numériquement l'équation de Richards (Équation 4.1) pour l'écoulement de l'eau dans la zone saturée/insaturée et les équations de convection-dispersion pour le transport de chaleur et de soluté. Le ruissellement de l'eau en surface est décrit à l'aide de l'équation d'onde cinématique (Köhne et al., 2011) présente dans le module « Overland flow ». Ce module peut être incorporé dans HYDRUS 2D/3D. Le couplage écoulement superficiel 1D et écoulement dans le sol 2D s'effectue par l'intermédiaire des conditions atmosphérique limites.

Application du logiciel

Une cellule de biorétention a été testée sous HYDRUS 2D/3D par Stewart et al. (2017). Ce modèle est utilisé pour établir des bilans de volume, évaluer l'effet de l'ouvrage sur les eaux souterraines et déterminer la sensibilité du système aux propriétés hydrauliques du sol. Les résultats ont montré qu'une nouvelle dynamique des eaux souterraines est déclenchée après l'installation du système de biorétention grâce à l'exfiltration, qui dépend principalement de la nature du sol sous-jacent. La réponse hydrologique de la cellule de biorétention varie en outre en fonction des caractéristiques du massif filtrant qui la constitue. Cette étude met en évidence plusieurs sources d'incertitude dans le logiciel. Par exemple, la discrétisation en éléments finis de l'ouvrage. Une discrétisation de 0,05 m a entraîné des erreurs de bilan massique global < 1 % alors que pour les événements importants, cette erreur peut aller jusqu'à 70 %. Une autre source d'incertitude réside dans les paramètres hydrauliques du sol et leur variabilité spatiale. En plus, les conditions aux limites étaient également source d'incertitude. Comme, par exemple, la nappe phréatique en pente de 3 %, qui exigeait sous HYDRUS l'utilisation de la condition aux limites de pression constante, mais cette condition ne prend pas en compte les fluctuations souterraines.

Une tranchée d'infiltration et une pelouse en Californie, Etats-Unis, ont également été modélisées par Newcomer et al. (2014). Le but de la modélisation était d'identifier les effets de ces sites sur la recharge de la nappe phréatique qui est considéré comme un objectif secondaire de la gestion des eaux par les techniques alternatives. La confrontation des simulations avec les mesures de recharge (mm), a montré un rendement de modèle en termes de Nash-Sutcliffe (NSE) de 0,1 et 0,6 pour la tranchée d'infiltration et la pelouse, respectivement. L'erreur quadratique moyenne (RMSE) est égale, respectivement, à 61 et 7 (mm).

Le couplage du logiciel HYDRUS 2D avec le module de ruissellement superficiel 1D est testé par Nanda et al. (2018). Le site expérimental étudié correspond à deux sites à l'échelle de la parcelle (parcelle agroforestière et parcelle dégradée) aux Himalaya. Les résultats ont montré que le couplage d'HYDRUS 2D au module de ruissellement a réussi à reproduire le ruissellement superficiel et la dynamique de la teneur en eau dans le sol.

Le logiciel HYDRUS 2D/3D a été utilisé pour modéliser des puits secs en Californie (Sasidharan et al., 2018). Une nouvelle condition aux limites "réservoir" a été ajoutée au modèle pour tenir compte des pressions variables et du stockage en surface. Le coefficient de détermination 0,95 à 0,99 indique un bon accord entre les hauteurs d'eau observées et simulées dans les puits.

Le logiciel HYDRUS 2D a été aussi utilisé pour modéliser le comportement hydrologique des chaussées perméables (Turco et al., 2017). La chaussée se compose de trois matériaux poreux : une couche de revêtement en béton poreux, une couche de fondation en gravier fin et une sous-couche en gravier grossier. Une calibration et une analyse de sensibilité par rapport aux propriétés hydrauliques des matériaux constituant la chaussée ont été réalisées. Le modèle est validé sur la base des données mesurées du ruissellement superficiel et de la teneur en eau. Ce logiciel a permis de décrire avec précision (NASH >0,9) le comportement hydraulique de ce système à couches multiples qui ne sont pas vraiment des sols.

Par conséquent, ce modèle robuste a pu reproduire avec précision le comportement hydrologique d'une grande variété de techniques alternatives.

1.5.3.3 Limitations des modèles

Les modèles présentés en premier lieu, comme pour les bandes enherbées, sont utiles à des fins de conception ou pour évaluer l'impact des ouvrages végétalisés dans le cadre d'études à grande échelle. D'autre part, ces modèles présentent certaines limites pour l'évaluation hydrologique à long terme et les calculs de bilan hydrique. Ces limitations sont : (i) l'unidimensionnalité, (ii) l'échelle de simulation, principalement événementielle, ou à long terme mais incapable d'effectuer des simulations à un pas de temps faible, (iii) la paramétrisation de certains paramètres qui ne peuvent pas être modifiés par l'utilisateur, (iv) l'échelle spatiale ne permettant pas toujours la simulation d'un seul ouvrage. HYDRUS 2D/3D pourrait être utilisé comme alternative. Ce programme est à base physique, bi ou tridimensionnelle, permettant des simulations à plusieurs échelles temporelles et spatiales. Ce logiciel a montré de très bons résultats pour la modélisation du comportement hydrologique d'une variété de techniques alternatives. Il présente cependant certaines limitations, comme la représentation de certains éléments non réalisable en utilisant les conditions aux limites disponibles dans HYDRUS.

Partie 2. Méthodes expérimentales

Cette partie présente les méthodes expérimentales suivies dans la thèse pour évaluer l'efficacité hydrologique des ouvrages de biorétention. Tout d'abord, le choix du site d'étude, le site d'étude lui-même et l'équipement mis en place sont décrits. Dans la deuxième section, les incertitudes affectant notre connaissance des propriétés hydrauliques du sol formant les ouvrages et de son état hydrique seront évaluées et discutées de façon approfondie. Enfin, les données expérimentales seront abordées quant à l'acquisition et la validation.

2 .1 Dispositif expérimental

2.1.1 Choix des sites d'étude

Cette thèse vise à améliorer les connaissances sur le fonctionnement hydrologique des structures de biorétention qui reçoivent les eaux de ruissellement de la chaussée, en combinant des observations *in situ* et des approches de modélisation.

Dans ce but, un ouvrage formé d'une bande enherbée et d'un fossé filtrant et infiltrant a initialement été retenu comme dispositif pilote. Ce type d'ouvrage est connu à l'échelle internationale sous le nom de "treatment train". Il s'agit d'un ouvrage combinant deux pratiques de traitement des eaux pluviales. Pour assurer l'efficacité à long terme du fossé, surtout sur les bords de routes très circulées, la bande enherbée est conçue pour retenir une partie du ruissellement et donc réduire également une portion des polluants avant son arrivée dans le fossé. La bande enherbée fonctionne donc normalement en tant qu'un ouvrage de prétraitement.

Cet ouvrage a été conçu et construit par le maître d'ouvrage de la voirie RD212 de Compans, le conseil départemental (CD77). En l'absence de résultats étayés en France sur ces types de techniques, il s'agissait pour le CD77 de tester ces dispositifs et donc de vérifier leur efficacité en termes de respect des valeurs de rejet fixées par la loi sur l'eau. Au-delà du niveau d'efficacité, il est également question des conditions d'utilisation et d'exploitation pour envisager la mise en œuvre de mesures similaires pour de futurs aménagements routiers. Pour tester ces systèmes, le conseil départemental a choisi un emplacement proche d'une infrastructure générant un trafic important et donc une forte pollution. Les suivis expérimentaux engagés sur ce site dans le cadre de la thèse s'appuient sur le dispositif expérimental mis en place par le CD77 et le complètent par une caractérisation fine des propriétés et le suivi de l'état hydrique des sols de cet ouvrage.

Le fonctionnement de l'ouvrage principal, soit le fossé de biorétention, a été différent de ce qui était attendu au départ. En effet, les observations ont montré que ce dernier reçoit rarement de l'eau, en particulier pour les pluies courantes qui constituent la majeure partie des pluies annuelles. Ceci revient à dire que la majorité de l'eau arrivant par la chaussée est retenue par la bande enherbée, initialement considérée comme une technique de prétraitement. Depuis la mise en place du fossé de biofiltration et malgré la présence des redans, une seule observation d'eau stagnante y a été relevée. En outre, un drain installé en octobre 2013 pour drainer l'eau qui s'infiltrée dans le fossé n'a enregistré aucun débit pendant toute la période d'enregistrement. Le développement de certains types de végétaux qui poussent dans les zones humides n'était pas optimal, même une partie a disparu.

Toutes ces observations, appuyées par la modélisation hydrologique (Flanagan et al., 2017a) et la cartographie de la contamination des sols (Flanagan et al., 2017b) réalisées dans le cadre de la thèse de Kelsey Flanagan, permettent de conclure que le fossé de biofiltration ne reçoit pas les eaux de la chaussée. Dans le travail de modélisation, les deux processus hydrologiques de ruissellement superficiel et d'infiltration au niveau de la bande enherbée ont été modélisés sous US EPA SWMM. Une analyse de sensibilité sur le type du sol, l'état d'humidité initiale, la rugosité ainsi que la géométrie et différents scenarios de pluie ont été testés. Les résultats ont montré que la grande majorité de l'eau de ruissellement de voirie est gérée par le premier dispositif et qui est la bande enherbée. La cartographie des contaminants à résolution spatiale fine a montré de même que la majorité des polluants sont accumulés à proximité de la chaussée.

Ces résultats ont eu un impact sur le suivi expérimental sur site. Tout d'abord, l'étude de la performance hydrologique du système de bandes enherbée - fossé doit se concentrer sur la bande enherbée qui reçoit la majorité des précipitations. Les travaux menés dans la thèse se sont donc concentrés sur le fonctionnement hydrologique de deux bandes enherbées avec des natures de sol de surface différentes. Ces bandes ont fait l'objet d'un suivi en continu des teneurs en eau du sol en plusieurs points.

Les premières observations ont par ailleurs mis en évidence la nécessité d'un ouvrage complètement étanche où tous les flux d'eau sont mesurés, contrairement au système de bandes enherbée-fossé, si l'on veut évaluer le bilan hydrologique et épuratoire du système. De plus, le CD77 visait initialement à étudier le fonctionnement de la technique de biorétention mise en œuvre dans le fossé qui n'a jamais reçu d'eau à son emplacement original. Confronté à l'impossibilité d'atteindre cet objectif, le LEESU lui a proposé de construire un nouveau système de biorétention. Une noue filtrante a donc été construite localisée directement en bordure de voirie. Cette noue est complètement étanche et lourdement équipée. L'évaluation de la performance hydrologique de la

noue filtrante a été fondée sur une large base de données expérimentale qui a été validée et interprétée.

Les ouvrages étudiés, ainsi que l'équipement et la base de données, seront décrits dans les paragraphes suivants.

2.1.2 Sites d'études

2.1.2.1 Situation Générale

Le site expérimental est situé au nord du département de la Seine et Marne, sur le territoire de la commune de Compans, notamment dans la zone industrielle de Mitry-Compans (Figure 2.*1*). Cette activité industrielle constitue une source importante de pollution pour le site d'étude. Par ailleurs, situé à proximité de l'aéroport Charles de Gaulle, le site est soumis à la pollution du trafic aérien.

Figure 2.1. Situation générale du site d'étude

2.1.2.2 Bassin versant étudié

Les sites étudiés récupèrent les eaux de ruissellement d'une route départementale RD 212. Cette route est formée de 2x2 voies avec un trafic élevé d'environ 11 000 véhicules/jour par sens de circulation (Figure 2.*2*). Le bassin versant des ouvrages étudiés est constitué de deux voies sur quatre de cette chaussée, c'est-à-dire une seule direction de circulation. La largeur de ces deux voies est de 10,5 m.

La pente transversale de 2% de la route permet aux eaux de ruissellement de s'écouler vers les ouvrages linéaires de gestion des eaux pluviales longeant la route. L'eau n'est pas canalisée le long de la route mais ruisselle en lame mince vers les ouvrages. Trois ouvrages de gestion à la source des eaux pluviales ont servi de support d'étude pour ce travail. Ces derniers incluent deux bandes enherbées et une noue filtrante. Les bassins versants alimentant chaque ouvrage ont été bien séparés à l'aide des petits redans en bétons (Figure 2.*3*). Les surfaces de ces bassins sont égales à 507 m^2, 539 m^2 et 320 m^2 pour la bande enherbée 1, la bande enherbée 2 et la noue filtrante, respectivement (Figure 2.*4*).

Figure 2.2. Photo montrant la voirie à forte circulation qui alimente les ouvrages étudiés.

Figure 2.3. Petits redans en béton délimitant les bassins versants.

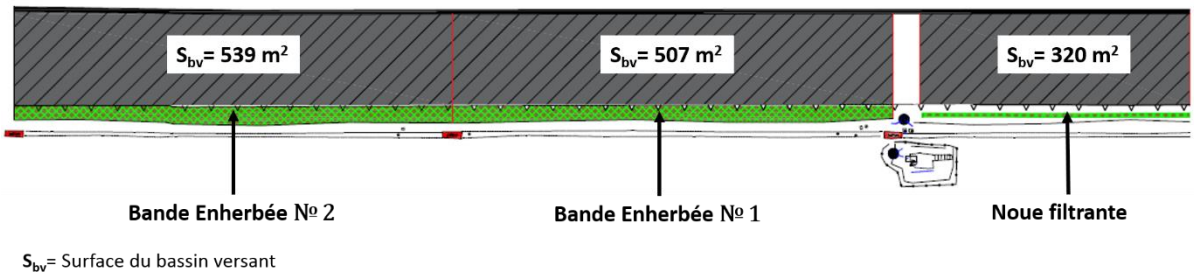


Figure 2.4. Bassin versant alimentant les ouvrages bande enherbées et noue filtrante

Une section de la RD 212 est utilisée comme bassin versant de référence (Figure 2.5). L'eau de ruissellement qui s'écoule de cette section traverse transversalement la route, puis s'écoule longitudinalement le long d'une bordure en béton et est recueillie à l'aval dans un regard. Le bassin versant s'étend sur une superficie de 945m².

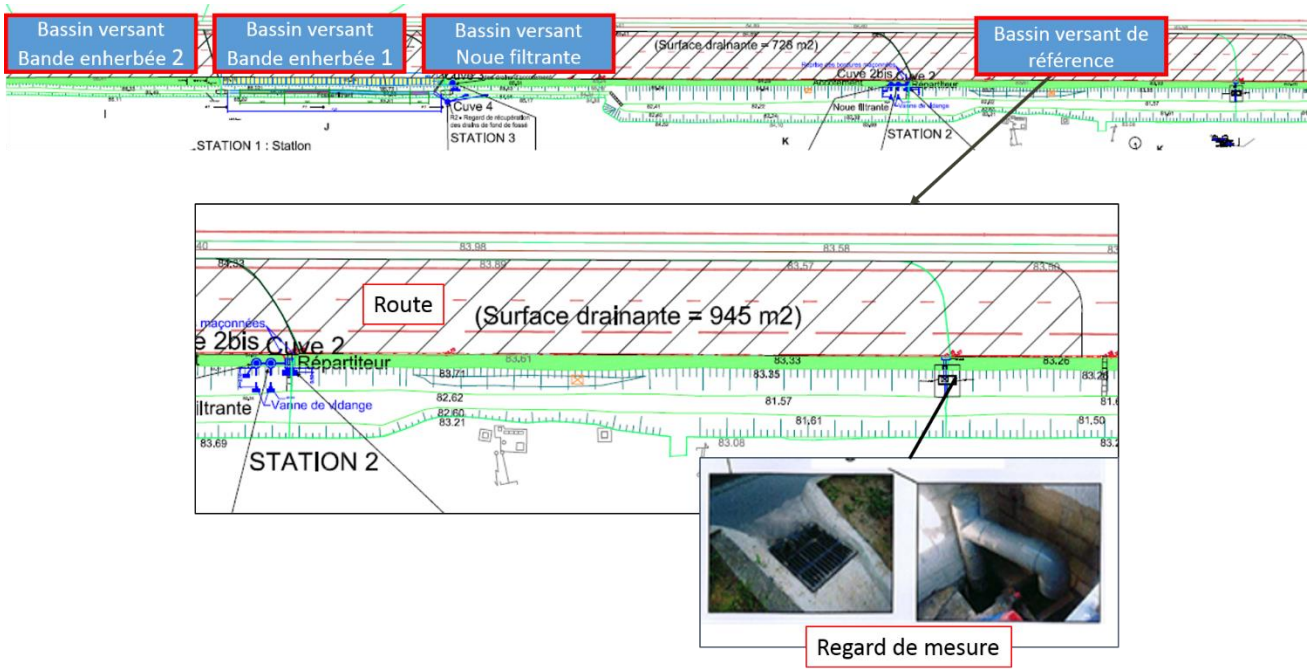


Figure 2.5. Bassin versant de référence et regard de mesure eau brute.

2.1.2.3 Bande enherbée 1

La bande enherbée 1 construite en 2012, a une largeur de 1,7 m, une longueur de 50 m et une pente transversale de 5 %. La pente longitudinale de la bande varie entre 1 et 2%. La Figure 2.6 montre la géométrie ainsi que les matériaux constituant cet ouvrage. Cette bande enherbée a été conçue pour favoriser l'infiltration et la filtration des eaux de ruissellement au travers de la couche de sol superficielle, puis leur collecte dans un système de drainage permettant l'échantillonnage et l'analyse de la qualité des eaux filtrées. Elle a été construite en excavant une couche d'environ 20 cm de sol pour installer une nappe de drainage AFITEX DrainTube FT D25. Cette dernière est constituée d'une nappe drainante en géocomposite dans laquelle de petits tubes

perforés sont insérés tous les 1 m perpendiculairement à la route et drainant l'eau vers un collecteur longitudinal qui se déverse dans un regard de 1 m³ en aval de l'ouvrage (Figure 2.7). La couche de drainage n'est pas étanche. Au-dessus de la nappe drainante, la couche de sol supérieure a été remplacée par un mélange de 40 % de terre végétale et de 60 % de sable, avec une texture « limon sableux » (USDA), ayant la composition suivante : 60,7 % de sable, 28,2 % de limon et 11,1 % d'argile. La bande a initialement été ensemencée avec un mélange de 80% en masse du mélange dactylus glomerata, carex s. et festuca sp et 20% du mélange achilea millefoliu, matricaria perfora, cerastium fontanum, silene latifolia, trifolium dubium, vicia sativa, mentha graveolens. Ces plantes avaient été sélectionnées dans le but de promouvoir les processus de phytoremédiation. Une sous-couche de la structure de la route est située sous le sol de la bande. Cette base est composée d'un sol traité avec des liants hydrauliques, elle dépasse d'environ 1 à 2 m du bord de la chaussée. Sur les routes supportant la circulation des poids lourds, cette base augmente la capacité portante de la chaussée. La partie située sous l'accotement avait été réalisée pour permettre la circulation des engins de chantier lors de la construction de la route.

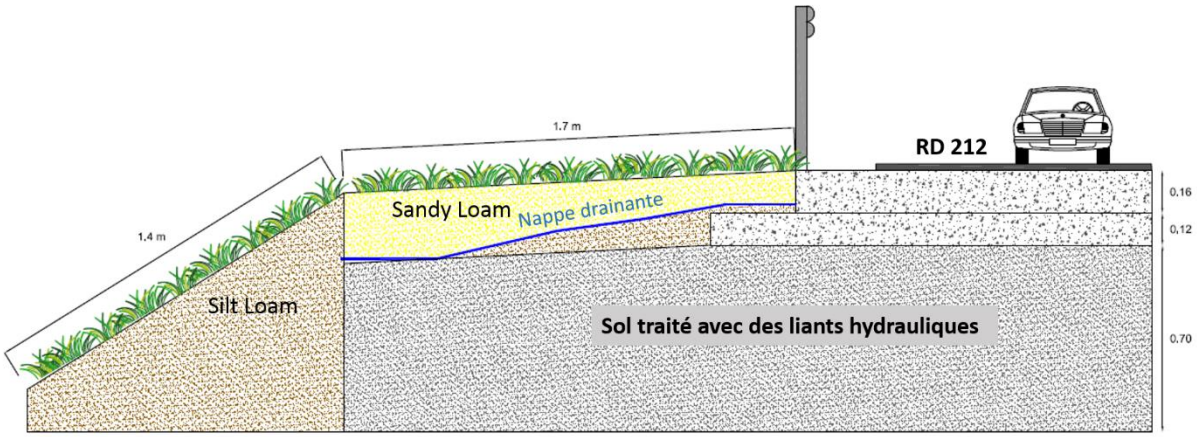


Figure 2.6. Schéma montrant la géométrie et les matériaux constituants la bande enherbée 1 (sandy loam : limon sableux ; silt loam : limon fin).

Figure 2.7. Récupération du débit d'infiltration dans la bande enherbée.

2.1.2.4 Bande enherbée 2

Le deuxième bande enherbée est de même construite en 2012, a une largeur de 1,9 m, une longueur de 50 m et une pente transversale de 5 % (Figure 2.*8*). La pente longitudinale de la bande varie entre 1 et 2%. Le sol formant la bande est le sol naturel (terre végétale typique de la région), classé comme un sol limoneux « silt loam » (USDA), ayant la texture suivante : 9,5 % de sable, 66,6 % de limon et 23,9 % d'argile. La bande enherbée a été ensemencée avec le même mélange de végétaux que la première bande enherbée. Cette bande n'est pas drainée, et la base de la route se trouve également en dessous du sol.

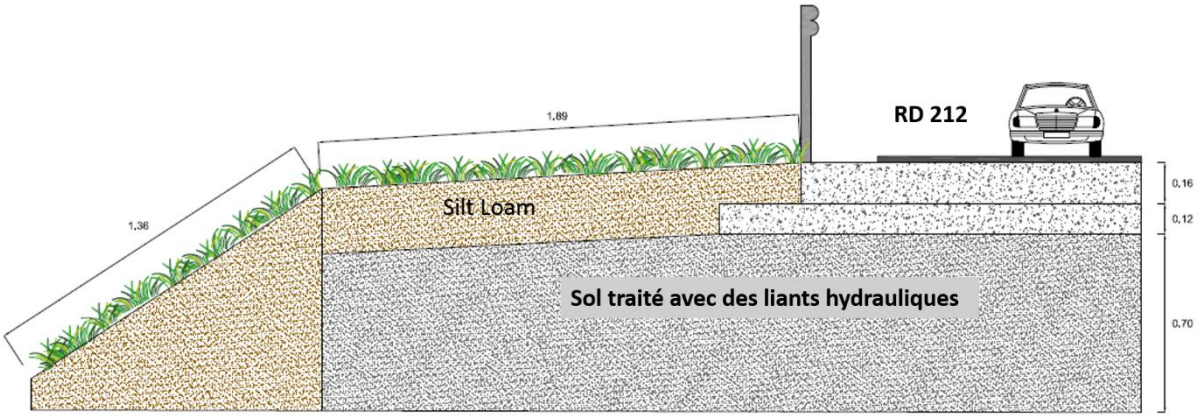


Figure 2.8. Schéma montrant la géométrie et les matériaux constituants la bande enherbée 2.

Une troisième bande enherbée, appelée bande 3 (témoin), correspond à un ensemble accotement/fossé classique. Elle n'est pas drainée et ne comporte pas de massif filtrant. L'accotement et le talus sont identiques à ceux de la bande enherbée 2. Elle sera examinée dans cette thèse uniquement dans le cadre de l'étude de l'état hydrique du sol.

2.1.2.5 Noue filtrante

Le troisième ouvrage étudié est une noue filtrante (Figure 2.*9*). Il s'agit d'une structure linéaire et végétalisée de traitement des eaux pluviales. Elle a été installée en mars 2016 le long d'une portion de la RD212. Les différentes étapes de la construction de la noue, y compris l'excavation du sol, le mélange du massif filtrant, l'installation du drain et le remplissage de la noue par le massif filtrant sont montrées à la Figure 2.*10*. Ce système a été conçu pour récupérer et dépolluer les ruissellements associés aux précipitations courantes. Sa longueur est de 31 m et sa largeur de 0,7 m. Cette noue filtrante est formée d'un massif filtrant composé d'un mélange sol-sable (60% de sable et 40% de terre) sur une épaisseur de 50 cm. Selon le système de classification de l'USDA, le massif filtrant est du type " Limon sableux ", ayant la texture suivante : 72.1 % de sable, 18.2 % de limon et 9.7 % d'argile. Ce massif filtrant est drainé par un drain

de 10 cm de diamètre. Une géomembrane entoure le massif filtrant et assure son étanchéité pour des besoins expérimentaux : la collecte des percolats pour les analyses chimiques et le calcul du bilan hydrique.

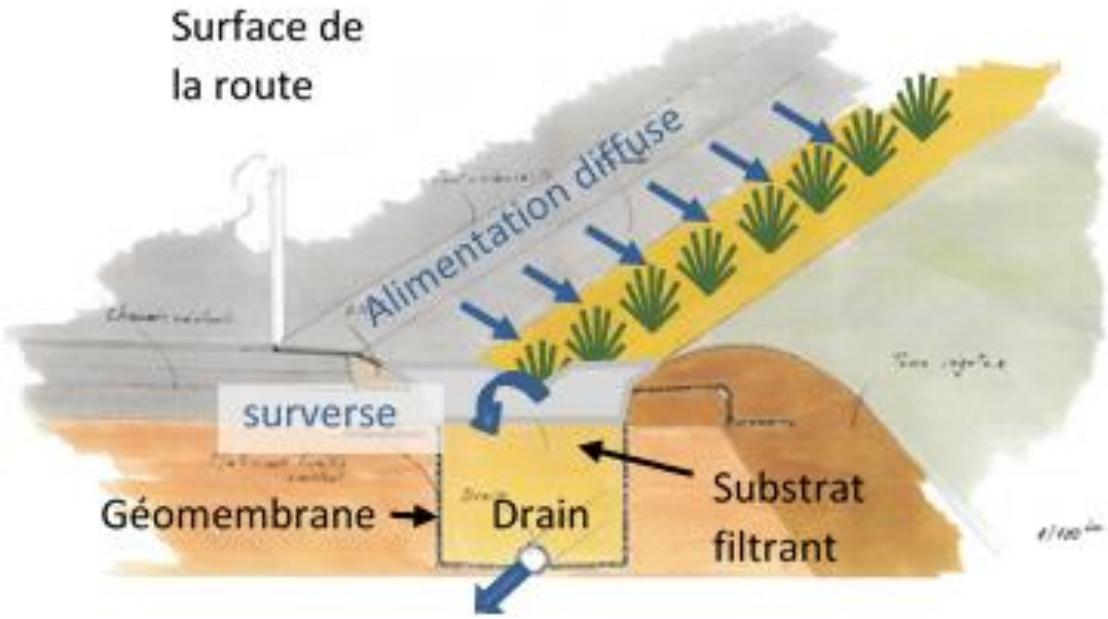


Figure 2.9. Schéma descriptif des différents éléments de la noue filtrante.

La route drainée vers cette noue est longue de 31 m et large de 10,5 m. Cette noue a une pente longitudinale qui varie entre 1,4 et 2 %, ce qui réduit la zone de stockage en surface. Afin d'agrandir ce dernier, des redans en béton ont été installés à 10, 20 et 30 m approximativement de l'extrémité amont de la noue avec une hauteur de 20, 22 et 14 cm respectivement (Figure 2.*11*). Le 14 cm correspond au bas du V du déversoir triangulaire placé au milieu du redan en aval. Le dimensionnement des redans est basé sur un calcul détaillé présenté dans l'annexe 1. Une coupe longitudinale de la noue montrant l'emplacement des redans et les dimensions de ceux-ci est présentée dans la Figure 2.12 et Figure 2.13. L'eau qui ruisselle de la chaussée s'écoule le long d'une bordure de bitume pentue se déversant dans la noue (Figure 2.*9*). La largeur de la bordure bitumineuse est 86,9 cm (largeur au miroir 80.5 m) sur une pente de 40%, la largeur de la surface d'infiltration est de 46,2 cm.

Figure 2.10. Etapes de la construction de la noue filtrante (a) excavation du sol natif ; (b) mélange du massif filtrant ; (c) drain mis au fond de la noue ; (d) remplissage de la noue par le massif filtrant.

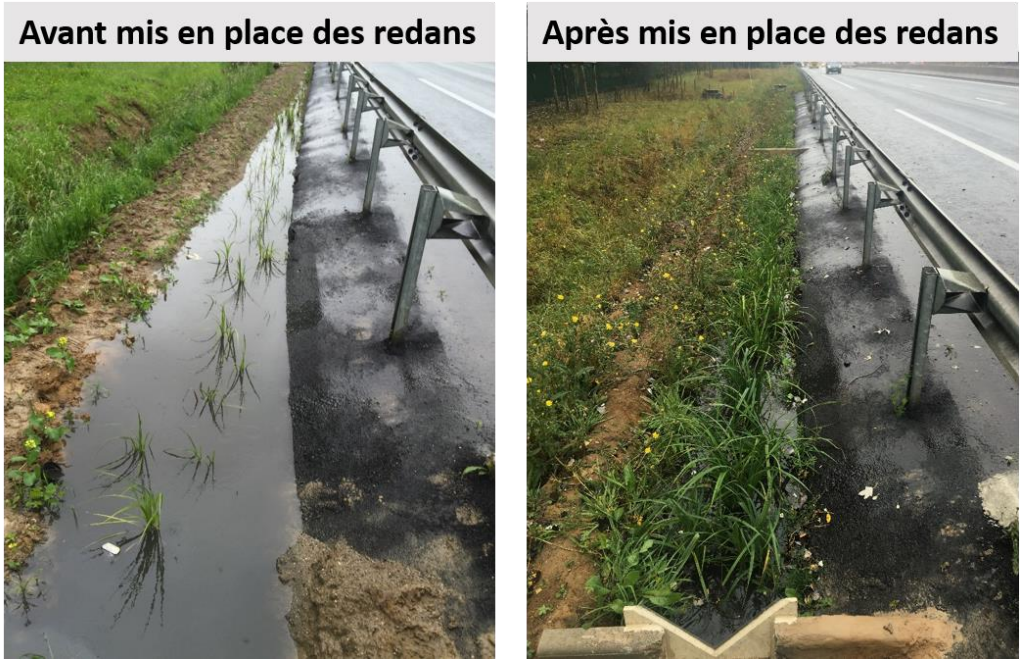


Figure 2.11. Photos montrant la noue avant et après la mise en place des redans

Le volume d'eau stockée dans la noue est calculé à partir de la mesure de la surface transversale (en surface) et de sa variation en fonction de la hauteur d'eau S(h) ainsi que de la variation de la hauteur d'eau en fonction de la localisation dans la noue (x). En raison de la variation en section d'un endroit à un autre la noue est divisée en 3 parties et le volume de chaque partie était calculé séparément. Ces parties sont l'amont, le milieu et l'aval. Le volume de stockage est égal à l'intégrale de S(h)* h(x) ayant comme bornes les abscisses x de chaque partie. Les sections transversales montrant la surface du massif filtrant et les dimensions de stockage de l'eau de surface sont données à la Figure 2.14. Les résultats du calcul du volume de stockage en surface et des volumes de massif filtrant pour chaque partie de la noue sont donnés dans le Tableau 2.*1* ci-dessous. L'eau qui peut être stockée à la surface et le volume du sol sont respectivement d'environ 1 et 9,5 m^3.

Tableau 2.1. Volume de stockage d'eau en surface et volume du massif filtrant de la noue.

	Stockage en surface			
	S (h) [cm^2] h en cm	h (x en m) h en cm	Volume [m^3]	Volume du massif filtrant [m^3]
Amont	$1,12h^2 + 20,87h – 19,98$	1,96x + 3	0,39	2,86
Milieu	$0,99h^2 + 21,75h – 22,94$	2,04x + 0,57	0,40	3,13
Aval	$1,20h^2 + 24,02h – 23,83$	1,31x	0,24	3,52
		Total	**1,03 m^3**	**9,51 m^3**

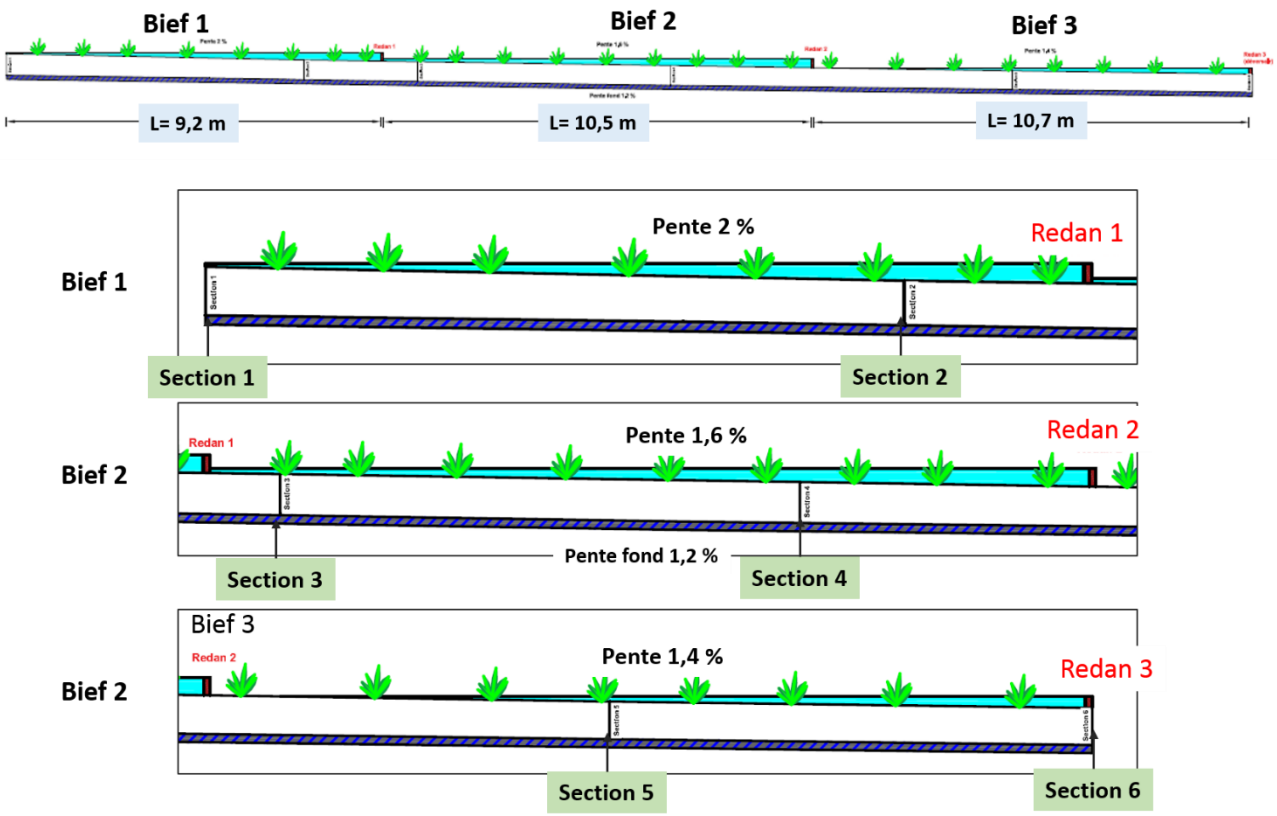


Figure 2.12. Coupe longitudinale de la noue filtrante montrant les emplacements des redans en surface et les sections de transversales.

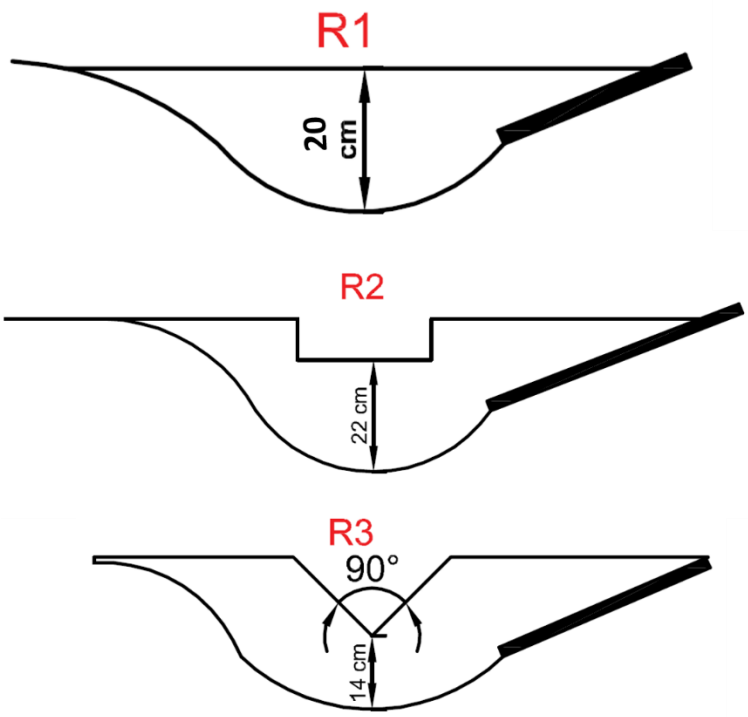


Figure 2.13. Schéma des redans installés dans la noue filtrante.

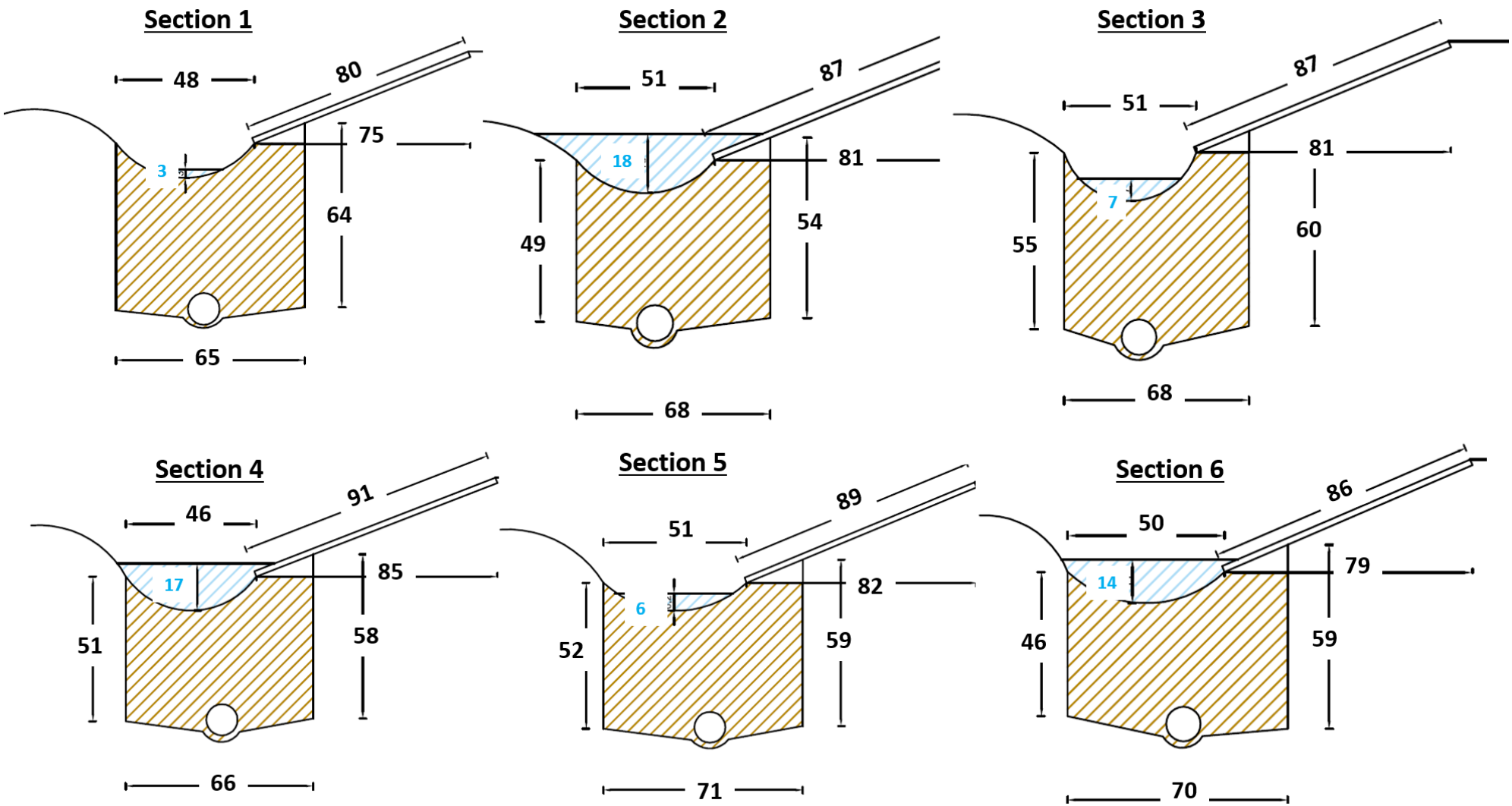


Figure 2.14. Coupes transversales de la noue montrant la géométrie et les dimensions (en cm).

La noue filtrante a subi de multiples évolutions au cours de sa première année de fonctionnement. Ces opérations peuvent avoir un effet direct ou indirect sur sa performance hydrologique. Pour cette raison, les dates ont été bien notées ainsi que les activités qui ont eu lieu et présentées dans le Tableau 2.2 ci-dessous. Des photos montrant l'évolution temporelle de la noue sont présentées dans la Figure 2.15.

Tableau 2.2. Operations effectuées dans la noue filtrante et les dates correspondantes.

Opération	Date
Plantation de la noue	10/04/2016
Mise en place des redans la première fois	07/06/2016
Déplacement des redans à leur position actuelle	20-21/07/2016
Installation du déversoir triangulaire à l'aval	07/09/2016
Mise en place des capteurs	29-30/09/2016
Délimitation du bassin versant à l'aide des petits redans en béton	23/11/2016

Figure 2.15. Evolution de la noue filtrante en fonction du temps.

2.1.3 Equipements des sites

2.1.3.1 Mesure de la pluie et évaluation de l'évapotranspiration

Une station météorologique, mise en place par le CD 77 dans le cadre de son expérimentation à Compans, est située sur le terrain d'un centre sportif appartenant à l'Aéroport de Paris à environ 30 m au sud-ouest du site. Cette station est gérée par la société PulsoWeb responsable de l'acquisition et du transfert des données. Dans cette station la pluie est mesurée par un auget basculant de précision de 0,2 mm (Figure 2.*16*). L'heure de chaque basculement d'auget est enregistrée. On peut donc calculer les cumuls et les intensités de pluie au pas de temps désiré à partir de cette chronique. Les enregistrements du pluviomètre de l'aéroport de Paris - Roissy CDG (situé à moins de 10 km) sont utilisés en cas de panne du pluviomètre Compans ou de pertes des enregistrements. Les séries d'évapotranspiration potentielle (ETP) utilisées sont celles de Roissy, calculées à pas de temps journalier par l'équation de Penman-Monteith à partir du rayonnement net, de la température de l'air, de l'humidité relative et de la vitesse du vent.

Figure 2.16. Mesure de la pluie à Compans.

2.1.3.2 Suivi des eaux de ruissellement de voirie

Sur le site de référence, les eaux de ruissellement provenant d'une partie de la chaussée passent par un avaloir jusqu'à un regard de mesure (Figure 2.*17*). La surface de cette section de la chaussée est de 945 m2. Le débit d'eau arrivant dans le regard est mesuré par un auget basculant (UFT, Figure 2.*18*). Chaque basculement correspond à un volume de 17,4 L. La section de tuyau se déversant dans l'auget a été réduite le 10/10/2016, après avoir constaté que la grande section provoque un mauvais fonctionnement de l'auget. En effet, le tuyau initialement installé permet à l'eau de

tomber directement sur la paroi de l'auget, ce qui entraîne un basculement avant même que celui-ci soit complètement rempli d'eau. La Figure 2.*18* montre le tuyau versant dans l'auget avant et après la réduction de la section. Les enregistrements des basculements en continu ont débuté le 26 novembre 2015. Cependant, certaines périodes ont été perdues en raison de conditions humides dans le regard, ce qui a entraîné la panne du système d'enregistrement.

Figure 2.17. Regard des eaux brutes et son avaloir.

Figure 2.18. Le tuyau versant dans l'auget basculant des eaux brutes, avant et après réduction de sa section.

2.1.3.3 Mesure du débit

Les ouvrages drainés sont la bande enherbée 1 et la noue filtrante. Pour la bande enherbée, l'eau passe à travers une nappe drainante puis à travers de petits tuyaux perforés, placés tous les 1 m perpendiculairement à la route et drainant l'eau vers un collecteur longitudinal qui se décharge dans la cuve 3 de 1 m^3 en aval de l'ouvrage (Figure 2.7). Dans le cas de la noue filtrante, complètement étanche, l'eau est toutefois recueillie directement par un drain placé longitudinalement au fond du massif filtrant sur une pente de 1,2 %. Ce tuyau se déverse dans la cuve 3bis placée en aval de la structure. Dans les deux cuves 3 et 3bis, des augets basculants d'environ 1L (Figure

2.*19*) mesurent les débits drainés. Les enregistrements des heures de basculement sont mémorisés dans un système d'acquisition de données.

Le fonctionnement de la noue prévoit une surverse par-dessus les redans lorsque le volume de stockage de surface est plein, du bief 1 vers le bief 2 et du bief 2 vers le bief 3. Au niveau des redans situés à l'aval du bief 3, l'eau surverse hors de la noue par un déversoir triangulaire muni d'une sonde de mesure de la hauteur d'eau (Figure 2.*20*). La sonde permet la mesure de la surverse en cas de dépassement de la capacité de stockage. Ce capteur mesure à pas de 30 minutes si le niveau d'eau mesuré est inférieur à 7 cm. Le pas de temps diminue à 1 min si la hauteur est supérieure ou égale à 7 cm. Le bas du déversoir triangulaire est atteint lorsque le niveau d'eau est de 14 cm. L'angle du déversoir est de 90°

Figure 2.19. Auget basculant mesurant le débit drainé de la noue filtrante.

Figure 2.20. Déversoir triangulaire avec une sonde de mesure de la hauteur d'eau en surface de la noue filtrante.

2.1.3.4 Mesure de la teneur en eau et du potentiel matriciel

L'état hydrique dans les ouvrages est suivi en continu à l'aide des capteurs mesurant la teneur en eau et la succion. Les capteurs de teneur en eau sont des EC5 et EC5TE (METER Group, Inc. USA). Ces capteurs mesurent la permittivité diélectrique du sol qui varie avec la variation de la teneur en eau. Les capteurs de tensions sont des MPS-6 (METER Group, Inc. USA) et des tensiomètres T4 et T8 (UMS, Munich, Allemagne). Ces capteurs sont choisis pour leur petite taille qui convient à la profondeur limitée du sol, leur précision et leur coût bas. Les photos des capteurs sont présentées dans la Figure 2.*21*. Le MPS-6 est plus adapté à des mesures en milieu sec, alors que les T4 et T8 sont plus adaptés à des mesures en milieu humide. Les MPS 6 sont capables de mesurer des tensions entre -9 kPa et -100 000 kPa et sont considérés fiables jusqu'à - 4500 kPa. Ils ne sont donc pas capables d'indiquer quand le sol est saturé. Au contraire, le T8 fonctionne mieux en sol humide, avec une gamme de mesure entre -85 kPa et 100 kPa. Il peut donc indiquer une saturation du sol et même la présence d'une pression hydrostatique, sans toutefois fonctionner si le sol est très sec. Les capteurs sont connectés à des systèmes d'acquisition de données (Figure 2.*22*), CR1000 et CR800 (Campbell Scientific, Logan, UT), à une tension d'alimentation de 3,3 V, pour une acquisition de données à un pas de temps de 30 minutes en continu. Le moyen de communication entre le capteur et la centrale pour les capteurs numériques 5TE et MPS6 est SDI-12. Les capteurs EC5 sont analogiques.

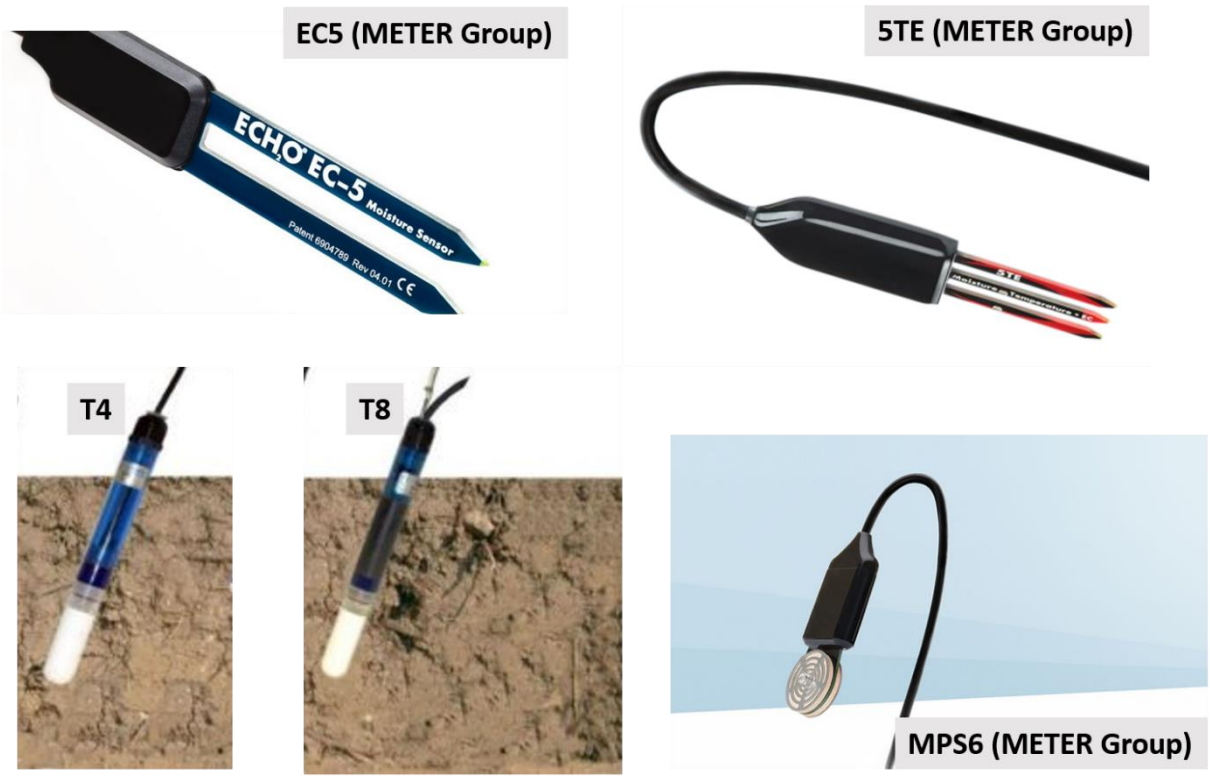


Figure 2.21. Les capteurs de teneur en eau et de tension mis en place dans les ouvrages étudiés.

Figure 2.22. Centrale d'acquisition de données.

La Figure 2.23 illustre les emplacements des capteurs de teneur en eau et de tension dans la noue filtrante. Les figures Figure 2.*24*, Figure 2.*25* et Figure 2.*26* montrent les capteurs installés dans les deux systèmes bandes enherbées-fossé, et le troisième système bande enherbée-fossé témoin (respectivement). Il est à noter que les fossés de la bande enherbée-fossé 1 et 2 ainsi que la bande enherbée –fossé témoin sont présentés dans cette figure bien qu'ils ne soient pas vraiment étudiés dans le cadre de notre étude. En revanche, les capteurs installés dans ces sections seront utilisés dans les parties suivantes du manuscrit pour effectuer l'étalonnage *in situ*.

Dans le premier ouvrage –bande enherbée 1– les capteurs de teneur en eau sont placés au-dessous et au-dessus de la nappe drainante, à différentes profondeurs de 6 à 40 cm et différentes distances par rapport à la route. Pour la bande enherbée 2 de même, des capteurs sont placés dans une section transversale de la bande. Un travail préliminaire de modélisation (annexe 1) a été réalisé afin de choisir l'emplacement des capteurs dans la noue. La modélisation a montré que la variabilité transversale est assez limitée, tandis que la variabilité verticale est importante, notamment pour les petites pluies, ou durant la phase de ressuyage. Les capteurs de teneur en eau sont donc placés à différentes profondeurs : 10, 20 et 40 cm, dans 4 sections transversales : 1 dans le bief amont, 2 dans le bief du milieu, et 1 dans le bief aval. Ils permettent de suivre la variation de la teneur en eau du sol verticalement et longitudinalement après la séparation de la noue par des redans en béton. Dans le bief 2 deux sections de mesure sont mis en place afin de suivre la variabilité de l'état hydrique du sol dans un même bief. Pour mesurer la tension, des tensiomètres sont mises à 20 et 40 cm de profondeur dans la noue car en surface le tensiomètre ne mesure pas dans la gamme sèche et ils se

désaturent rapidement. Dans les sections des bandes enherbées-fossés des MPS6 sont placés à 6 cm de profondeur alors que les T4 sont placés à 40 cm de profondeur dans le fossé.

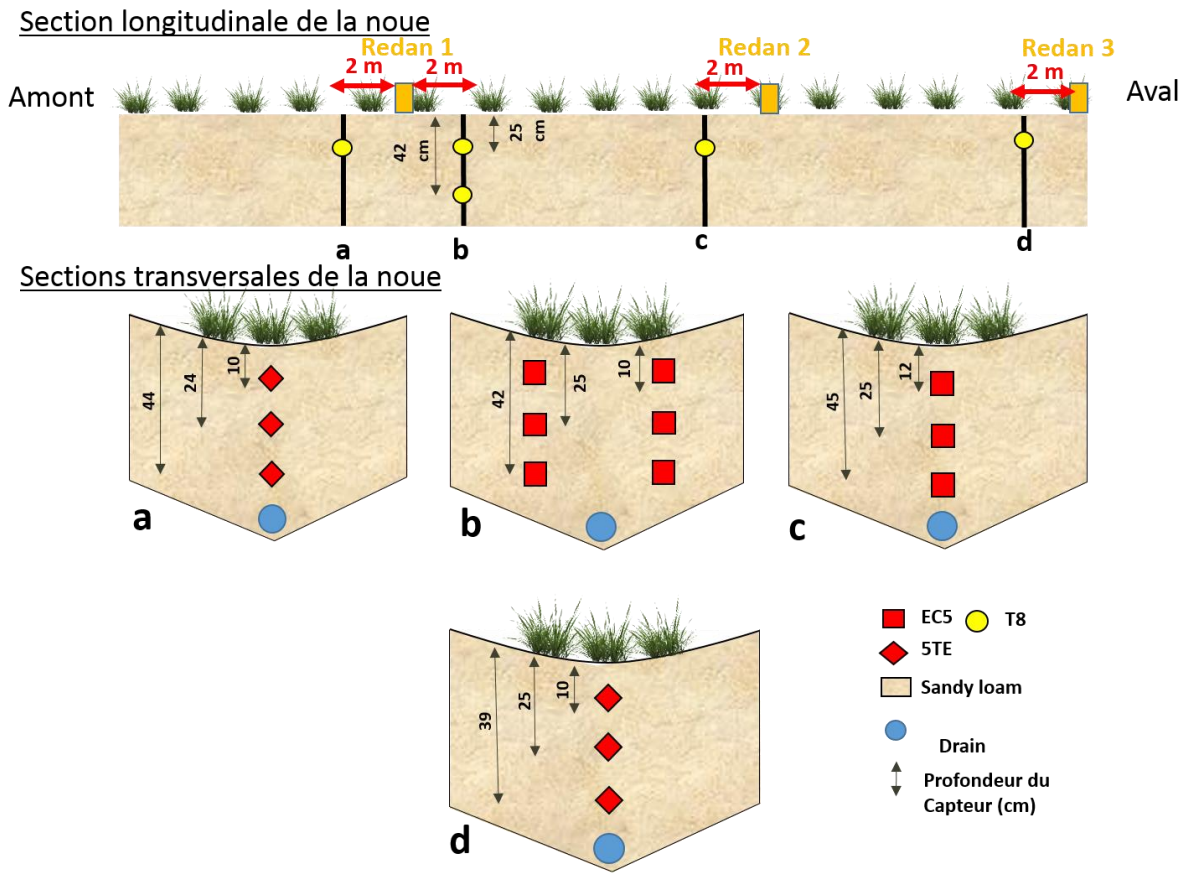


Figure 2.23. Emplacements des capteurs de teneur en eau et de tension dans la noue filtrante.

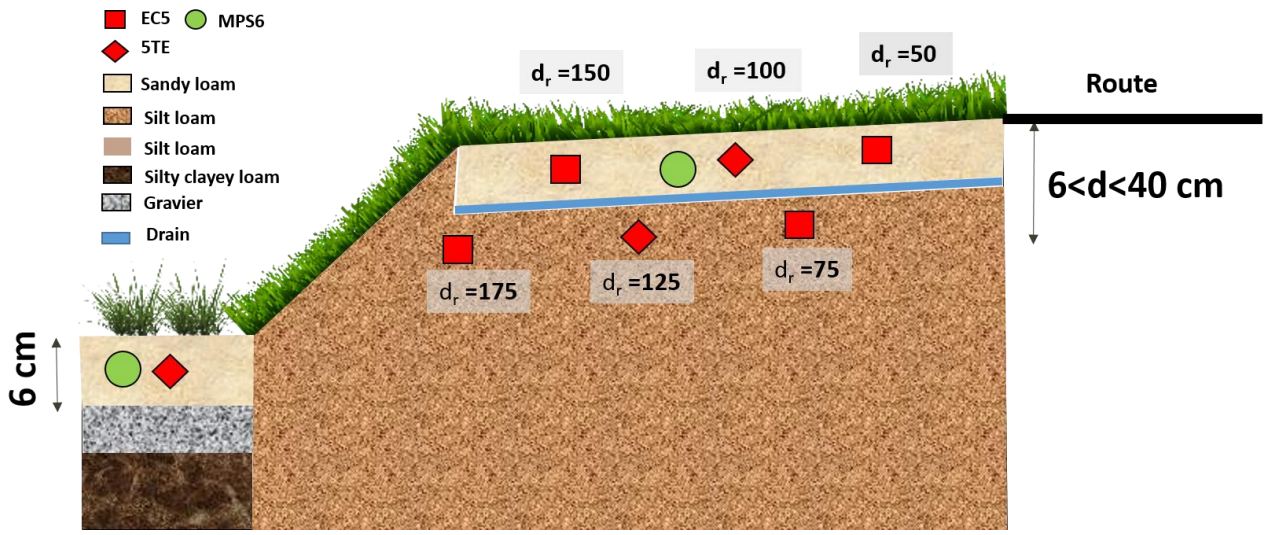


Figure 2.24. Emplacements des capteurs de teneur en eau et de tension dans la bande enherbée 1 (dr : la distance par rapport à la route, toutes les distances sont en cm).

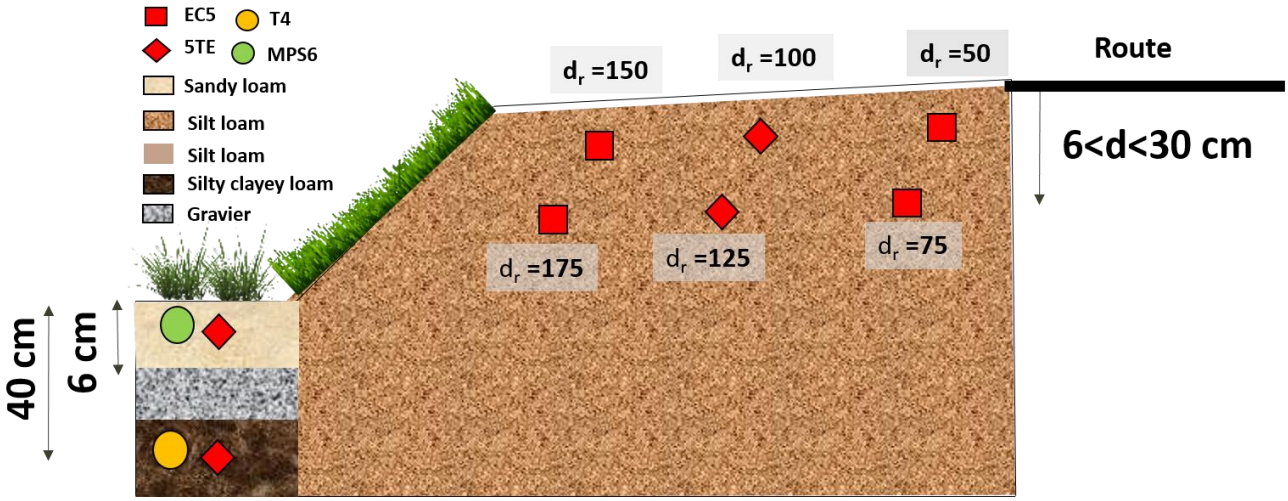


Figure 2.25. Emplacements des capteurs de teneur en eau et de tension dans la bande enherbée 2 (dr : la distance par rapport à la route, toutes les distances sont en cm).

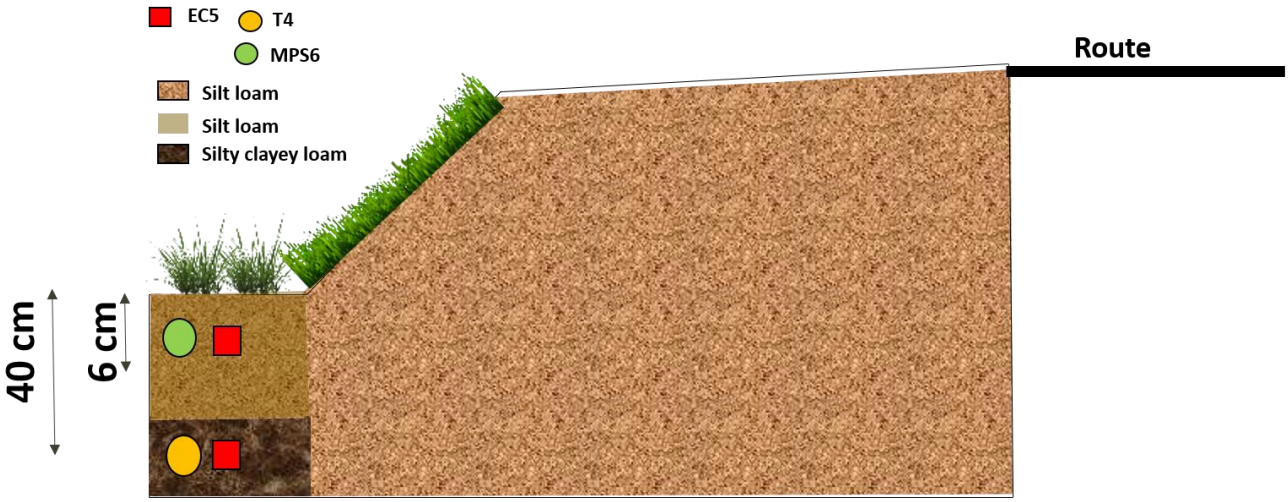


Figure 2.26. Emplacements des capteurs de teneur en eau et de tension dans la bande enherbée 3 (dr : la distance par rapport à la route, toutes les distances sont en cm).

Un tableau récapitulatif (Tableau 2.3) des dispositifs de mesures pour les trois ouvrages est présenté ci-dessous :

Tableau 2.3. Equipements des sites d'étude.

	Débit rentrant	Débit drainé	Débit de surverse	Teneur en eau	Potentielle matricielle
Bande enherbée 1	Auget basculant 17 .1 L (site de référence)	Auget basculant 1.165 L	-	4 EC5 2 5TE	1 MPS6
Bande enherbée 2	Auget basculant 17 .1 L (site de référence)	-	-	4 EC5 2 5TE	-
Noue filtrante	Auget basculant 17 .1 L (site de référence)	Auget basculant 1.07 L	Déversoir triangulaire 90 °	9 EC5 6 5TE	5 T8

2 .2 Analyse des incertitudes associées à la mesure des propriétés hydrauliques du sol et de son état hydrique

2.2.1 Introduction

L'efficacité des ouvrages végétalisées de gestion des eaux pluviales dépend largement des propriétés hydrauliques et physiques du sol. Ces propriétés présentent d'importantes variabilités spatiales et des incertitudes dues aux méthodes d'estimation. Ces propriétés ainsi que leurs incertitudes sont peu rapportées dans la littérature, en particulier pour les ouvrages en milieu urbain en bordure de voirie. La mesure de la teneur en eau du sol présente également des incertitudes liées à l'appareil de mesure. Ces incertitudes affectent le calcul des stocks dans le sol et la validation à partir de ces mesures des modèles hydrologiques.

Dans cette section, la variabilité spatiale des propriétés hydrauliques et les incertitudes associées aux méthodes de mesure de l'état hydrique sont abordées en deux articles. Ceux-ci seront présentés dans les sections 2.2.2 et 2.2.3. Ils sont intitulés :

- *Horizontal and Vertical Variability of Soil Hydraulic Properties in Roadside Sustainable Drainage Systems (SuDS)—Nature and Implications for Hydrological Performance Evaluation*
- *An investigation of the accuracy of low-cost capacitance sensors for soil moisture monitoring in SuDS - Laboratory and field calibration*

Dans le premier article la variabilité spatiale des propriétés hydrauliques du sol, ainsi que l'incertitude de ces propriétés due aux méthodes d'estimation, ont été étudiées pour les trois ouvrages végétalisés situées dans notre site d'étude. Les méthodes d'estimation étaient basées à la fois sur des tests d'infiltration *in situ* et sur des fonctions de pédotransfert (PTF). Afin d'évaluer les effets de cette variabilité sur les performances hydrologiques, un modèle hydrologique d'une cellule de biorétention a été testé.

Le second article évalue les incertitudes affectant la mesure de la teneur en eau du sol par des capteurs capacitifs. Les capteurs utilisés sont les EC5 et 5TE (Meter Group). Plusieurs études ont évalué ces deux types de capteurs, mais pas pour les sols urbains ayant des caractéristiques spécifiques. En outre, les résultats de la littérature sont divergents et les données de calibrage publiées sont limitées. Par conséquent, une étude approfondie de leur précision est évaluée dans cet article. Premièrement, les procédures et méthodes existantes dans la littérature ont été examinées. La variabilité inter-capteurs, ainsi que leur répétabilité, ont été testées dans le sol et les solutions. De plus, une méthode de calibrage *in situ* a été réalisée pour estimer les effets de la texture du sol sur les données des capteurs. Deux méthodes de calibration en laboratoire correspondant à des procédures différentes ont également été appliquées, comparées l'une à l'autre et à la calibration *in situ*.

2.2.2 Article variabilité spatiale des propriétés hydrauliques du sol

Article

Horizontal and Vertical Variability of Soil Hydraulic Properties in Roadside Sustainable Drainage Systems (SuDS)—Nature and Implications for Hydrological Performance Evaluation

Tala Kanso [1,2,*], Damien Tedoldi [1], Marie-Christine Gromaire [1], David Ramier [3], Mohamed Saad [1] and Ghassan Chebbo [1,2]

[1] LEESU, UMR MA 102, École des Ponts ParisTech, AgroParisTech, UPEC, UPE, Champs-sur-Marne, 6-8 avenue Blaise Pascal, Cité Descartes, 77455 Marne-la-Vallée CEDEX 2, France; damien.tedoldi@enpc.fr (D.T.); marie-christine.gromaire@enpc.fr (M.-C.G.); mohamed.saad@enpc.fr (M.S.); ghassan.chebbo@enpc.fr (G.C.)
[2] Faculty of Engineering, Third Branch, Lebanese University, 1003 Hadath, Beirut, Lebanon
[3] Cerema, DTer Ile-de-France, 12 rue Teisserenc de Bort, 78190 Trappes, France; david.ramier@cerema.fr
* Correspondence: tala.kanso@enpc.fr; Tel.: +33-(0)-164-153-635

Received: 6 June 2018; Accepted: 23 July 2018; Published: date

Abstract: Sustainable drainage systems (SuDS) have become a promising solution for increasing imperviousness by reducing water runoff volumes and flow rates, and improving water quality. However, the efficiency of these systems is dependent on soil hydraulic and physical properties, which in turn are spatially variable; however, this variability has been sparsely documented for urban areas, especially for road-side SuDS. In this study, the spatial variability of soil hydraulic properties, along with the uncertainty of these properties due to estimation methods, were investigated for three roadside SuDS in France (Paris region). Estimation methods were based on both in-situ infiltration tests and pedotransfer functions (PTFs). Results show high spatial variability in saturated hydraulic conductivity K_s (up to 160% coefficient of variation), which is dominant relative to uncertainties in PTFs predictions and those induced by experimental errors. Many specific factors might be responsible for this variability, especially in the urban context, such as construction techniques, $CaCO_3$ precipitation, and vegetation development. In order to evaluate the effects of this variability on hydrological performance, a hydrological model of a bioretention cell was tested. Simulations revealed that peak flows and volumes are highly affected by the spatial variability of soil hydraulic properties; notably, vertical variability increases the overflow by 50%. The number of infiltration measurements required to evaluate a representative average K_s with an uncertainty of a factor of two or less was found to be four/eight, depending on the studied site. This study provides considerable insight into the spatial variability of soil hydraulic properties and its implications for hydrological performance of roadside SuDS, as it is based on a sound understanding of both theory and practice.

Keywords: infiltration measurements; pedotransfer functions; saturated hydraulic conductivity; soil hydraulic properties; spatial variability; sustainable drainage systems; road runoff

1. Introduction

Increased impervious surfaces, due to urban development, have a negative impact on the hydrologic and water quality characteristics of stormwater runoff [1]. In order to mitigate effects arising from the generation of runoff and associated pollutant loads [2], sustainable urban drainage systems (SuDS) are widely implemented for stormwater management. SuDS aim to shift the water cycle back to its natural state [3] by reducing runoff volumes, attenuating peak flows, and improving water quality, through various processes including infiltration and evapotranspiration. These practices include filter strips, grassed swales, bioretention facilities, green roofs, permeable pavements, and water treatment trains. Filter strips are longitudinal, permeable and grassed surfaces which are perpendicular to the direction of the runoff; swales are shallow vegetated ditches; and bioretention facilities consist of a filter media with a vegetation cover [4]. These three systems are commonly used alongside streets and highways [5–7].

Analysis of the physical and hydraulic properties of the soil are both fundamental for the assessment of SuDS hydrological performance [8]; this emphasizes the importance of getting a reliable estimation of these parameters. Physical properties (texture, bulk density, porosity, structure, etc.) can be easily determined, but hydraulic properties such as the water retention and permeability curves, or even the saturated hydraulic conductivity K_s, are more complex to evaluate. They can be predicted from the soil physical properties via pedotransfer functions (PTFs), derived from laboratory experiments, or measured in the field [9,10]. Although field techniques are more difficult to implement, they are often considered more accurate than other methods, because soil hydraulic properties are generally site-specific [11,12].

Studies have shown that physical and hydraulic properties may be extremely variable in space, even at the scale of a single bio-retention swale or vegetated filter strip [13,14]. While the spatial variability of soil hydraulic properties has been widely addressed in the literature for agricultural fields and at large scales [15–18], only a few studies have focused on this variability in urban environments. Moreover, roadside SuDS [13], which imply additional sources of variability such as construction practices, maintenance techniques, and vegetative cover [19], suffer from a notable lack of documentation.

The fact that hydraulic properties are key features for describing water fluxes and solute transport within the soil [20] brings about several questions: what are the factors controlling the spatial variability of these parameters in roadside SuDS? How accurate are pedotransfer functions in predicting these parameters? Is the spatial variability dominant relative to the other sources of uncertainties? How many measurements are required to get closer to the average value of K_s obtained by a large number of measurements? To what extent could a limited number of measurements, pedotransfer function predicted values, and the intrinsic spatial variability affect the predictions of the hydrological processes at the scale of an infiltration system?

Accordingly, the objectives of the present work are (i) to assess the horizontal and vertical variability of soil hydraulic properties in roadside SuDS; (ii) to investigate the causes of this variability, based on visual inspection and measurements; (iii) to quantify potential errors resulting from the estimation methods; and (iv) to gain insight into its operational and scientific consequences. For this purpose, a series of infiltration measurements were carried out at three study sites in the Paris region (France). This step was followed by a statistical analysis to appraise the uncertainties. Lastly, the impact of this spatial variability on the predicted hydrological processes (i.e., dynamics and volumes) by a hydrological model was evaluated.

2. Material and Methods

2.1. Study Sites

Three roadside SuDS in the Paris region (France) were chosen as the study sites. Sites A and B correspond to bioretention swales (Figure 1a,b) constructed in 2016 and 2006 respectively, whereas site C (Figure 1c) is a vegetated filter strip built in 2012. These types of SuDS are commonly used for road runoff management. Sites A and C are situated alongside a highway with high traffic; site B adjoins a

T-junction in an industrial catchment. Site A is formed of a 48-cm-thick layer of filter media (40% *v*/*v* of natural soil mixed with 60% *v*/*v* of lime sand), drained at the bottom, and lined with an impervious geomembrane. Site C is composed of the same media, over a depth of approximately 20 cm, below which a drainage mat was placed. Site B was excavated to a depth of 60 to 70 cm and backfilled with a 40 cm × 40 cm gravel drainage trench around the tree pits, covered with topsoil taken from another site. Vegetation differs from one site to another: site A was planted with sedges; site B with grass, trees, and clumps; in site C, dense grass covers the whole filter strip. The dimensions of the devices are respectively 32, 20, and 50 m in length, and 0.7, 2, and 1.7 m in width.

The particle size distribution (PSD) was determined from a composite surface sample for each site (0–10 cm) with the sedimentation-Pipette method (NFX31-107). The coarse and fine sand fractions were separated via sieving at 0.2 mm and 50 µm, and the finest particles (clay and silt) were determined with a Robinson pipette. PSD results and associated textural classes are given in Table 1. For site A, the particle size distribution was also established for a composite soil sample collected at a depth of 20-cm.

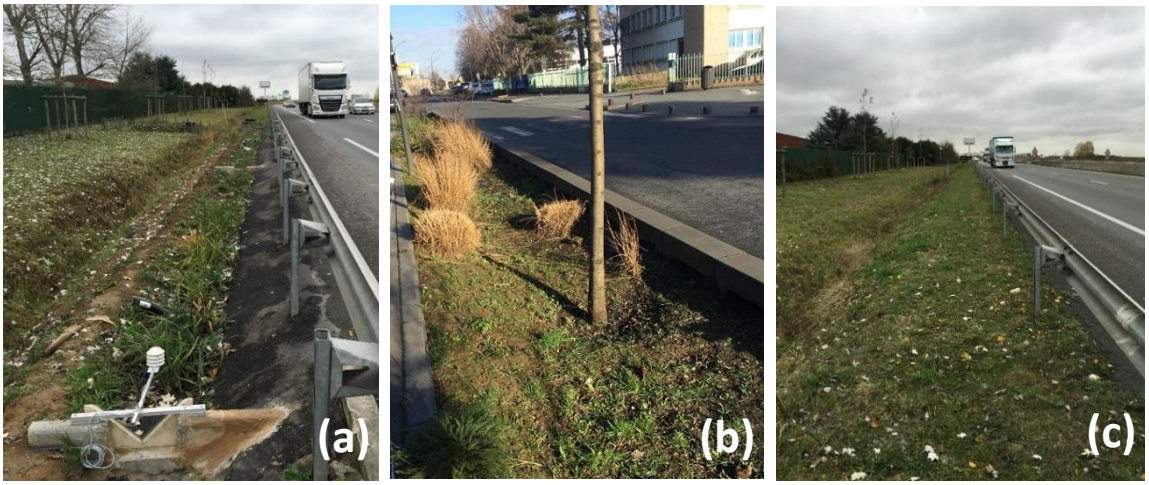


Figure 1. Study sites: (**a**) Site A; (**b**) Site B; (**c**) Site C.

Table 1. Particle size distribution and soil texture class of each site (results are given in % *w*/*w*).

	Site A (Surface)	Site A (20 cm)	Site B	Site C
Clay (<2 µm)	9.7	10.5	14.8	11.1
Fine silt (2–20 µm)	9.0	8.8	18.2	9.6
Coarse silt (20–50 µm)	9.2	11.1	21.9	18.6
Fine sand (50–200 µm)	15.4	18.2	17.6	13.5
Coarse sand (200–2000 µm)	56.7	51.4	27.5	47.2
Soil texture class (USDA)	Sandy Loam	Sandy Loam	Loam	Sandy Loam

2.2. Soil Hydraulic Properties

Water flow in the vadose zone is highly influenced by soil hydraulic properties such as water retention curve θ(h) and hydraulic conductivity function K(h), which can be described by various models. Among these, the van Genuchten model (Equations (1) and (2)), as well as the Brooks and Corey model (Equation (3)), are commonly used [21–23].

$$\theta(h) = \theta_r + \frac{(\theta_s - \theta_r)}{\left[1 + \left|\frac{h}{h_g}\right|^n\right]^m} \quad (1)$$

$$K(h) = K_s \left(\frac{\theta(h) - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}\right)^{1/2} \left[1 - \left(1 - \left(\frac{\theta(h) - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}\right)^{1/m}\right)^m\right]^2 \quad (2)$$

$$K(h) = K_s \left(\frac{\theta(h) - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}\right)^{\mu} \quad (3)$$

where h (cm) is the pore water suction, $\theta(h)$ is the volumetric water content at the suction h, θ_r, and θ_s [$cm^3 \cdot cm^{-3}$] are respectively the residual and saturated volumetric water contents; K(h) is the hydraulic conductivity at the suction h, and K_s [$m \cdot s^{-1}$] is the saturated hydraulic conductivity; n, m and μ are shape parameters; m can be calculated either as $m = 1 - 1/n$ (Mualem's condition [22]), or $m = 1 - 2/n$ (Burdine's condition [24]), and $\mu = 3 + 2/(n - 2)$ [24]; h_g [cm] is a scale parameter which corresponds approximately to the air entry bubbling pressure [25].

Among the indirect estimation methods of these parameters (θ_r, θ_s, K_s, h_g, n), several pedotransfer functions may be found in the literature [26], such as the "Rosetta" software, based on the hierarchical relationships proposed by Schaap et al. [27]. Rosetta offers different options for the estimation of hydraulic soil properties, based on different levels of input data with increasing precision (1 = soil textural class only, 2 = soil texture, 3 = 2 + bulk density, 4 = 3 + one or two point(s) of the water retention curve corresponding to the field capacity and .the wilting point) to predict the parameters of the van Genuchten-Mualem equations (Equations (1) and (2)). However, given the fact that soil hydraulic properties are affected by site-specific conditions like soil structure, macropores, and preferential flow paths [28], the applicability of pedotransfer functions which are based on a finite sample set may be limited. This is why field measurements are often recommended for more reliable and representative values.

2.3. Infiltration Tests

2.3.1. Type and Number of Infiltration Measurements

Site A underwent a complete characterization, focusing on both the horizontal and vertical variability of soil hydraulic properties, whereas the other two sites were investigated at the surface. For that purpose, two infiltration methods were used. The first is the Beerkan method [29] which consists of an in situ single ring infiltration test at the soil surface; the post-processing, usually referred to as the "BEST" algorithm, allows the soil hydraulic properties to be estimated (Equation (1) with Burdine's condition and Equation (3)). The Beerkan method allows for measurements at the soil surface, without disturbing the soil. However, it is difficult to implement this method at a depth of 20 cm without excavating large volumes of soil and disrupting the bioretention system. A method that was less intrusive but with similar soil measurement volume had to be found. Thus, the determination of K_s in the sub-surface was performed with the mean of the Guelph permeameter [30].

Horizontal variability was assessed through a series of Beerkan infiltration experiments carried out at the surface of the three study sites, at equidistant locations, along a transect parallel to the road. The number of measurements at the surface of sites A, B, and C were 9, 10, and 9, respectively, which correspond to one measurement per 3.5, 2, and 6 m. For such infiltration systems, Ahmad et al. [13] and Cannavo et al. [31] have conducted one measurement per 14 m and 17.5 m, respectively, to balance effort (time and manpower) and accuracy. However, a higher density of infiltration measurements was retained in this study so as to evaluate spatial variability at a smaller scale. On site A, vertical variability was also evaluated, with 6 measurements carried out at a depth of 20 cm in the filter media, at 6 out of the 9 surface measurement locations.

2.3.2. Beerkan Infiltration Test and BEST Algorithm

"Beerkan" In-Situ Infiltration Test

This method was adopted because it is simple, cost-effective, and easy, requiring a small volume of water and a short time; also, it does not disturb the soil surface. A cylinder was inserted to a depth of 1 cm into the soil. A given volume of water was applied repeatedly (100 or 50 mL in our case, depending on the site soil permeability), and the infiltration time of this volume was measured, until an apparent steady-state infiltration regime was reached, i.e., when three consecutive infiltration times were approximately identical. This step provided the cumulative infiltration curve of the soil. Given that the infiltration model in BEST algorithm [32] assumes a semi-infinite medium, the infiltration bulb should not reach lower boundary conditions before a steady state infiltration regime is reached. The dimension of the infiltration bulb depends on cylinder diameter [33], which should, therefore, be selected according to the depth of the filter media. In our case, two cylinders having a diameter of 50- and 97-mm were used respectively for site C and for sites A and B. Additionally, two 100 cm^3 undisturbed soil samples were collected at each measurement point with soil sample rings; the first served to determine the soil bulk density and the initial volumetric water content (θ_0), and the other (taken at the end of the experiment) to estimate the saturated volumetric water content (θ_s) through a gravimetric method [34].

"BEST" Algorithm

In order to estimate the parameters of the water retention curve and hydraulic conductivity function, the "BEST" algorithm [32] was used. This algorithm relies on the inverse analysis of particle size distribution and the cumulative infiltration curve obtained by the Beerkan method described above, and assumes that $\theta_r = 0$. Hydraulic shape parameters (n, m, and μ) derive from the analysis of both soil porosity and particle size distribution [32], while the scale parameters h_g and K_s are estimated from the inverse analysis of cumulative infiltration using the two-term equations developed by Haverkamp et al. [35]. Three algorithms can be used, referred to as "BEST-Slope", "BEST-Intercept", and "BEST-Steady" [36,37] which are different in defining the mathematical constraint between the sorptivity—capacity of the soil to absorb water by capillarity [38]—and the saturated hydraulic conductivity. The "BEST-Steady" was retained for the present analysis because it was proven to be a robust algorithm which always provides a proper estimate of K_s when the steady state infiltration regime could be reached [39].

BEST-Steady relies on the analytical expression of the slope ($q_{+\infty}$) and the intercept ($b_{+\infty}$) of the steady-state model (Equation (4)) fitted to the I(t) data at steady state conditions.

$$I(t)_{Steady-state} = [K_s + AS^2]\, t + C\frac{S^2}{K_s} \tag{4}$$

where I(t) is the cumulative infiltration at time t, S is the sorptivity, and A and C are constants of the cumulative infiltration model. The constraints between K_s and S are then defined based on the slope (Equation (5)) and intercept (Equation (6)) as follow:

$$K_s = q_{+\infty} - AS^2 \tag{5}$$

$$K_s = C\frac{S^2}{b_{+\infty}} \tag{6}$$

Combining the latter two equations, S can be calculated as (Equation (7)):

$$S = \sqrt{\frac{q_{+\infty}}{A + \frac{C}{b_{+\infty}}}} \tag{7}$$

Then K_s can be derived using either Equation (5) or (6).

2.3.3. Guelph Permeameter

In order to assess the vertical variability of the saturated hydraulic conductivity K_s, measurements were conducted at a depth of 20 cm using a Guelph permeameter. This method consists of measuring the steady-state infiltration rate in a small hole having a diameter-height of 6–20 cm, where a constant

depth of water H is maintained [40]. The calculation method to evaluate K_s is fully described by Reynolds and Elrick [30], and the basic equation is given below (Equation (8)). At each measurement point, two ponding-depths H_1 (5 cm) and H_2 (10 cm) were established subsequently, for which two steady state infiltration rates, Q_1 and Q_2 respectively, were measured. Then, the two K_s values calculated using the single-height approach [41] were averaged.

$$K_s = \frac{C\,Q}{2\pi H^2 + \pi a^2 C + {2\pi H}/{\alpha^*}} \tag{8}$$

where Q is the steady-state infiltration rate, H is the ponding depth, a is the well radius, C is a dimensionless shape factor that depends on H/a ratio, and α^* is the ratio of gravity to capillarity forces [42].

2.4. Data Analysis

At first, the spatial variability of the measured data was quantified in terms of standard deviation and coefficient of variation. The uncertainties of the measurements obtained by the BEST algorithm, to experimental errors, were also assessed. Subsequently, Rosetta predictions for each site were compared to the measured values.

Lastly, the measured data of each site were tested for their statistical distribution. In previous experimental assessments, a log-normal distribution was often found to satisfactorily fit the collected data of saturated hydraulic conductivity [43,44]. Accordingly, the normality of $\ln(K_s)$ was tested by the means of Lilliefors test [45]. The null hypothesis of this test is that the data comes from a normal distribution. Results indicate the acceptance of the null hypothesis at a 5% significance level for the three sites. Thus, the K_s values of the sites A, B and C were fitted to a log-normal distribution. Fitting parameters obtained by the maximum likelihood estimation method are given in Figure A1, Appendix B.

2.5. Effect of K_s Variability on Hydrological Performance Modelling

The final aim of this study was to evaluate the effects of the spatial variability of soil hydraulic properties on the SuDS hydrologic modeling. This modelling approach may be useful to anticipate SuDS performance in the pre-construction phase, but also to verify their conformity with the preliminary design in the post-construction phase. As for the latter, the inherent spatial variability of soil hydraulic properties should be taken into consideration.

In order to study how the mean of K_s varies as a function of the number of measurements, an analysis was performed on the three sites. For each number of measurements N from 1 to 20, 1000 subsamples of size N were randomly sampled from the fitted log-normal distribution. Subsequently, the arithmetic mean of each subsample was computed, and the quantiles $Q_{0.1}$ and $Q_{0.9}$ of the latter 1000 means were determined. These quantiles were then normalized by the mean m of the population. It should be noted that the mean m of the population is calculated via the adjusted distribution for each site.

Additionally, a physically-based, one-dimensional model of a bioretention cell was conducted (Richard's equation with the van Genuchten-Mualem relationships) to appraise the effects of various averaging methods of K_s, which account (or not) for its horizontal and/or vertical variability on the hydrological processes (focusing both on dynamical and cumulative aspects of the water balance).

Thus, multiple modelling approaches were tested, considering a theoretical device with comparable characteristics to those of site A (48 cm of sandy loam filter media, drained at the bottom, catchment/infiltration area ratio equal to 18, and pavement runoff coefficient of 0.9); water ponding at the surface of the cell is allowed over 17 cm.

The methodology consists of comparing the model outputs when only the surface K_s variability is considered on the one hand, and when the vertical variability is included on the other. In the first case, the considered K_s values are: (1) the mean m of the surface measurements; (2) the Rosetta predicted value; and lastly (3) the calculated quantiles $Q_{0.1}$ and $Q_{0.9}$ for a chosen N number of measurements. The vertical variability is accounted for with two additional approaches; firstly, a two-layered structure with

different K_s, i.e., equal to the arithmetic mean of the total number of measurements at each layer; and secondly, a homogenous domain whose K_s is calculated as the harmonic mean of each layer's K_s (Equation (9)), as suggested by Freeze and Cherry [46].

$$K_s = \frac{d}{\sum_{i=1}^{n} \frac{d_i}{K_{si}}} \tag{9}$$

where d is the total vertical thickness of all horizons, d_i the thickness of each individual layer, K_{si} the saturated hydraulic conductivity of the media in the individual layer, and n the total number of layers. Simulations were run with the HYDRUS-1D software [47]. A 30-day series of rainfall and meteorological data including temperature, humidity, wind speed, and sunshine hours, recorded in the Paris region were used to compute the upper boundary condition. A water ponding depth was fixed at the surface, the excess water being considered as surface runoff (overflow). The lower boundary condition was chosen as a constant water content equal to the saturated water content of the soil. The parameters of the van Genuchten-Mualem relationships (Table A2, Appendix C) were predicted with Rosetta PTFs based on the measured texture and bulk density, except for the K_s value, which depended on the modelling option.

3. Results and Discussion

3.1. Horizontal and Vertical Variability of Soil Characteristics

The values of θ_s, ρ, and K_s measured at each point of the four sites are provided as Supplementary data (Appendix A); further developments are based on standard statistics (Table 2). Figure 2 illustrates the variability of these three parameters for the three sites. A comparison between the measurements and "typical" literature values (based on the texture class) of these soil properties is also presented. Literature data originate from more than 30 states in the USA [48]. The factors at the origin of the intra-site variability were discussed in this section, based on visual inspections as well as measurements.

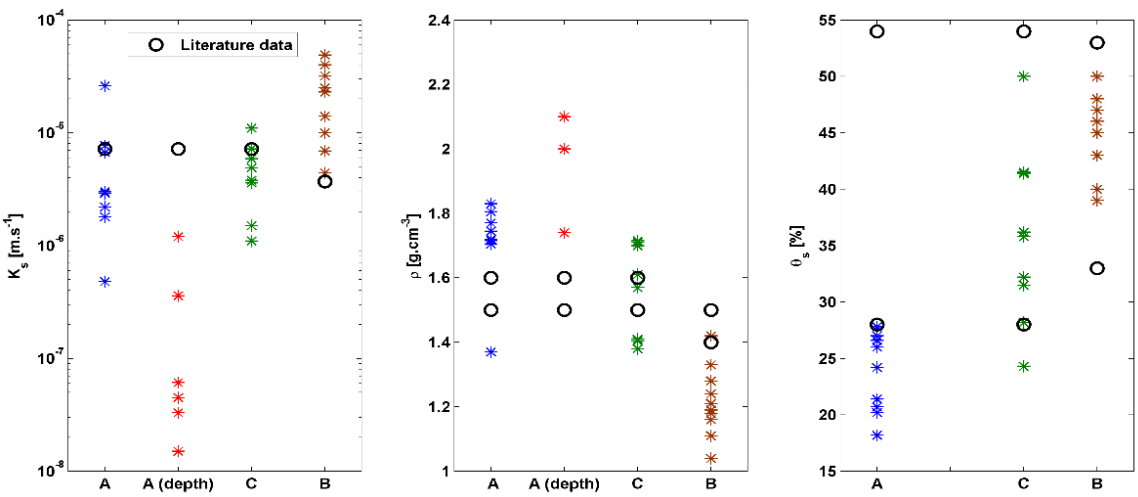


Figure 2. Scatter plot of saturated hydraulic conductivity K_s (m·s^{-1}), bulk density ρ (g·cm^{-3}), and saturated water content θ_s (%). The K_s literature value corresponds to the data mean value, while the two values for ρ and θ_s correspond to ±standard deviation about the mean.

Although sites A and C have similar textures (sandy loam), they display quite different saturated water content and bulk densities (Table 2). The values measured in site A are quite unusual in comparison with literature values, which may be the consequence of (i) a high compaction of the media during the construction of the swale; and (ii) the fact that the device is relatively recent—thus minimizing the long-term effects of vegetation growth and biological activity. Interestingly, both sites

have very similar hydraulic conductivities at the surface: the arithmetic mean value of K_s in sites A and C is 5.8×10^{-6} and 4.8×10^{-6} m·s^{-1}, respectively, which is also consistent with literature data. Site B, which is formed of a loamy soil, has a lower density, and higher saturated water content and hydraulic conductivity than the two former sites. The mean K_s value is 2.1×10^{-5} m·s^{-1}, while "typical" values are one order of magnitude lower. This difference may be attributed to the types of vegetation present (trees and clumps) and their growth (10 years), so that the development of roots and biological activity may create macropores [49], which tend to increase the saturated hydraulic conductivity. The two latter examples suggest that soil texture may be an insufficient for a reliable estimation of soil hydraulic properties, since other factors such as construction technique, vegetation cover, and biological activity constitute additional sources of variability. To confirm these hypotheses, it would be of interest to undertake studies comparing sites with the same characteristics and their evolution over time.

Whatever the site, the soil saturated water content and bulk density did not display high variability: the associated coefficients of variation (CV) were lower than 22 and 10%, respectively. These results are in accordance with the previous findings of Nielsen et al. [50]. However, the variability associated to the K_s parameter (at the surface) was found to be much higher, with a coefficient of variation ranging from 64% in site C to 134% in site A. In the latter case, there was visual evidence of an uneven distribution of the vegetation, which explain this higher variability [51]. The present results should be put into perspective with the findings of Mulla et al. and Vauclin et al. [52,53] who reported a coefficient of variation ranging from 48 to 352% for K_s; additionally Warrick [54] pointed out low variability of the bulk density and saturated water content (<15%) and high variability of saturated hydraulic conductivity (>50%).

With regards to the variation of the K_s parameter at the surface, it should be noted that no spatial trend was visible with respect to the longitudinal location within the swales or the filter strip. Contrariwise, the measurements at a depth of 20 cm were more than one order of magnitude lower than at the surface (Table 2), evidencing a vertical variability of K_s; this difference could be induced by the different infiltration test methods (Beerkan at the surface, Guelph at 20 cm). While Guelph was found to produce lower K_s measurements than other infiltration tests that explore a larger soil volume [55,56], no comparison was found in the literature to the Beerkan test, which explores a similar soil volume. The lower infiltration rates at 20 cm are consistent with other field observations. Firstly, a difference of compaction between the two layers was noted, as shown by the vertical increase in bulk density (from 1.70 to 1.94 g·cm^{-3}) with depth. As for this cause, Pitt et al. [57] have demonstrated that the saturated hydraulic conductivity of soil is highly affected by the degree of compaction. In the latter study, a sandy loam soil with a bulk density of 2 g·cm^{-3} was found to have a saturated hydraulic conductivity of 8×10^{-8} m·s^{-1}. The construction techniques may induce this level of compaction since for site A, the filter media was placed on a smooth geomembrane. Actually, a smooth underlying layer causes a significant decrease in saturated water content, as tested by Brown and Hunt [58]. In addition, the filter media was implemented in wet conditions, which may also have a strong impact on the degree of compaction, and subsequently, on the steady-state infiltration rate of the soil.

In order to further investigate the factors which may cause this significant decrease in K_s with increasing depth, 3 soil samples were composited from 6 subsamples collected respectively at the surface, 20 cm, and 30 cm depth in the bioretention swale; these samples were then analyzed for both their particle size distribution and their total calcium carbonate content. The results revealed no significant difference in particle size distribution with depth, negating the hypothesis of downward migration of fine particles. Conversely, the $CaCO_3$ increased with increasing depth, from 214 g/kg at the surface to 252 and 265 g/kg at 20 and 30 cm, respectively. As the sand used in the filter media mixture is basically calcareous, the decrease in saturated hydraulic conductivity and the increase in the bulk density might be due to $CaCO_3$ precipitation that "plugs" soil pores [59].

Table 2. Statistics of the measured saturated water content θ_s, bulk density ϱ, and saturated hydraulic conductivity K_s for the three sites.

		n	Min	Max	Median	SD	CV [%]	Arithmetic Mean
Site A Surface	θ_s [%]	9	18.2	27.8	24.2	3.5	15	23.6
	ϱ [g·cm^{-3}]	9	1.37	1.83	1.72	0.13	8	1.70
	K_s [m·s^{-1}]	9	4.8×10^{-7}	2.6×10^{-5}	2.9×10^{-6}	7.9×10^{-6}	134	5.8×10^{-6}
Site A (20 cm)	ϱ [g·cm^{-3}]	3	1.74	2.10	2.00	0.19	10	1.94
	K_s [m·s^{-1}]	6	1.5×10^{-8}	1.2×10^{-6}	5.3×10^{-8}	4.7×10^{-7}	163	2.9×10^{-7}
Site B	θ_s [%]	10	39	50	44	4.2	10	43.6
	ϱ [g·cm^{-3}]	10	1.04	1.42	1.20	0.10	9	1.22
	K_s [m·s^{-1}]	10	4.4×10^{-6}	4.9×10^{-5}	1.9×10^{-5}	1.5×10^{-5}	70	2.1×10^{-5}
Site C	θ_s [%]	9	24.3	50	35.8	7.8	22	35.7
	ϱ [g·cm^{-3}]	9	1.38	1.72	1.57	0.15	10	1.54
	K_s [m·s^{-1}]	9	1.1×10^{-6}	1.1×10^{-5}	3.8×10^{-6}	3×10^{-6}	64	4.8×10^{-6}

3.2. Measurement Uncertainties

The spatial variability of the saturated hydraulic conductivity at the surface should be compared with potential errors in the experimental measurements, which might also induce biases in the values determined by the "BEST" algorithm. Sensitivity analyses of the algorithm to experimental conditions have been the subject of multiple previous studies. One of these is Di Prima et al. [39], who stated that the BEST method leads to a good estimation when the prescribed conditions are respected (e.g., the attainment of the steady state). This section is dedicated to assessing the sensitivity of this algorithm to its input data (i.e., the initial water content θ_0, bulk density ϱ, and particle size distribution) when the experimental conditions are respected, but considering the possible occurrence of experimental errors. For example, a wrong estimation of θ_0 and ϱ may be the consequence of a non-complete cylinder taken at the beginning of the test. Additionally, these two parameters might show "local" variability, i.e., at a very small scale, inducing differences between the point where infiltration was conducted and the adjacent point where the cylinder was taken. This spatial variability was quantified during this study by collecting 5 samples at a small scale. It was found to be equal to ±0.05 cm^3·cm^{-3} and ±0.1 g·cm^{-3} for θ_0 and ϱ, respectively. Assuming that the soil texture does not vary at this scale and that the cumulated infiltration curve (Figure 3) was assessed precisely, the two remaining sources of experimental errors are θ_0 and ϱ, the effects of which will be discussed in the following developments.

Figure 4 presents the sensitivity of the estimated hydraulic conductivity to θ_0 and ϱ for four tests (carried out in sites A, B, and C) with different initial conditions. Tests B3 and C1 were conducted in a soil with relatively low bulk density (1.28 and 1.38 g·cm^{-3}, respectively), at different initial water contents (19 and 28.5% respectively), while for the other two tests, A6 and C6, the bulk density was higher (1.72 and 1.70 g·cm^{-3}, respectively) and the initial water content was equal to 8.1 and 27.3% respectively.

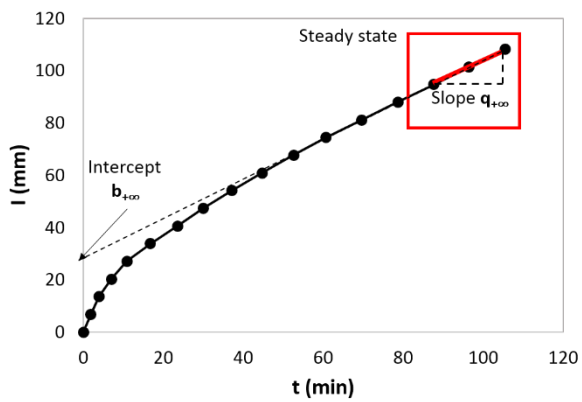


Figure 3. Example of the cumulative infiltration curve I(t) from site A. The slope and intercept of the steady state model are also represented.

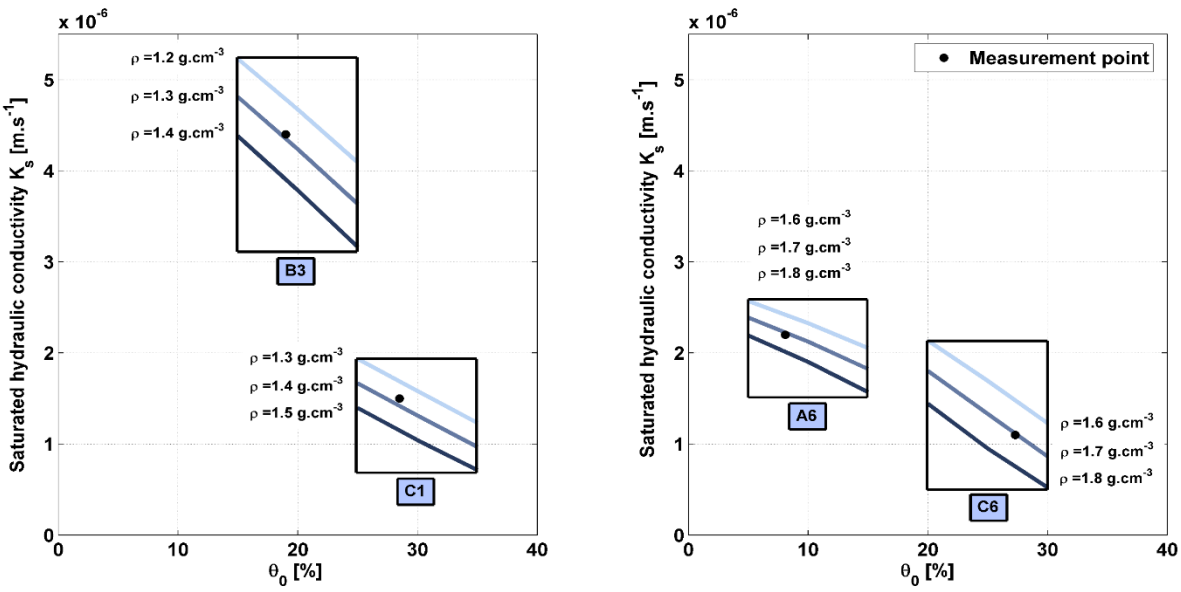


Figure 4. K_s sensitivity to θ_0 and ρ in four typical examples from sites A, B, and C. The corresponding results of each individual measurement can be found in Table A1 (Appendix A).

It should be kept in mind that Figure 4 does not represent the dependency of K_s upon the soil parameters, but the dependency of the estimation method (i.e., the "BEST-steady" algorithm) on its measured input data. Hence, for a given infiltration curve, the predicted K_s decreases with increasing θ_0 and ρ. Results show that for the four measurement points, the error in the predicted hydraulic conductivity due to a ±0.05 $cm^3 \cdot cm^{-3}$ variation in θ_0 is larger than the error induced by ±0.1 $g \cdot cm^{-3}$ variation in ρ. For example, for point B3, these errors represent 13% and 9.5% of the K_s measurement value, respectively. For tests A6 and B3, an error of ±0.05 $cm^3 \cdot cm^{-3}$ in the initial water content causes an error of 12 and 13% of the K_s measurement values, respectively. With regards to the points C1 and C6, which display the highest bulk densities and the lowest hydraulic conductivities among these four examples, the potential bias induced by a ±0.05 $cm^3 \cdot cm^{-3}$ error in the initial water content corresponds respectively to 23% and 32% of the calculated K_s value.

Therefore, the "BEST-Steady" algorithm appears to be a precise and robust tool to predict the soil's saturated hydraulic conductivity; yet, it is more sensitive to experimental errors if the soil is initially near saturation, especially for high bulk density soils. In all cases, the potential error related to a wrong but probable measurement of θ_0 or ρ is lower than the coefficient of variation of K_s within each site.

3.3. The Accuracy of the Pedotransfer Functions

In order to emphasize potential differences between the estimation methods of the curves K(h) and θ(h), three characteristic points of these relationships were evaluated—describing the state of soil under saturated conditions, the field capacity (h = 2.5 pF), and wilting point (h = 4 pF) [60]—after assessing the soil hydraulic parameters of the four sites via Rosetta and the "BEST" algorithm, respectively. Three pedotransfer functions were tested, which used different input data: (i) textural class; (ii) particle size analysis; and (iii) particle size analysis and average bulk density measured in the field. The results are shown in Table 3.

Regarding the saturated hydraulic conductivity in sites A and C, the maximum difference between Rosetta estimation and "BEST" prediction is 3.0×10^{-6} and 1.5×10^{-6} $m \cdot s^{-1}$, respectively, which falls within the measured spatial variability of this parameter in these two devices, but is higher than the experimental bias evaluated in Section 3.2. In site B, where pedotransfer functions underestimate K_s, the maximum difference is 1.9×10^{-5} $m \cdot s^{-1}$, while the standard deviation of the measurements is 1.5×10^{-5} $m \cdot s^{-1}$. In this site, the development of vegetation roots over time may have caused modifications in the

soil structure that were not taken into consideration in the PTFs functions [61]. Yet, it appears that the accuracy of Rosetta predictions does not necessarily increase with increasing precision of the input data (e.g., in site A, the mean K_s is better predicted without adding the bulk density, and in site C, it is better predicted with the textural class only). Following a similar approach (based on laboratory measurements of K_s on undisturbed soil samples from an agricultural field), [62] came to the same conclusion—as long as the 4th hierarchical level of input data (i.e., including textural class, soil texture, bulk density and the water content at field capacity) was not reached.

Table 3. Comparison between Rosetta estimations and experimental measurements of the curves K (h) and θ (h) (mean (standard deviation) of all the measurements carried out in each site).

		Permeability Curve K(h) ($m \cdot s^{-1}$)			Retention Curve θ(h) (%)		
		K_s	K (2.5 pF)	K (4 pF)	θ_s	θ (2.5 pF) θ/θ_s (%)	θ (4 pF) θ/θ_s (%)
Site A	Rosetta (Textural class)	4.4×10^{-6}	5.1×10^{-10}	1.1×10^{-14}	38.7	14.7 38	3.2 8
	Rosetta (%Sand, Silt, Clay)	5.8×10^{-6}	2.6×10^{-10}	5.7×10^{-15}	38.4	12.7 33	2.7 7
	Rosetta (%Sand, Silt, Clay + ϱ)	2.9×10^{-6}	8.0×10^{-11}	2.5×10^{-15}	33.0	11.2 34	2.8 8
	Mean BEST values	5.9×10^{-6} (7.9×10^{-6})	3.4×10^{-10} (5.8×10^{-10})	3.0×10^{-14} (5.1×10^{-14})	23.5 (3.5)	9.6 (1.9) 40	4.2 (0.9) 18
Site B	Rosetta (Textural class)	1.4×10^{-6}	2.1×10^{-9}	4.4×10^{-14}	39.9	21.0 53	4.3 10
	Rosetta (%Sand, Silt, Clay)	1.7×10^{-6}	3.0×10^{-9}	5.3×10^{-14}	39.6	20.7 52	4.0 10
	Rosetta (%Sand, Silt, Clay + ϱ)	4.8×10^{-6}	1.5×10^{-8}	1.7×10^{-13}	42.5	22.7 53	3.6 8
	Mean BEST values	2.1×10^{-5} (1.5×10^{-5})	4.0×10^{-9} (7.1×10^{-9})	4.6×10^{-13} (8.0×10^{-13})	43.6 (4.2)	20.4 (2.8) 47	9.9 (1.4) 23
Site C	Rosetta (Textural class)	4.4×10^{-6}	5.1×10^{-10}	1.1×10^{-14}	38.7	14.7 38	3.2 8
	Rosetta (%Sand, Silt, Clay)	3.9×10^{-6}	5.7×10^{-10}	1.9×10^{-14}	38.7	16.543	4.2 10
	Rosetta (%Sand, Silt, Clay + ϱ)	3.3×10^{-6}	3.7×10^{-10}	1.1×10^{-14}	36.6	14.8 40	3.6 10
	Mean BEST values	4.8×10^{-6} (3.0×10^{-6})	5.9×10^{-10} (9.4×10^{-10})	5.5×10^{-14} (8.8×10^{-14})	35.7 (7.8)	16.0 (4.4) 45	7.3 (2.0) 20

The preceding remarks also apply to the hydraulic conductivity at field capacity and wilting point K (2.5 pF) and K (4 pF): Rosetta predictions fall within the spatial variability for sites A, B, and C.

As for the retention curve, pedotransfer functions appear to be quite accurate in predicting θ_s and θ (2.5 pF) for sites B and C; however, the measured values in site A are significantly lower than the Rosetta prediction, whatever the input data. This observation is a probable consequence of the unusually high bulk density in this infiltration system (1.7–1.9 $g \cdot cm^{-3}$), which significantly decreased the soil's porosity. In order to further assess the predictive capacity of the Rosetta model, the comparison was realized based on effective saturation θ/θ_s (%). The latter measure expresses the shape parameter n and scale parameter h_g of the van Genuchten model. At 2.5 pF, the maximum differences in effective saturation between Rosetta and BEST for the three sites are equal to 5 to 7%. However, at 4 pF, the two estimation methods lead to different values and higher differences in effective saturation (11 to 15%), which may be related to intrinsic differences between the van Genuchten-Mualem and the van Genuchten with Burdine's condition models, resulting in non-overlaying curves at high-pressure heads.

Hence, pedotransfer functions globally appear to be relevant tools for estimating K_s when the natural variability of this parameter is not important and the structure of the soil is marginally affected by either long-term factors such as vegetation growth or short-term conditions as a construction technique.

3.4. Effect of Horizontal and Vertical Variability of Soil Hydraulic Properties on the Hydrological Performance

3.4.1. Number of Infiltration Measurements Needed for a Representative Value of K_s

The quantiles $Q_{0.1}$ and $Q_{0.9}$ normalized by the mean m of the population are plotted as a function of the sample size for the three sites A, B, and C in Figure 5. These quantiles constitute an empirical 80% confidence interval which represents the uncertainty in the estimation of K_s mean value from N measurements.

This uncertainty on the evaluation of K_s arithmetic mean decreases with an increasing number of measurements. For example, considering a small number of measurements N = 2, it is equal to a factor of 2–3. Yet, with a larger number of measurement N = 8, this uncertainty decreases to a factor <2, for all three sites. Additionally, the quantiles intervals show an asymptotic behavior, starting from a certain number of measurements. Thus, an increase in infiltration measurements beyond this certain number does not necessarily yield a better evaluation of K_s.

Actually, site A presents a high dispersion of the measured values; as a reminder, the coefficient of variation of K_s was 134%, while this variation was <70% for sites B and C. Hence the uncertainty on K_s mean associated with N measurements for the latter two sites is lower than for site A. This variation from one site to another is due to the dispersion parameters of the log-normal distribution that derive directly from spatial variability of K_s within each site.

Therefore, the number of infiltration measurements depends on two factors: the required level of uncertainty on K_s evaluation and the studied site. For an uncertainty of a factor of two or less, which is operationally acceptable, this number is equal to 4 (resp. 8) measurements for sites B and C (resp. site A). This brings into question the consequence of this level of uncertainty on the hydrological modelling of SuDS.

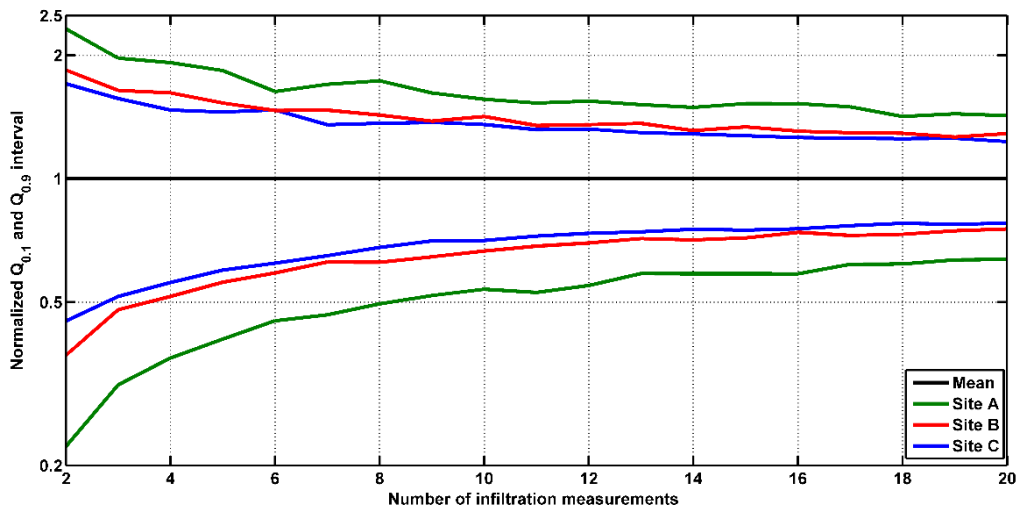


Figure 5. The quantiles $Q_{0.1}$ and $Q_{0.9}$ of K_s arithmetic mean as a function of a number of measurements for sites A, B, and C (normalized by the mean m of the population).

3.4.2. Effect of the Horizontal and Vertical Variability of Soil Hydraulic Properties on the Hydrological Modelling

Modelling results including drained fluxes and cumulated drained/runoff volumes are shown in Figure 6. The considered K_s values in the different scenarios are equal to (1) the mean m of the surface measurements (6.1×10^{-6} m·s^{-1}); (2) the Rosetta predicted value based on the particle size distribution (5.8×10^{-6} m·s^{-1}); and lastly (3) the quantiles calculated in Section 3.4.1 ($Q_{0.1}$ (3×10^{-6} m·s^{-1}) and $Q_{0.9}$ (1×10^{-5} m·s^{-1}) for N = 8, corresponding to an uncertainty of a factor of two for site A). With regards to the vertical variability, the average K_s value at 20 cm and the harmonic mean are equal to 2.9×10^{-7} m·s^{-1} and 4.8×10^{-7} m·s^{-1}, respectively.

Regarding simulations considering only the surface measurements, results show a variation in dynamic fluxes when K_s values vary. The peaks and troughs corresponding to the mean of the population and Rosetta prediction (referred to as Mean 1 L and Rosetta 1 L, respectively) are very similar: their peaks are around 400 L·h^{-1}. However, these peaks decrease (resp. increase) by a factor of 2 when K_s value is equal to the quantile $Q_{0.1}$ (resp. $Q_{0.9}$). Although an increase in K_s value by a factor of 1.6 results in a notable increase in peak fluxes, it does not necessarily induce a remarkable increase in the cumulated drained volume, which amounts to ~4 × 10^4 L at the end of the simulation period for the mean, Rosetta, and $Q_{0.9}$. In contrast, a decrease in K_s value as for $Q_{0.1}$ has an impact on the cumulated drained volume, since it allows more water accumulation on the surface, leading to the generation of runoff (overflow) when the depth of water exceeds the available ponding depth. Therefore, a threshold is observed in the impact of K_s on the outputs, corresponding to the moment where the surface water exceeds the available ponding-depth.

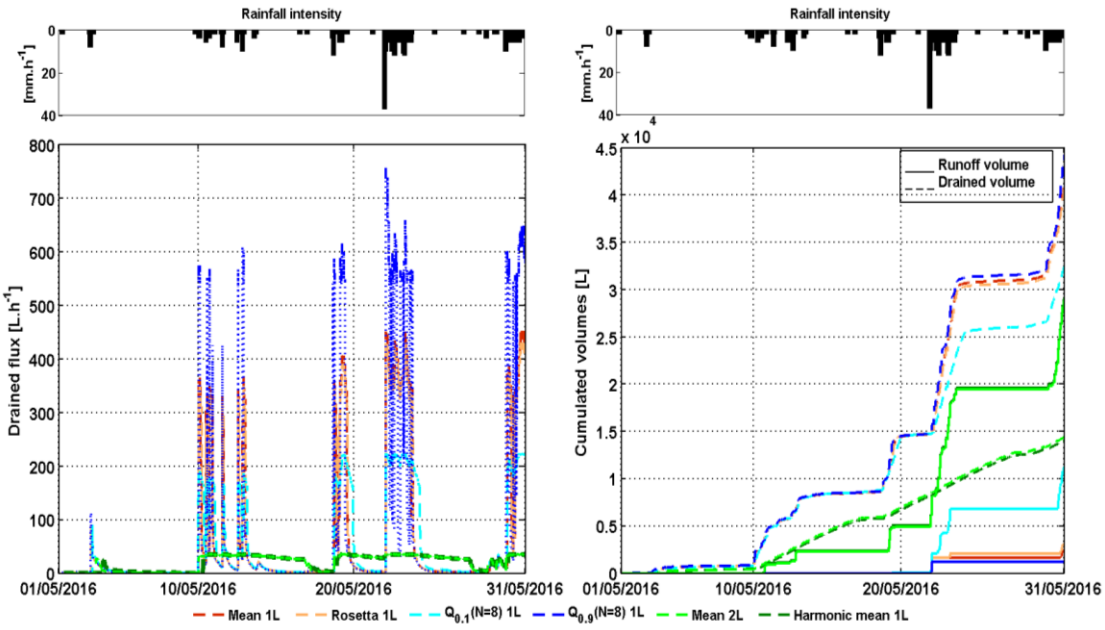


Figure 6. Simulation results: drained flux (L·h^{-1}) and cumulated drained/runoff volumes (L) over one month period.

Regarding the vertical variability, the outputs of a two-layered system with an attributed K_s for each layer is referred to as Mean 2 L, while the homogeneous layer with a harmonic mean K_s is referred to as Harmonic mean 1 L. At first, the results revealed no significant differences in dynamics and fluxes between the two-layered model and the homogeneous layer model. However, when comparing, the latter two approaches that account for vertical variability to the previous approaches that consider only the surface horizontal variability, large gaps in their outputs are identified. For instance, the inclusion of vertical variability in the model either by a two-layered or one layer domain sharply reduces the peak drained flux by a factor of 12. Additionally, the infiltration dynamics are completely smoothed and the drainage time is no longer comparable. The latter increased from several hours to several days (7 to 10 days) for the Mean 1L and the Mean 2 L/Harmonic mean 1 L, respectively. The vertical variability also has implications on the water balance. To illustrate this statement, the drained volumes constitute >80% of the water volumes and the runoff <20% if only the surface measurements are considered, whereas their relative importance is inverted when the vertical variability is considered (30% and 70%, respectively).

Therefore, results significantly emphasize the impact of vertical variability on the model outputs. Neglecting this variability when it exists might introduce discrepancies in the overall simulations results. The effect of a layer having very low K_s is better accounted for by a harmonic mean of each layer's K_s than by a simple arithmetic mean. Thus, a homogenous domain whose K_s is equal to a

harmonic mean could replace a two-layered system. Consequently, factors causing this variability, such as construction techniques inducing high compaction level in addition to the type of sand used in the media (as discussed in Section 3.1), may cause an important variation in the SuDS' hydrologic performance. This prevents the facility from mimicking the pre-development conditions in order to mitigate peaks inflow without producing overflow.

4. Conclusions

Uncertainty in soil hydraulic properties related to evaluation/measurement method, as well as intrinsic horizontal and vertical variability, were investigated in this paper for three roadside sustainable drainage systems (SuDS). Analysis of factors affecting this variability, as well as its effects on the simulated water dynamics and volumes, was achieved.

The horizontal variability of the saturated hydraulic conductivity was found to be high, with a coefficient of variation ranging from 60 to 160% within each device, without any visible spatial trend. Additionally, a notable vertical variability was found in one of the studied sites (the bioretention swale). Construction techniques (compaction), uneven development of vegetation and biological activity, operating time, as well as calcium carbonate precipitation, could play an important role on soil hydraulic properties values and their spatial variability.

Spatial variability of the soil hydraulic properties was found to be dominant relative to the uncertainties in PTFs predictions and those induced by the experimental errors. The PTFs predict the water retention and hydraulic conductivity curves with reasonable accuracy for two sites out of three.

The number of infiltration measurements that might be conducted in order to accurately evaluate the arithmetic mean of K_s with an uncertainty of a factor of two or less and at 80% confidence level was found to be four/eight, depending on the studied site.

The effect of horizontal and vertical variability of the K_s value on the predicted hydrologic performance of a bioretention cell was assessed using the HYDRUS-1D software. The results clearly highlight the significant impact of K_s on the simulated water dynamics, including drained flux and volume. In addition, the vertical variability was found to be the most impacting relative to the horizontal variability of K_s and its assessment method. This vertical variability could modify the long-term hydrologic performance of SuDS and the flow apportionment by decreasing infiltration into the soil and increasing the overland flow. Consequently, to effectively represent the spatial variability when modeling an infiltration SuDS, soil measurements should be conducted at the surface, and vertically as well. A harmonic mean value of each layer's K_s applied to a homogenous domain could be an alternative to a two-layered domain with two different K_s.

In this study, the temporal variability of soil hydraulic properties was not investigated. An in-depth investigation of this variability and its dependency on the climate, maintenance techniques, and other temporal factors such as biological activity and highway sediment deposition, would also be needed. Such an investigation would be helpful in the development of hydrological models by promoting the implementation of time-variable soil hydraulic properties.

Author Contributions: This study was designed by T.K., M.-C.G., D.R. and G.C. The manuscript was prepared by T.K. and revised by D.T., M.-C.G., D.R. and G.C. M.S. participated in the field infiltration measurements.

Funding: This research was funded by OPUR and ROULEPUR research program (https://www.leesu.fr/opur/ and https://www.leesu.fr/Presentation-du-Programme-Roulepur), Ecole des Ponts ParisTech, National Council for Scientific Research (CNRS-L) and Lebanese University.

Acknowledgments: This study has been conducted within the framework of the OPUR Observatory of Urban Pollutants in Paris and the ROULEPUR research program. The authors gratefully acknowledge OPUR partners (AESN, SIAAP, CD92, CD93, CD94, Ville de Paris), ONEMA and the Seine Normandie Water Agency, National Council for Scientific Research (CNRS-L), Lebanese University, Ecole des Ponts ParisTech for financial support. We would like also to acknowledge the Seine-et-Marne Departmental Council, for their partnership and technical–support, Jean-Francois Durmont and Philippe Dubois for helping with field infiltration measurements.

Conflicts of Interest: The authors declare no conflict of interest.

Appendix A

Table A1. Soil hydraulic properties at each measurement point and for the four sites A, B, C and D.

		Bulk Density ϱ (g·cm³)	Initial Water Content θ_0 (%)	Saturated Water Content θ_s Calculated (%)	Saturated Water Content θ_s Measured (%)	Saturated Hydraulic Conductivity K_s (m·s⁻¹)
Site A (Surface)	A1	1.72	16.1	35.3	21.4	1.8×10^{-6}
	A2	1.37	5.7	48.3	27.8	2.6×10^{-5}
	A3	1.83	13.2	30.9	26.6	7.7×10^{-6}
	A4	1.81	10.4	31.9	20.2	3.0×10^{-6}
	A5	1.72	11.6	35.3	20.7	2.9×10^{-6}
	A6	1.72	8.1	35.7	18.2	2.2×10^{-6}
	A7	1.75	12.4	34.2	27	6.7×10^{-6}
	A8	1.72	16.3	35.1	24.2	4.8×10^{-7}
	A9	1.77	8.7	33.2	26	1.8×10^{-6}
Site A (20 cm depth)	A2-20	-	-	-	-	6.1×10^{-8}
	A4-20	2	-	-	-	3.6×10^{-7}
	A5-20	-	-	-	-	4.5×10^{-8}
	A7-20	2.1	-	-	-	3.3×10^{-8}
	A8-20	-	-	-	-	1.5×10^{-8}
	A9-20	1.74	-	-	-	1.2×10^{-6}
Site B	B1	1.21	39	54.3	46	4.0×10^{-5}
	B2	1.04	14	60.8	50	3.2×10^{-5}
	B3	1.28	19	51.7	43	4.4×10^{-6}
	B4	1.24	23	53.2	45	4.9×10^{-5}
	B5	1.11	24	58.1	47	2.3×10^{-5}
	B6	1.16	30	56.2	48	1.0×10^{-5}
	B7	1.42	31	46.4	39	2.5×10^{-5}
	B8	1.33	29	49.8	39	1.4×10^{-5}
	B9	1.18	32	55.5	40	6.9×10^{-6}
	B10	1.19	26	55.1	39	1.0×10^{-5}
Site C	C1	1.38	28.5	47.9	41.5	1.5×10^{-6}
	C2	1.41	26.5	47.0	36.2	7.2×10^{-6}
	C3	1.72	21.8	35.3	41.4	4.9×10^{-6}
	C4	1.61	22.0	39.2	24.3	3.6×10^{-6}
	C5	1.57	16.8	40.8	31.5	3.8×10^{-6}
	C6	1.7	27.3	35.8	32.2	1.1×10^{-6}
	C7	1.71	18.4	35.5	28.2	3.8×10^{-6}
	C8	1.38	22.2	47.9	35.8	5.9×10^{-6}
	C9	1.41	27.4	46.8	50	1.1×10^{-5}

Appendix B

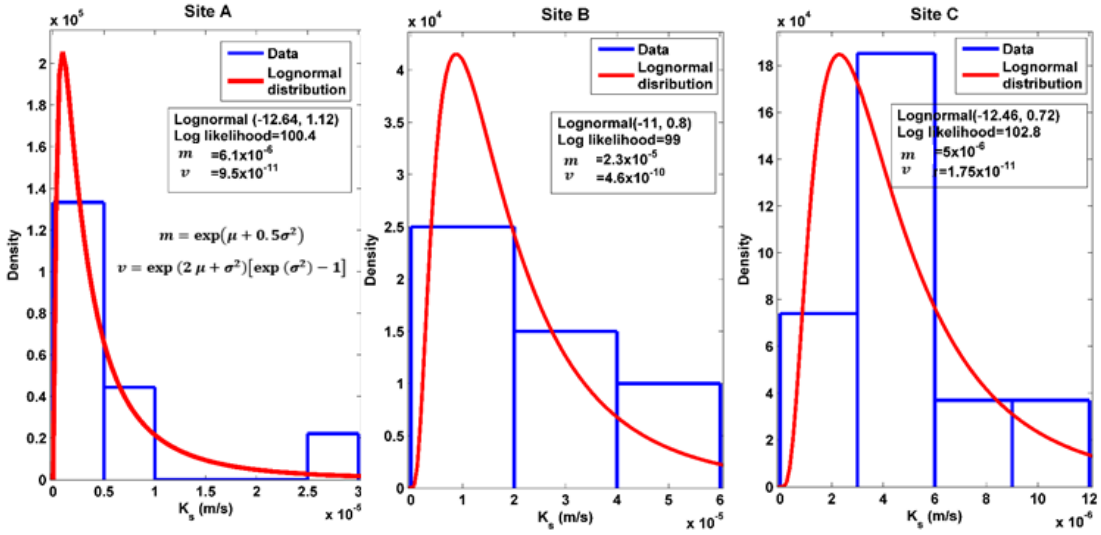


Figure A1. Density histogram and probability density function (PDF) of the log-normal distribution Lognormal (μ, σ) of K_s values for sites A, B and C. With μ and σ the mean and standard deviation of the normal distribution of ln(K_s), and m and v the mean and the variance of the population.

Appendix C

Table A2. van Genuchten-Mualem input parameters for HYDRUS 1D.

Van Genuchten Parameters	θ_r (cm³·cm⁻³)	θ_s (cm³·cm⁻³)	$1/h_g$ (cm⁻¹)	n
At the surface	0.0395	0.23	0.044	1.4128
At 20 cm depth	0.0354	0.275	0.0552	1.2775

References

1. Coombes, P. J.; Kuczera, G.; Kalma, J. D.; Argue, J. R. An evaluation of the benefits of source control measures at the regional scale. *Urban Water* **2002**, *4*, 307–320, doi:10.1016/S1462-0758(02)00028-6.
2. Liu, A.; Goonetilleke, A.; Egodawatta, P. Taxonomy for rainfall events based on pollutant wash-off potential in urban areas. *Ecol. Eng.* **2012**, *47*, 110–114, doi:10.1016/j.ecoleng.2012.06.008.
3. Davis, A. P. Green Engineering Promote Low-Impact Development. *Environ. Sci. Technol.* **2005**, *39*, 338A–344A
4. Davis, A. P. Field Performance of Bioretention: Hydrology Impacts. *J. Hydrol. Eng.* **2008**, *13*, 90–95, doi:10.1061/(ASCE)1084-0699(2008)13:2(90).
5. Bäckström, M.; Viklander, M.; Malmqvist, P.-A. Transport of stormwater pollutants through a roadside grassed swale. *Urban Water J.* **2006**, *3*, 55–67, doi:10.1080/15730620600855985.
6. Barrett, M. E.; Walsh, P. M.; Jr., J. F. M.; Charbeneau, R. J. Performance of Vegetative Controls for Treating Highway Runoff. *J. Environ. Eng.* **1998**, *124*, 1121–1128, doi:10.1061/(ASCE)0733-9372(1998)124:11(1121).
7. Deletic, A.; Fletcher, T. D. Performance of grass filters used for stormwater treatment—a field and modelling study. *J. Hydrol.* **2006**, *317*, 261–275, doi:10.1016/j.jhydrol.2005.05.021.
8. Rezaei, M.; Seuntjens, P.; Joris, I.; Boënne, W.; Van Hoey, S.; Campling, P.; Cornelis, W. M. Sensitivity of water stress in a two-layered sandy grassland soil to variations in groundwater depth and soil hydraulic parameters. *Hydrol. Earth Syst. Sci. Discuss.* **2015**, *12*, 6881–6920, doi:10.5194/hessd-12-6881-2015.
9. Clothier, B. E.; Smettem, K. R. J. Combining laboratory and field measurements to define the hydraulic properties of soil. *Soil Sci. Soc. Am. J.* **1990**, *54*, 299–304.
10. Jhorar, R. K.; Van Dam, J. C.; Bastiaanssen, W. G. M.; Feddes, R. A. Calibration of effective soil hydraulic parameters of heterogeneous soil profiles. *J. Hydrol.* **2004**, *285*, 233–247.

11. Angulo-Jaramillo, R.; Vandervaere, J.-P.; Roulier, S.; Thony, J.-L.; Gaudet, J.-P.; Vauclin, M. Field measurement of soil surface hydraulic properties by disc and ring infiltrometers: A review and recent developments. *Soil Tillage Res.* **2000**, *55*, 1–29, doi:10.1016/S0167-1987(00)00098-2.
12. Reynolds, W. D.; Elrick, D. E.; Youngs, E. G.; Booltink, H. W. G.; Bouma, J.; Dane, J. H. Saturated and Field-Saturated Water Flow Parameters: Laboratory methods. In *Methods of Soil Analysis*; Soil Science Society of America, Madison, WI, USA. **2002**; pp. 688–690.
13. Ahmed, F.; Gulliver, J. S.; Nieber, J. L. Field infiltration measurements in grassed roadside drainage ditches: Spatial and temporal variability. *J. Hydrol.* **2015**, *530*, 604–611, doi:10.1016/j.jhydrol.2015.10.012.
14. Weiss, P. T.; Gulliver, J. S. Effective saturated hydraulic conductivity of an infiltration-based stormwater control measure. *J. Sustain. Water Built Environ.* **2015**, *1*, 04015005.
15. Jabro, J. D.; Iversen, W. M.; Stevens, W. B.; Evans, R. G.; Mikha, M. M.; Allen, B. L. Physical and hydraulic properties of a sandy loam soil under zero, shallow and deep tillage practices. *Soil Tillage Res.* **2016**, *159*, 67–72, doi:10.1016/j.still.2016.02.002.
16. Logsdon, S. D. CS616 Calibration: Field versus Laboratory. *Soil Sci. Soc. Am. J.* **2009**, *73*, 1, doi:10.2136/sssaj2008.0146.
17. Marín-Castro, B. E.; Geissert, D.; Negrete-Yankelevich, S.; Gómez-Tagle Chávez, A. Spatial distribution of hydraulic conductivity in soils of secondary tropical montane cloud forests and shade coffee agroecosystems. *Geoderma* **2016**, *283*, 57–67, doi:10.1016/j.geoderma.2016.08.002.
18. Sobieraj, J. A.; Elsenbeer, H.; Coelho, R. M.; Newton, B. Spatial variability of soil hydraulic conductivity along a tropical rainforest catena. *Geoderma* **2002**, *108*, 79–90.
19. Mubarak, I.; Angulo-Jaramillo, R.; Mailhol, J. C.; Ruelle, P.; Khaledian, M.; Vauclin, M. Spatial analysis of soil surface hydraulic properties: Is infiltration method dependent? *Agric. Water Manag.* **2010**, *97*, 1517–1526, doi:10.1016/j.agwat.2010.05.005.
20. Rienzner, M.; Gandolfi, C. Investigation of spatial and temporal variability of saturated soil hydraulic conductivity at the field-scale. *Soil Tillage Res.* **2014**, *135*, 28–40, doi:10.1016/j.still.2013.08.012.
21. Brooks, R.; Corey, T. Hydraulic Properties of Porous Media; Hydrology Papers Colorado State University: Fort Collins, CO, USA, **1964**.
22. Mualem, Y. A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media. *Water Resour. Res.* **1976**, *12*, 513–522, doi:10.1029/WR012i003p00513.
23. van Genuchten, M. T. A Closed-form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils1. *Soil Sci. Soc. Am. J.* **1980**, *44*, 892, doi:10.2136/sssaj1980.03615995004400050002x.
24. Burdine, N. Relative permeability calculations from pore size distribution data. *J. Pet. Technol.* **1953**, *5*, 71–78.
25. Bouwer, H. Rapid field measurement of air entry value and hydraulic conductivity of soil as significant parameters in flow system analysis. *Water Resour Res* **1966**, *2*, 729–738.
26. McBratney, A. B.; Minasny, B.; Cattle, S. R.; Vervoort, R. W. From pedotransfer functions to soil inference systems. *Geoderma* **2002**, *109*, 41–73, doi:10.1016/S0016-7061(02)00139-8.
27. Schaap, M. G.; Leij, F. J.; Van Genuchten, M. T. ROSETTA: a computer program for estimating soil hydraulic parameters with hierarchical pedotransfer functions. *J. Hydrol.* **2001**, *251*, 163–176.
28. Lin, H. S.; McInnes, K. J.; Wilding, L. P.; Hallmark, C. T. Effects of Soil Morphology on Hydraulic Properties. *Soil Sci. Soc. Am. J.* **1999**, *63*, 955, doi:10.2136/sssaj1999.634955x.
29. Lassabatère, L.; Angulo-Jaramillo, R.; Winiarski, T.; Yilmaz, D. *BEST Method: Characterization of Soil Unsaturated Hydraulic Properties*;In: Caicedo, et al. (Eds.), Advances in Unsaturated Soils. CRC Press, Taylor and Francis Group, London, **2013**.
30. Reynolds, W. D.; Elrick, D. E. In situ measurement of field-saturated hydraulic conductivity, sorptivity, and the α-parameter using the Guelph permeameter. *Soil Sci.* **1985**, *140*, 292–302.
31. Cannavo, P.; Coulon, A.; Charpentier, S.; Béchet, B.; Vidal-Beaudet, L. Water balance prediction in stormwater infiltration basins using 2-D modeling: An application to evaluate the clogging process. *Int. J. Sediment Res.* **2018**.
32. Lassabatère, L.; Angulo-Jaramillo, R.; Soria Ugalde, J. M.; Cuenca, R.; Braud, I.; Haverkamp, R. Beerkan Estimation of Soil Transfer Parameters through Infiltration Experiments—BEST. *Soil Sci. Soc. Am. J.* **2006**, *70*, 521, doi:10.2136/sssaj2005.0026.
33. Reynolds, W. D.; Elrick, D. E. Ponded infiltration from a single ring: I. Analysis of steady flow. *Soil Science Society of America Journal* **1990**.
34. Topp, G. C.; Ferré, P. A. 3.1 Water content. In *Methods of Soil Analysis;* Soil Science Society of America, Madison, WI, USA. **2002**; pp. 417–545.

35. Haverkamp, R.; Ross, P. J.; Smettem, K. R. J.; Parlange, J. Y. Three-dimensional analysis of infiltration from the disc infiltrometer: 2. Physically based infiltration equation. *Water Resour. Res.* **1994**, *30*, 2931–2935, doi:10.1029/94WR01788.
36. Bagarello, V.; Di Prima, S.; Iovino, M. Comparing Alternative Algorithms to Analyze the Beerkan Infiltration Experiment. *Soil Sci. Soc. Am. J.* **2014**, *78*, 724, doi:10.2136/sssaj2013.06.0231.
37. Yilmaz, D.; Lassabatere, L.; Angulo-Jaramillo, R.; Deneele, D.; Legret, M. Hydrodynamic Characterization of Basic Oxygen Furnace Slag through an Adapted BEST Method. *Vadose Zone J.* **2010**, *9*, 107, doi:10.2136/vzj2009.0039.
38. Philip, J. R. The theory of infiltration: 4. Sorptivity and algebraic infiltration equations. *Soil Sci.* **1957**, *84*, 257–264, doi:10.1097/00010694-195709000-00010.
39. Di Prima, S.; Lassabatere, L.; Bagarello, V.; Iovino, M.; Angulo-Jaramillo, R. Testing a new automated single ring infiltrometer for Beerkan infiltration experiments. *Geoderma* **2016**, *262*, 20–34, doi:10.1016/j.geoderma.2015.08.006.
40. *Eijkelkamp Guelph Permeameter—Operating Instructions*; Eijkelkamp: Giesbeek, The Netherlands, **2011**.
41. Elrick, D. E.; Reynolds, W. D. Methods for Analyzing Constant-Head Well Permeameter Data. *Soil Sci. Soc. Am. J.* **1992**, *56*, 320, doi:10.2136/sssaj1992.03615995005600010052x.
42. Gardner, W. R. Some steady-state solutions of the unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from a water table. *Soil Sci.* **1958**, *85*, 228–232.
43. Bresler, E.; Dagan, G. Unsaturated flow in spatially variable fields: 2. Application of water flow models to various fields. *Water Resour. Res.* **1983**, *19*, 421–428.
44. Muñoz-Carpena, R.; Regalado, C. M.; Álvarez-Benedi, J.; Bartoli, F. Field evaluation of the new Philip-Dunne permeameter for measuring saturated hydraulic conductivity. *Soil Sci.* **2002**, *167*, 9–24.
45. Lilliefors, H. W. On the Kolmogorov-Smirnov test for normality with mean and variance unknown. *J. Am. Stat. Assoc.* **1967**, *62*, 399–402.
46. Freeze, R. A.; Cherry, J. A. *Groundwater, 604 pp*; Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ, 1979;
47. Simunek, J.; Sejna, M.; Saito, H.; Sakai, M.; Van Genuchten, M. T. *The Hydrus-1D Software Package for Simulating the Movement of Water, Heat, and Multiple Solutes in Variably Saturated Media*; Department of Environmental Sciences, University of California Riverside: Riverside, California, USA, 2013; p. 342;.
48. Rawls, W. J.; Brakensiek, D. L.; Saxton, K. E. Estimation of soil water properties. *Trans Asae* **1982**, *25*, 1316–1320.
49. Archer, N. A. L.; Quinton, J. N.; Hess, T. M. Below-ground relationships of soil texture, roots and hydraulic conductivity in two-phase mosaic vegetation in South-east Spain. *J. Arid Environ.* **2002**, *52*, 535–553, doi:10.1006/jare.2002.1011.
50. Nielsen, D.; Biggar, J. W.; Erh, K. T.; others Spatial variability of field-measured soil-water properties. *Calif. Agric.* **1973**, *42*, 215–259.
51. Wang, C.; Zhao, C.; Xu, Z.; Wang, Y.; Peng, H. Effect of vegetation on soil water retention and storage in a semi-arid alpine forest catchment. *J. Arid Land* **2013**, *5*, 207–219, doi:10.1007/s40333-013-0151-5.
52. Mulla, D. J.; McBratney, A. B.; Warrick, A. W. Soil spatial variability. In *Soil Physics Companion,* CRC Press LLC, Boca Raton, USA; **2002**; pp. 343–373.
53. Vauclin, M.; Vieira, S. R.; Bernard, R.; Hatfield, J. L. Spatial variability of surface temperature along two transects of a bare soil. *Water Resour. Res.* **1982**, *18*, 1677–1686.
54. Warrick, A. W. Spatial variability. In *Environmental Soil Physics*; Academic Press, San Diego, CA, USA. **1998**; pp. 655–675.
55. Mohanty, B. P.; Kanwar, R. S.; Everts, C. J. Comparison of saturated hydraulic conductivity measurement methods for a glacial-till soil. *Soil Sci. Soc. Am. J.* **1994**, *58*, 672–677.
56. Gupta, R. K.; Rudra, R. P.; Dickinson, W. T.; Patni, N. K.; Wall, G. J. Comparison of saturated hydraulic conductivity measured by various field methods. *Trans. ASAE* **1993**, *36*, 51–55.
57. Pitt, R.; Chen, S.-E.; Clark, S. E.; Swenson, J.; Ong, C. K. Compaction's impacts on urban storm-water infiltration. *J. Irrig. Drain. Eng.* **2008**, *134*, 652–658.
58. Brown, R. A.; Hunt III, W. F. Impacts of construction activity on bioretention performance. *J. Hydrol. Eng.* **2009**, *15*, 386–394.
59. Zamanian, K.; Pustovoytov, K.; Kuzyakov, Y. Pedogenic carbonates: Forms and formation processes. *Earth-Sci. Rev.* **2016**, *157*, 1–17, doi:10.1016/j.earscirev.2016.03.003.
60. Mermoud, A. Cours de physique du sol. Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne: Lausanne, Switzerland, **2001**.
61. Lewis, C.; Albertson, J.; Xu, X.; Kiely, G. Spatial variability of hydraulic conductivity and bulk density along a blanket peatland hillslope. *Hydrol. Process.* **2012**, *26*, 1527–1537.

62. Alvarez-Acosta, C.; Lascano, R. J.; Stroosnijder, L. Test of the Rosetta Pedotransfer Function for Saturated Hydraulic Conductivity. *Open J. Soil Sci.* **2012**, *02*, 203–212, doi:10.4236/ojss.2012.23025.

© 2018 by the authors. Licensee MDPI, Basel, Switzerland. This article is an open access article distributed under the terms and conditions of the Creative Commons Attribution (CC BY) license (http://creativecommons.org/licenses/by/4.0/).

Fin du papier

2.2.3 Article Calibration des capteurs de teneur en eau

Article

An Investigation of the Accuracy of EC5 and 5TE Capacitance Sensors for Soil Moisture Monitoring in Urban Soils-Laboratory and Field Calibration

Tala Kanso [1,2,*], Marie-Christine Gromaire [1], David Ramier [3], Philippe Dubois [1] and Ghassan Chebbo [1,2]

[1] Leesu, Ecole des Ponts, Universite Paris-Est Creteil UPEC, Champs-sur-Marne,77455 Marne-la-Vallee Cedex 2, France; marie-christine.gromaire@enpc.fr (M.-C.G.); philippe.dubois@enpc.fr (P.D.); ghassan.chebbo@enpc.fr (G.C.)
[2] Faculty of Engineering Third Branch, Lebanese University, Hadath Campus, Beirut, Lebanon
[3] Equipe projet TEAM, Cerema, 12 rue Teisserenc de Bort, 78190 Trappes, France ; david.ramier@cerema.fr (D.R)
* Correspondence: tala.kanso@enpc.fr; Tel.: +33-(0)-164-153-635

Received: 29 September 2020; Accepted: 10 November 2020; Published: date

Abstract: Recently, emphasis has been placed on finding a reliable estimation of soil water content. In this study, two capacitance sensors EC5 and 5TE (METER Group) were utilized. These sensors provide many benefits relative to other sensors in that they are cost-effective and very economical regarding energy use, operate at a high measurement frequency of 70 MHz, and are dedicated to measuring at a small volume because of their small size. This makes them suitable for the context of use in this research, which consists of multiple sustainable drainage systems SuDS. Several studies have evaluated these two types of sensor but not for urban soils with specific characteristics. In addition, results from the literature are divergent and the published calibration data are limited. Therefore, an in-depth investigation of their accuracy is assessed in this paper. At first, the literature's existing procedures and methods were examined. The sensor-to-sensor variability, as well as repeatability, were tested in soil and solutions. Additionally, a field calibration method was conducted to estimate the effects of soil texture on sensors readings. Two laboratory calibration methods having different principles were also applied, compared to each other and to the field calibration as well. Results revealed weak sensor-to-sensor variability (coefficient of variation up to 15% in soil) and also good repeatability (0.1%), for both sensors. A soil-specific calibration equation has improved the estimation of the volumetric water content. In case of soil having high field bulk density, the undisturbed soil calibration method described and proposed in this paper gives promising results. The latter method yields a volumetric water content (VWC) prediction accuracy of 0.025 $m^3 \cdot m^{-3}$ on a sandy loam soil. This paper presents a large knowledge of capacitance sensors measurement technique as well as their calibration procedures and methods. Limitations of existing procedures have been identified and key elements for selecting the appropriate one are suggested. Derived calibration equations have also been provided for three urban soils with different particle size distribution, ranging from sandy loam to silt loam. Accurate monitoring of soil moisture content in urban soils is thus achievable.

Keywords: calibration methods; manufacturer calibration; soil storage; soil water content; sustainable drainage systems

1. Introduction

Precise measurements of soil moisture content in vadose zones remain a major challenge for estimating water balances, characterizing chemical and biological processes and also for developing hydrological models. A reliable and adequate measurement technique is therefore required to characterize the spatial and temporal variability of soil moisture. Existing techniques are classified into two different categories: the first requires contact with the soil while the second does not. Both of these have advantages but also limitations. For instance, remote sensing [1–3], a contact-free technique, enables large scale measurement and can be used in isolated location [4]. Yet it is highly affected by vegetation and surface roughness, and is limited to near-surface measures. To measure with high spatial and temporal resolutions at the point scale and in the soil profile, contact-based techniques are more appropriate.

Among contact-based techniques, time-domain reflectometry (TDR) [4,5], and capacitance sensors allow continuous soil water content monitoring [6–9]. TDR has been shown to be highly accurate since they operate at high frequency of 1 GHz, resulting in reduced salinity impact [10,11], yet their high price limits their application for large networks. Capacitance sensors operate at low frequencies from 10 to several hundred MHz [8], which makes them sensitive to soil environmental factors such as soil texture, bulk density, mineralogy, temperature, electrical conductivity, and supplied voltage [6,12–14]. Temperature effect on sensor readings is addressed by multiple studies [12,15–17]. The maximum variation in soil moisture reading estimated by a Hydra Probe sensor caused by a 40 °C change in temperature is equal to ± 0.028 $m^3 \cdot m^{-3}$ [15]. On the other hand, the maximum error observed for the EC5 sensor at 40 °C and under saturated conditions is equal to +0.018 $m^3 \cdot m^{-3}$[12]. Bañón et al reported that the sensitivity of the EC5 and GS3 permittivity reading to temperature is highly dependent on soil salinity [16]. To illustrate, the effect of temperature on the soil moisture estimation by EC5 is negligible for a salinity below 10 $dS \cdot m^{-1}$. In the present paper, temperature and salinity effects will not be investigated since the studied soil has lower salinity value (< 1$dS \cdot m^{-1}$) and the temperature is within 20 °C.

Despite capacitance sensors sensitivity to many factors, they remain highly attractive and widely used in research applications, because of their low-cost allowing for a high number of measurement points, measurement ease, possibility of continuous data logging, and applicability to a wide range of soil [18,19].

Many of these sensors assess the relative dielectric permittivity of the bulk soil (see the review by [12]) which is then converted to volumetric water content through a calibration equation. Multiple studies have stressed the need of a site-specific calibration equation [19–25]. Manufacturers provide calibration equations. These equations has been occasionally recognized for its over-estimation [26], or under-estimation [20] of the actual water content, but also for having a lower precision than the specified ± 0.03 $m^3 \cdot m^{-3}$ [19,27,28].

Sensors from the ECH_2O series, EC-5 [29] and 5TE sensors [30] offer many improvements relative to other capacitance sensors, in that they are very economical regarding energy use, operate at a relatively high measurement frequency of 70 MHz [18], and are dedicated to measuring at a small volume because of their small size. This makes them suitable for the site studied in this research, which consists of multiple sustainable drainage systems SuDS, and for which a large sensor network with a maximum lifetime, a low sensitivity to the environmental factors, and a suitable sensor's size that goes with the limited depth of medium is needed. SuDS are natural drainage management practices that aims to return the water cycle back to its natural regime by reducing runoff volumes and peak flows and improving water quality [31].

Accuracy of these sensors has been studied quite extensively, yet with conflicting results. The measurement accuracy of a reliable soil moisture sensor ideally suited for environmental research applications is ± 0.03 $m^3.m^{-3}$. At first, Kizito et al. has pointed out the accuracy of the EC5 and 5TE sensors, and determined a single calibration curve that can be applied on a range of mineral soils (sand, sandy loam, silt loam and clay), thus suggesting that there is no need for a soil specific calibration [18]. Still, other authors showed a significant sensor-to-sensor variability [24,32] and a soil characteristics

dependency, by that affecting their accuracy. In order to guarantee the latter, evaluation and calibration of these sensors is thus needed.

Two calibration procedures exist. The first one, called direct procedure, relates directly sensor output to the soil water content, while the second is a two-step procedure [33,34]. In numerous studies, the direct procedure is used to calibrate the EC5 [32] and 5TE sensors [21,28,35–37]. This procedure can be performed in the laboratory or in field. However, in field, it faces some challenges, such as covering a wide range of soil moisture contents.

In the two-step procedure, the first step, sensor output–dielectric permittivity relationship is determined by performing the electromagnetic (EM) sensor characterization method, using liquid standards [38]. In a second step, soil water content–permittivity relationship is established through an empirical model available for different soil types (e.g., [11]). There exist a number of studies that have performed this two-step procedure to calibrate EC5 [12,24] and 5TE [24] sensors, because of the ease of acquisition, the possibility to calibrate quickly a large number of sensors, and the avoidance of air gap and density variations during the first step. In practice and from a hydrological point of view, it is easier to interpret sensor output in terms of water content than in terms of permittivity. The accuracy of this interpretation is however dependent on the second step, which is the greatest source of in-situ calibration error [39]. The published equations for converting apparent dielectric permittivity to volumetric water content are derived in-situ on specific soils. Nevertheless, in the direct procedure, this accuracy is guaranteed, since specific in-situ soil characteristics are considered.

Despite a large number of papers regarding capacitance sensors, little effort has been made to compare all contributed calibration equations and methods and limited published calibration data are available for EC5 and 5TE and for different ranges of mineral soils particularly in the case of soil in urban environment as those used for runoff water treatment. Urban soil constituting SuDS may have specific characteristics in terms of soil texture, type of minerals forming the mixture, mixing and compaction conditions, which can lead to high bulk densities, for example [40]. Continuous monitoring of soil moisture content in the SuDS is essential to assess its hydrological performance and understand water infiltration through the system. These data may be used to check the uniformly distributed inflow especially for linear SuDS or to detect the existence of preferential flow. Additionally, continuous monitoring of soil moisture content combined with a tensiometric sensor allows the determination of soil hydrodynamic characteristics such as the water retention curve. Soil moisture sensors combined with other water quantity measurement devices are used to calculate water balances as well. Moreover, very detailed monitoring data are required for the calibration and validation of hydrological models.

Therefore, the objectives of the present paper are (i) to evaluate sensor-to-sensor variability and repeatability, (ii) to assess the accuracy of manufacturer calibration equation and the effect of soil texture on sensors output, for this purpose a field calibration was performed, (iii) to perform two different direct laboratory calibration methods and compare them with the field calibration, (iv) to compare manufacturer calibration with other direct/two-step calibration procedures reported in the literature, and finally, (v) to evaluate the uncertainty of prediction of soil moisture measurement. Soils used in this research are mineral urban soils with different textural classes (sandy loam, silt loam, and silt clay loam).

2. Materials and Methods

2.1. Description of the Study Site and Instrumentation

Sensors were tested on an experimental site, in Paris conurbation, where different sustainable drainage systems (SuDS) are implemented for road runoff management, including one bioretention swale and three treatment trains combining a vegetated filter strip with a bioretention facility. The number of sensors implemented on this site is of nineteen EC5 and thirteen 5TE, to continuously measure the water content in the soil. The bioretention facility has four equipped cross-sections, while each treatment train has one equipped section (Figure 1).

Three types of soils constituting these SuDS have been studied. They present different textures ranging from sandy to clayey. For each soil, particle size distribution and bulk density were determined.

Soil 1 is sandy loam [41], has 60.7% sand, 28.2% silt, and 11.1 % clay, and an in-situ bulk density of 1.6 g·cm^{-3}. The sand is basically calcareous sand. Soil 2 is silt loam, has 9.95% sand, 66.6% silt and 23.9% clay, and two different bulk densities 1.55 and 1.3 g·cm^{-3}, depending on soil location, they are referred in the following parts as soil 2a and 2b respectively. Soil 3, is a silty clayey loam, formed of 4.6% sand, 65.4% silt and 30% clay with a bulk density of 1.6 g·cm^{-3}. The number of EC5 sensors implemented in soil 1, 2a, 2b and 3 is 11, 6, 1 and 1, respectively. For 5TE this number is equal to 9, 3, 0 and 1, respectively. Near-surface sensors depth were chosen so as to have a minimum soil thickness to ensure the sensor's measurement volume, thus the sensor is not exposed to surface conditions. The deeper sensors were installed to evaluate the vertical variability in SuDS. For instance, in the bioretention facility, three depths are chosen to estimate the soil moisture near-surface, in the middle and at the bottom of the system. The vertical spacing between the sensors ensures that there is no effect on each other. This difference in the number and location of sensors is related to pre-implementation strategy aiming to monitor the hydrological performance of these systems, compare various designs and finally validate hydrological models.

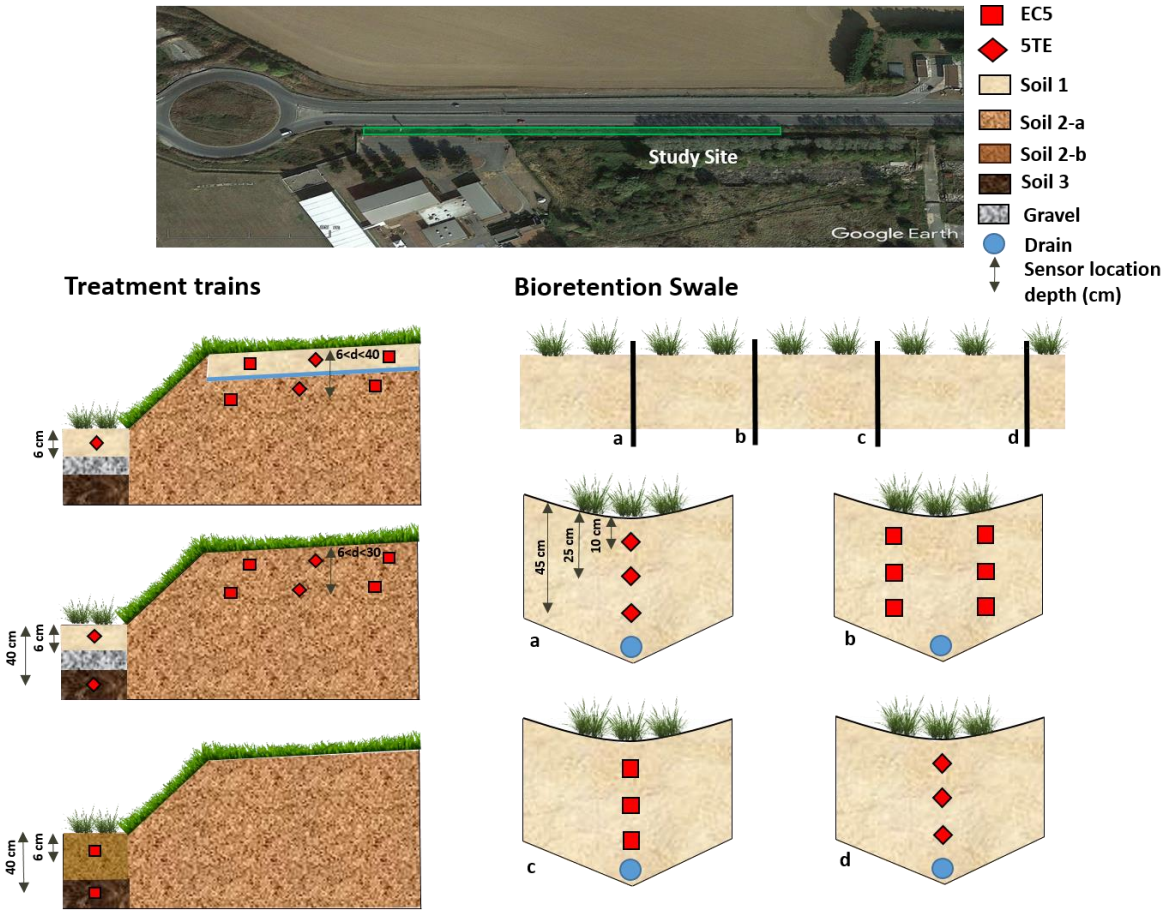


Figure 1. At the top a google earth photo of the studied site including the treatment trains and bioretention swale represented by a green rectangle. A schematic depiction (not to scale) of three treatment trains cross-sections is represented below the photo. A longitudinal section of the bioretention swale in addition to four cross-sections are also illustrated. The location and the installation depth of soil moisture sensors, the EC5 and 5TE, are indicated.

Information on the outputs and characteristics of the two sensors are listed in Table 1 including information from manufacturer manuals as well as the literature findings. The METER devices EC5 and 5TE capacitance-based sensors determine the apparent moist soil dielectric permittivity ε_a, through measuring the charge time of a capacitor in the surrounding medium, at 70 MHz frequency [29,30]. They use an oscillator operating at a frequency of 70 MHz to measure dielectric permittivity. In addition to dielectric permittivity, the 5TE sensor having a three-prong design measures bulk electrical

conductivity EC_b and temperature T. The volumetric water content (VWC) of the soil is determined through the dielectric permittivity ε_a. For the EC5, a voltage is obtained at the output of the acquisition system, while for the 5TE the dielectric permittivity is directly acquired. The EC5 sensor is meant to measure volumetric water content from 0% to 100%, with an accuracy of 3%, at a temperature ranging from 0 to 50 °C. The 5TE sensor measures ε_a, EC_b, and T from 0 to 80%, 0 to 23 dS·m^{-1} and −40 to 60 °C, respectively. The dielectric permittivity measurement accuracy in mineral soils of these sensors, as specified by the manufacturer, is ± 0.03 m^3·m^{-3}.

Table 1. Characteristics of the two sensors EC5 and 5TE.

	EC5	**5TE**
Measurement range	VWC (volumetric water content) (%): 0 to 100 T (°C): 0 to 50	ε_a : 1 to 80 EC_b (dS·m^{-1}): 0 to 23 T (°C): −40 to 60
Number of prongs	2	3
Length, width, depth (cm)	8.9,1.8,0.7	10,3.7,0.7
Power supply	2.5 to 3.6 V	3.6 to 15 V
Output type	**mV** (Non METER data logger) **RAW** = mV/0.732 (METER data logger)	**ε_a, EC_b, T** (SDI-12 communication mode) **ε_{RAW} , EC_b, T_{RAW}** (DDI serial) $\varepsilon_{RAW} = \varepsilon_a \times 50$ $T_{RAW} = 10\ T + 400$ (if $T \leq 50$) (°C) $T_{RAW} = 2\ T + 800$ (if $T > 50$) (°C)
Output format	Analog and dependent of the supply voltage	Digital and independent of the supply voltage
Measurement volume (cm^3)/diameter (cm)/ Dimensions (axbxh cm)	240 cm^3/5.5 cm/ (5 × 5.5 × 9) (Manufacturer) 18 cm^3 [32] 15 cm^3 [42]	715 cm^3/ 8.6 cm/(7 × 11 × 10) (Manufacturer) 79 cm^3 [36]
Accuracy VWC, EC_b, T	± 3 %	± 3 % ([11] equation), ± 10%, ± 1

Power requirements are 2.5 to 3.6 V for the EC5 and 3.6 to 15 V for the 5TE sensor. The EC5 sensor has an analog output format that renders its output dependent on the supply voltage. However, the 5TE has a digital output format with no dependency on the supply voltage but rather on the communication mode between the sensor and the logger. Two communication ways are possible, the device driver interfaces (DDI) serial standard communication and the serial digital interface (SDI-12). At the studied site, EC5 and 5TE sensors were connected to non-METER data loggers, CR1000 and CR800 (Campbell Scientific, Logan, UT), at a supply voltage of 3.3 V, for data acquisition at a time step of 30 min continuously. Sensors were powered by a local battery and data was stored in data logger and then downloaded. The communication way is SDI-12 for the 5TE sensor.

The measurement volume, which is an ellipsoidal cylinder, is greater for the 5TE than for the EC5 (Table 1)). This is due to the probe dimensions being 10 × 3.7 × 0.7 cm for the 5TE and 8.9 × 1.8 × 0.7 cm

for the EC5 (Figure 2). A significant difference is found between the volume of influence provided by the manufacturer and that measured in other researches. For example, the sampling volume given by Sakaki et al. approximately corresponds to the volume of the sensor itself and is thirteen times smaller than the one provided by the manufacturer [32]. The latter has given a maximum possible volume of soil to avoid air voids on the sensor surface, thus ensuring an ideal measurement volume. Actually, the measurement volume depends on the nature of soil or material surrounding the sensor. In the manufacturer experiment the sensors were suspended in air where the electromagnetic waves are less attenuated than in soil. The measurement volume given by the manufacturer is therefore greater than the volume given by the other studies [36, 42].

Figure 2. Prongs of the EC5 (**left**) and 5TE (**right**) sensors. The EC5 has two prongs while 5TE has three prongs. The length of these prongs is 5 cm.

2.2. Sensor to Sensor Variability and Repeatability

At first, sensors were evaluated for their variability: (i) repeatability and (ii) sensor-to-sensor variability. The repeatability of sensor measurements was tested in-situ at a temperature of about 10 °C on a large number of sensors. For each sensor implemented in the field, 30 values were recorded, simultaneously for all sensors, over 30 min period with a 1 min time interval. The soil was rather under wet conditions.

Sensor-to-sensor variability is linked to the production of these sensors, while repeatability is linked to their measurement precision. To evaluate sensor to sensor variability, nine EC5 and six 5TE sensors available in the laboratory at 20 °C were tested for 3 standards: air, water, and pure ethylene glycol, having a known dielectric permittivity of 1, 81.4 and 32.9 respectively. A single instantaneous measurement is recorded for each sensor. Additionally, the sensor to sensor variability was tested in soil during direct calibration procedure: for each volumetric water content, three EC5 and three 5TE were inserted in soils 1, 2a, 2b and 3.

2.3. Sensors Calibration

2.3.1. Overview of the Different Calibration Procedures and Methods

Different calibration procedures (direct/two-step) and methods (protocols) for the EC5 and 5TE are reported in the literature. The direct procedure directly relates the sensor output to the soil water content, while the second is a two-step procedure. In the first step, the relationship between the sensor

output and dielectric permittivity is determined by applying the electromagnetic sensor (EM) characterization method using liquid standards [38]. In a second step, the relationship between soil moisture content and permittivity is established using an empirical model available for different soil types (Equation (1), [11]). Some of the reported calibration equations along with their accuracy in terms of volumetric water content were listed in Table 2. They are appropriate for the supply voltage and soil texture evaluated in this study.

$$\theta(\mathrm{m}^3 \cdot \mathrm{m}^{-3}) = -5.3 \times 10^{-2} + \varepsilon_a \times 2.92 \times 10^{-2} - {\varepsilon_a}^2 \times 5.5 \times 10^{-4} + {\varepsilon_a}^3 \times 4.3 \times 10^{-6} \qquad (1)$$

As for the EC5 sensor, the manufacture direct calibration equation is given in Table 2. (Equation (2)). Additionally, Sakaki et al. two-point alpha mixing model (Equation (3)) is also provided [32]. This model proposed by Robinson et al. [43], needs only two sensor outputs corresponding to saturated and dry conditions to calibrate sensor for each soil. Thus, the time and effort needed for calibration are reduced. In this research, the two EC5 sensor outputs were measured in laboratory for each soil type. The calibration Equation (4) is derived from a two-step calibration procedure in [12]. In the first step, the EC5 sensor is calibrated through the standardized sensor calibration method proposed by [38] (using liquids with known dielectric permittivity). In the second step, usually, the empirical Equation (1) of [11] is applied to relate permittivity to soil water content, this equation is valid for a range of soil from sandy loam to heavy clay soils. In Bogena et al. study it has been found that the EC5 sensor output depends on the supply voltage, for this reason a permittivity–output voltage function (SRP model) was provided, for seven different voltages between 2 V and 5V [12]. Two sets of fitting parameters are presented, corresponding to 3 V and 3.5 V, since the supply voltage in this paper is 3.3 V.

Regarding the 5TE sensor, Equation (5) is the manufacturer's equation obtained by a two-step procedure, during which the sensor is calibrated in air, glass beads saturated with ethylene glycol and pure ethylene glycol. In addition, Rosenbaum et al. Equation (6) [24], established with the same procedure as Bogena et al. [12] but for 5TE sensor is included. Lastly, a calibration Equation (7) resulting from a standard direct calibration method is also added [36].

Table 2. Calibration methods and procedures reported in the literature, with their equation and VWC accuracy. θ is the volumetric water content ($m^3 \cdot m^{-3}$), x, x* and $x¶$ are the sensor output voltages (mV, V, and RAW = mV/0.732 respectively), ε_a is the apparent dielectric permittivity.

Sensor	Equation No.	Source	Procedure	Method	Equation	Accuracy in VWC (± $m^3 \cdot m^{-3}$) and R^2
EC5	(2)	Manufacturer[29,30]	Direct	Standard calibration for mineral soils [44]	**2.5 V** supply voltage $\theta = 11.9 \times 10^{-4}(x) - 0.401$ **3.3 V** supply voltage $\theta = 9.92 \times 10^{-4}(x) - 0.45$	±0.03
	(3)	[32]	Direct	Long column drainage experiment using four industrial silica sands	$\theta = \frac{x¶^{\alpha} - x¶_{\mathrm{dry}}{}^{\alpha}}{x¶_{\mathrm{sat}}{}^{\alpha} - x¶_{\mathrm{dry}}{}^{\alpha}} \times \phi$ ϕ is the porosity of the soil α =2.5 is the geometry factor	R^2=0.973
	(4)	[12]	Two-step	First step : [38] method, liquids used are Dioxane (1,4-diethylene	$\varepsilon_a(x^*) = \gamma + (1/[\alpha + (\beta/(x^{*2}))])$	±0.0178

				dioxide) and 2-isopropoxyethanol (i-C_3E_1) mixed with water. Second step: [11]	Fitting parameters for a **3 V** supply voltage: $\alpha = -0.03128$; $\beta = 0.04148$; $\gamma(3V) = -0.78628$ Fitting parameters for a **3.5 V** supply voltage: $\alpha = -0.04173$; $\beta = 0.06855$; $\gamma(3.5V) = -0.49469$; $\theta = f(\varepsilon_a)$ [11]	
5TE	(5)	Manufacturer [29,30]	Two-step	First step : Calibration in air, glass beads saturated with ethylene glycol and pure ethylene glycol Second step : [11]	$\boldsymbol{\varepsilon}_a = \boldsymbol{\varepsilon}_{RAW}/50$ $\theta = f(\varepsilon_a)$ [11]	±0.03
	(6)	[24]	Two-step	Same procedure as [12]	$\varepsilon_a = 0.0234\ \varepsilon_{RAW} - 1.2917$	±0.010
	(7)	[36]	Direct	Standard calibration method for mineral soils bulk densities: 1-1.5 g·cm^3 Textural class ([41]): Sand/Sandy loam/silt loam/ loam	$\theta = -0.2945 + 0.1625\sqrt{\varepsilon_a}$	±0.026

2.3.2. Calibration Methods Applied in this Study

The Standard Direct Calibration Method

The standard direct calibration method is a commonly used method proposed by Starr and Paltineanu [44] and recommended by the manufacturer in an application note by Cobose and Chambers [45]. This method consists of taking a disturbed sample in the field near the sensor location. Firstly, the sample is oven or air-dried in the laboratory, then incrementally wetted and sensor reading is recorded at each level of VWC. Other studies have calibrated the sensors following a similar direct calibration procedure on disturbed samples, however, the sample was incrementally dried rather than wetted [21,32,37]. In this study, EC5 and 5TE sensors were calibrated for soils 1, 2a, 2b and 3, using the above-mentioned manufacturer's method. Calibration was carried out in the laboratory at a temperature near 20°C. For each soil type, 4 L of soil were collected in the field near the area where the sensors measure. Soils were oven-dried at 105 °C for 24 h, then crushed to 2-5 mm, to allow for uniform packing layer by layer into a 5 L glass bulk soil container, with a bulk density approximately equal to the field bulk density. The volume of the container is chosen so that it is higher than the sensor measurement volume. Subsequently, sensors were inserted vertically into the soil, and reading was recorded using a Campbell Scientific data logger at a 3.3 V supply voltage. Three EC5 and three 5TE sensors were inserted one by one subsequently at each water content level. A known water volume was added to the soil to increase water content by 0.05 m^3·m^{-3}. Then the soil was mixed homogeneously outside the container and repacked into it afterward. This process was repeated until the soil was completely saturated. At each

water content level, a soil subsample was collected and volumetric water content was determined by gravimetric method [46].

Direct Laboratory Calibration on Undisturbed Sample

The direct calibration method may also be applied on an undisturbed soil core. Such a method was applied by Logsdon [47]: an undisturbed sample was taken from the site and then gradually wet to near saturation. It is however quite difficult to wet uniformly and progressively a soil core without disturbing it.

In our case, we choose to dry progressively an initially saturated undisturbed core of soil. Sensor readings are collected regularly during the drying process, and water content is evaluated in parallel by weighting the soil core. Soils for which EC5 and 5TE sensors were calibrated by this method, are soil 1, 2a, and 2b. Soil 3 was not studied here because of the difficulty of collecting an undisturbed sample of 4L at 0.5 m depth. For each soil type, an undisturbed block (Figure 3a) of approximately 4 L was collected in the field, packed with a metallic grid (Figure 3b) and then put in water for approximately 30 h until sa

turation (Figure 3c). EC5 and 5TE sensors were inserted vertically into the block, a first sensor reading was taken directly after saturation. The measurements were taken in the laboratory at a temperature of 22 °C. In order to decrease volumetric water content, the block was allowed to dry in the open air (Figure 3d-e), a reading was taken every two days, and the block was also weighted (mi). This process was repeated until the soil was completely dried (water content < 0.05 $m^3 \cdot m^{-3}$). At the end of the experiment and after removing sensors, the block was oven-dried at 105 °C for 24 h, to determine the bulk density of the soil. At last the volumetric water content at each sensor reading was calculated.

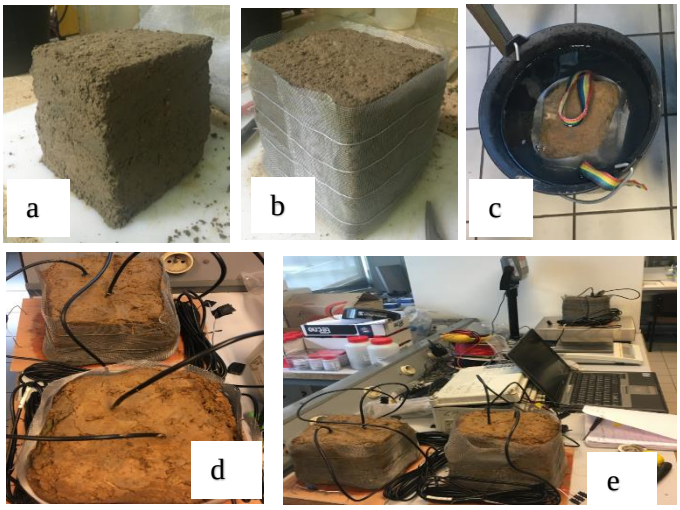


Figure 3. Undisturbed sample calibration method: (**a**) undisturbed block; (**b**) block packed with a metallic grid; (**c**) block put in water until saturation; (**d**) block allowed to dry in the open air; (**e**) taking measurements.

Field Calibration

Field calibration has been conducted by many researchers, wherein the volumetric water content of field soil is obtained through gravimetric method [46] and compared to the sensor output. It was found by [22], that the latter method yields to large error rates associated with collection of samples, voids, organic residues, and root densities, while [20,23,47,48] have recommended field calibration over laboratory and standard calibration provided by the manufacturer. Varble and Chávez [28] have also stated that a linear field-based calibration equation is satisfactory to achieve a high accuracy required in research applications.

In this study, field calibration was carried out to validate the standard and undisturbed direct calibration methods and to evaluate the effect of soil texture on sensor output. Field samples were taken close to the area where the sensors measure, at approximately the same depth, and at less than 30 cm from the sensor. This soil sampling was done during different periods, in order to cover a wide range of soil water contents. The in-situ temperature during the measurement period varies between 10 and 20 °C. Samples were collected using a sample auger (with an airtight soil-moisture cylinder). Like the undisturbed method, sensors in soils 1 and 2 were calibrated in field while soil 3 was excluded because of its location at a significant depth, which makes sample collection difficult. To determine the volumetric water content and field bulk density, soil samples were weighed, oven-dried at 105 °C for 24 h, and then reweighed. The calculated volumetric water content was then correlated with the sensor reading, for the half-hour during which the sample was taken (one measurement every 30 min). The resulting number of available field data, for each sensor type and soil type depends on the number and the location of sensors in-situ. The number of EC5 sensors implemented in soil 1 and 2 is 11 and 7, respectively. For 5TE this number is equal to 9 and 3, respectively.

2.4. Data Analysis

Sensor-to-sensor variability and repeatability are evaluated through descriptive statistics, including the average value (Mean), and the dispersion described by the standard deviation (SD) and coefficient of variation (CV).

Secondly, in order to verify whether a single calibration equation could be applied on all sensors of the same type, and for a specific soil, a statistical comparison test was conducted. Results obtained by the standard calibration method are used for this purpose. The three calibration data sets belonging to the same sensor type/soil type were compared within each other (two by two). This comparison test aims to determinate the existence or not of significant statistical differences between two data series, for which a linear regression has been fitted. At first, the residual variances V_1 and V_2 of the two series were compared by Fisher–Snedecor (F_{test}, Equation (8)). If the test reveals no significant differences between the two residual variances, then the slope a_1 and a_2 of the two series were compared using Student's test (t_{test}, Equation (9)), with a risk α equal to 5 %. This comparison continues in case of no significant differences between the two slopes, to test differences between the two intercepts b_1 and b_2 also using Student's test (Equation (10)). Lastly, if tests concluded the equality of the slopes and intercepts, it is then possible to perform a common regression with all the values.

$$F_{test} = \frac{V_1}{V_2} \text{ If } V_1 \geq V_2 \; ; \; F_{test} = \frac{V_2}{V_1} \text{ if } V_2 > V_1 \tag{8}$$

$$t_{test}(\text{slope}) = \frac{a_1 - a_2}{\sqrt{{V_c}^2 \left[\frac{1}{\sum(x_{1i} - \overline{x_1})^2} + \frac{1}{\sum(x_{2i} - \overline{x_2})^2}\right]}} \tag{9}$$

$$t_{test}(\text{intercept}) = \frac{b_1 - b_2}{\sqrt{{V_c}^2 \left[\frac{1}{n_1} + \frac{\overline{x_1}^2}{\sum(x_{1i} - \overline{x_1})^2} + \frac{1}{n_2} + \frac{\overline{x_2}^2}{\sum(x_{2i} - \overline{x_2})^2}\right]}} \tag{10}$$

$${V_c}^2 = \frac{V_1 + V_2}{n_1 + n_2 - 4} \tag{11}$$

With V_c (Equation (11)) the common residual variance; n_1 and n_2 the sample size of the two series; $\overline{x_1}$ and $\overline{x_2}$ the means of the two series.

To test the effect of soil texture on the sensor output, field calibration points are compared to the manufacturer equation along with its ± 0.03 $m^3 \cdot m^{-3}$ accuracy.

Regarding the performed direct calibration methods, they were compared to each other. Linear and third-order polynomial adjustment are applied to each data set using the least square approach. To evaluate the goodness of the fit, the coefficient of determination (R^2), and the root mean square error (RMSE) were calculated.

The effect of calibration procedure is assessed in the following section by comparing the literature driven equations (Section 2.3.1) with each other and with those obtained in this study. Finally, 90% prediction intervals for the selected calibration models were provided for both sensors.

3. Results and Discussion

3.1. Repeatability and Sensor to Sensor Variability

In-situ replicate measurements for both sensors (Table 3) indicate good repeatability, since the maximum noticed coefficient of variation was 0.12 % of the output value, for 30 successive readings. Thus, this negligible repeatability is not a main source of variation for this type of sensors, as already shown by [24,32].

Results of the sensor to sensor variability in air, water and solution are presented in Table 4. For the EC5 and 5TE sensors, measurements indicate a larger sensor-to-sensor variability in air than in water and pure Ethylene Glycol. This is also the findings of [42] based on 10 EC5 sensor readings. Generally, in the three standards, this variability is smaller for the EC5 (CV ~ 1%) than for the 5TE sensor (CV > 7%). The 5TE sensor, who has as output the apparent dielectric permittivity, shows an approximately accurate measuring in air and pure ethylene glycol, whereas it underestimates this measure in water. To illustrate, ε_a of water is theoretically equal to 81.4, while the average 5TE output for 6 sensors was equal to 70.

Sensor variability in the soil is represented in Figure 4. The coefficient of variation (CV) of readings from three different sensors in each soil type was scattered as a function of volumetric water content. For the EC5 the highest coefficient of variation is 4%, while for the 5TE sensors this coefficient is between 2 and 15%. Thus, the 5TE sensor-to-sensor variability in the soil is greater than the EC5 variability which was also demonstrated in air, water, and solution. Other studies have examined the variability of these sensors and found that sensor-to-sensor variability for 5TE is higher than EC5, for all VWC ranges and soil textures [24,49]. EC5 variability shows a tendency as a function of soil water content. For instance, the maximum CV for EC5 sensors corresponds to a volumetric water content of 0.25, 0.3 and 0.4 $m^3 \cdot m^{-3}$, for soil 1, 2 and 3, respectively. It should be noted that soil 1, 2 and 3 are saturated approximately at 0.35, 0.45 and 0.5 $m^3 \cdot m^{-3}$, respectively, indicating that the maximum variability falls in the near saturation range of VWC (~70% saturation). Kizito et al [18] and Rosenbaum et al. [24] have reported high variabilities in EC5 readings when the VWC is > 0.30 $m^3 \cdot m^{-3}$, and an increase in sensor response scatter with increasing VWC which is not the case here. For 5TE sensors results show no significant difference in variability as a function of volumetric water content, since approximately for all VWC values this variation is > 5 %, and ranges maximums of 10% to 15% at different VWC depending on the soil type. In previous studies such as [24], this variability was tested only in solution because of the ease of acquisition, the avoidance of air gaps and density variations that may occur in soil and the possibility to separate the soil specific effect. On the other hand, it is important to examine the dependency of this variability on soil texture. Results in this study have revealed no significant effect of soil texture on sensor-to-sensor variability, for example the highest CV for the 5TE sensor at 0.1 and 0.25 VWC belongs to soil 2b and soil 1, respectively. Nevertheless, both sensors are more variable in silty clayey soil (soil 3) than in sandy loamy soil (soil 1) for all VWCs except 0.15 and 0.25. The effect of soil texture separately will be discussed in the following sections.

Sensor-to-sensor variability is therefore found to be dominant compared to the repeatability of the measurement. This brings into question, whether a single calibration equation could be applicable to other sensors of the same type. Accordingly, linear regressions for each sensor and each soil type were plotted in Figure 5 and statistically compared. Results confirm, as previously stated, larger differences in 5TE linear equations than in EC5. Nevertheless, the test concluded in all cases to the statistical equality (with a risk of 5%) of the slopes and intercepts of the three linear regressions. Rosenbaum et al. [24] in his study has revealed an increase in measurement accuracy of approximately 0.01 $cm^3 \cdot cm^{-3}$ when a sensor-specific calibration equation is applied. The manufacturer findings confirmed an excellent sensor-to-sensor agreement, thus a single calibration equation may be applied to all sensors

from one type and in particular soil. In general, and according to the results obtained in this study, the variability from one sensor to another is statistically acceptable. To decide whether a single equation is sufficient or not, several factors must be taken into consideration. The first factor is the accuracy required by the user which is related to the type of application. In the research context, for example the validation of physically-based hydrological model, good accuracy is crucial. Secondly, the number of sensors to be implemented also matters. If this number is large, calibrating each one is difficult and time-consuming. Finally, the choice of the sensor type is another factor since the EC5 sensor has better agreement in air, water, solution and soil than the 5TE sensor. This choice depends on the user needs for the additional parameters measured by the 5TE sensor.

Table 3. Statistics of the repeatability measurement of the two sensors in soil.

N = 30 Repeated Measurements for Each Sensor					
Sensor	**Number of Sensors (N)**	**Soil**	**Mean per Sensor**	**SD per Sensor**	**CV (%)**
			Min–Max (N values)		
EC5 (mV)	11	Soil1	682–803	$1.2\cdot10^{-13}$–0.3	$1.7\cdot10^{-14}$–0.04
	6	Soil 2-a	716–868	0.06–0.37	0.01–0.04
	1	Soil 2-b	876	$5.6\cdot10^{-13}$	$6.6\cdot10^{-14}$
	1	Soil 3	875	0.07	0.01
5TE (ε_a)	9	Soil1	12.5–16.8	$1.1\cdot10^{-14}$–0.016	$6.4\cdot10^{-14}$–0.12
	3	Soil 2-a	7.7–18.4	0–0.01	0–0.04
	1	Soil 3	18.8	0.01	0.04

Table 4. Statistics of sensors response in air, water, and pure ethylene glycol.

Sensor	**Number of Sensors**	**Standards (Theoretical Value)**	**Mean Response (mV for EC5, ε_a for 5TE)**	**SD**	**CV (%)**
EC5 (mV)	9 sensors	Air	344.2	3.5	1
		Water	1033.3	6.9	0.7
		Pure Ethylene Glycol	1001.5	5.8	0.6
5TE (ε_a)	6 sensors	Air (1)	1.3	0.4	28.2
		Water (81.4)	70	5.7	8.2
		Pure Ethylene Glycol (32.9–37)	40.7	3.2	7.8

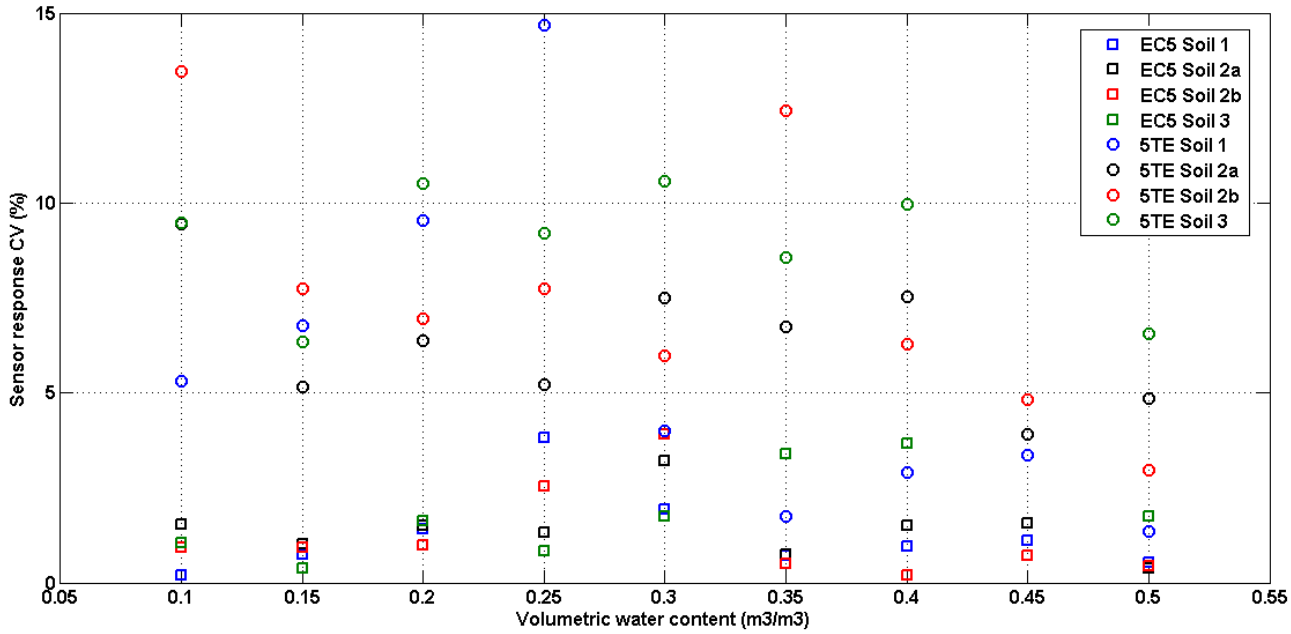


Figure 4. Scatter plot of the coefficient of variation (n = 3) of the volumetric water content measurement for two sensors, at different volumetric water content and in different soil texture. Results presented were obtained during the standard calibration method.

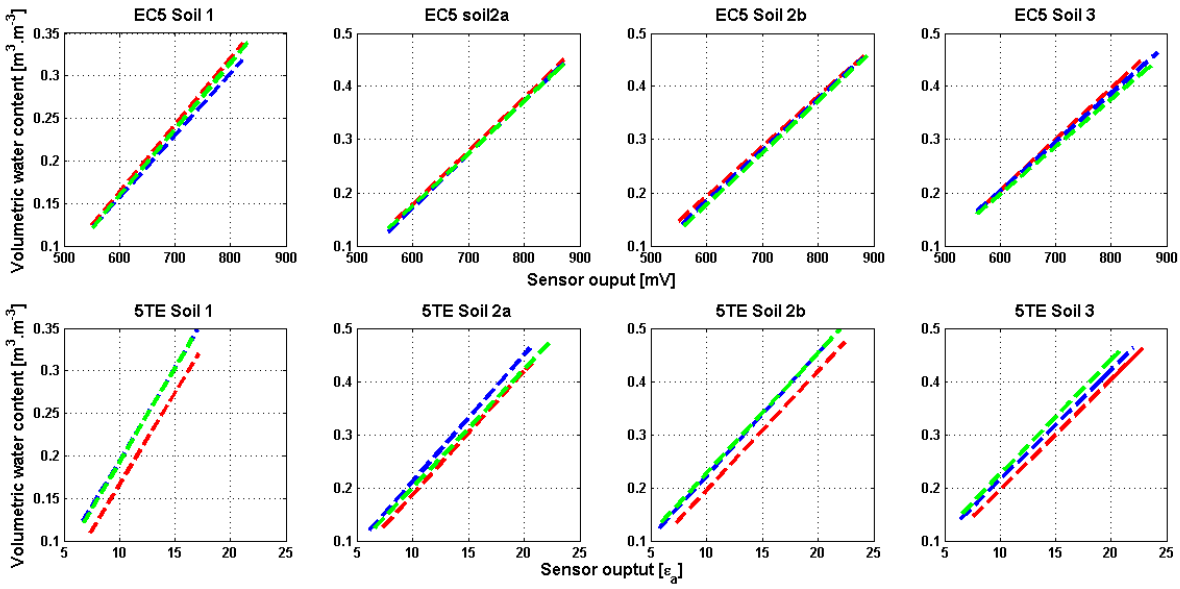


Figure 5. Linear regression equations obtained of the standard calibration method results, for the EC5 and 5TE sensor and for soils 1,2a, 2b and 3.

3.2. Accuracy of Manufacturer Calibration

The results of field calibration for the two soil textural classes, sandy loam (soil 1) and silt loam (soil 2a and 2b) were plotted in Figure 6. The manufacturer calibration equations for EC5 and 5TE sensors (Table 2, Equations (1) and (2)), along with their ± 0.03 $m^3 \cdot m^{-3}$ accuracy interval were also added. For the EC5 sensor, silt loam results are situated approximately within the manufacturer accuracy interval. However, numerous points of the soil 1 are situated outside this interval, particularly for VWC< 0.15 $m^3 \cdot m^{-3}$ and around 0.25 $m^3 \cdot m^{-3}$. Regarding the 5TE sensor, despite the small number of measurements (related to the number and location of sensors in-situ) for soil 2, results revealed good agreement with the manufacturer equation for VWC < 25 $m^3 \cdot m^{-3}$. Beyond this VWC value, results are

situated outside the interval for both textures. Generally, the manufacturer equation has been recognized for its over-estimation of VWC values [26], or underestimation [20]. Thus, a soil-specific calibration could improve sensors outputs and especially for 5TE sensor. Besides, the manufacturer recommends a soil-specific calibration equation for this type of sensors to increase their accuracy.

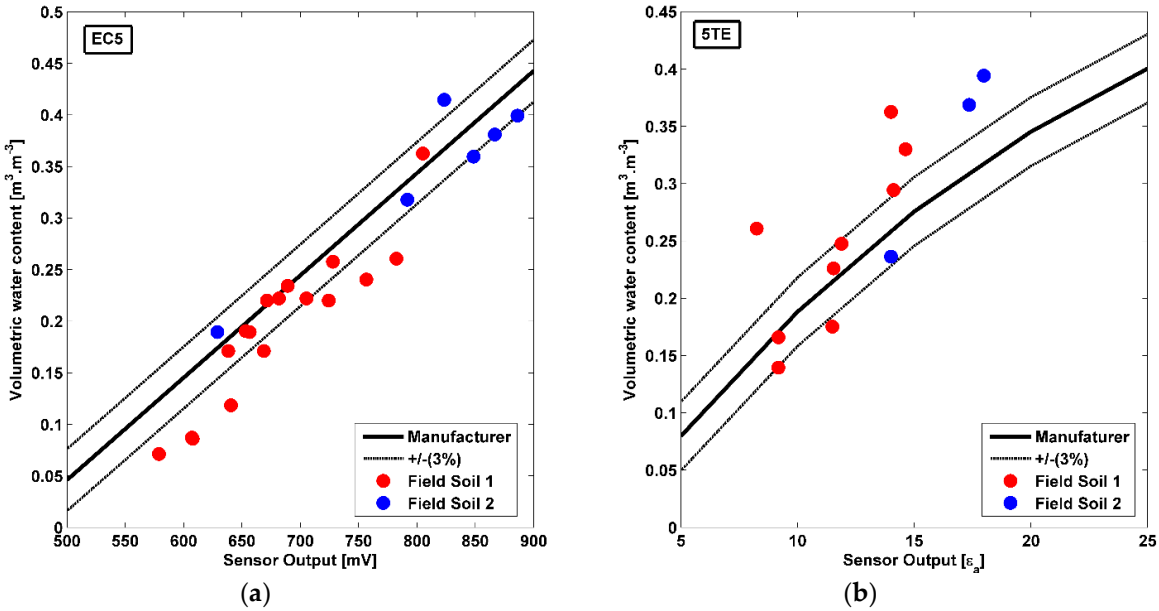


Figure 6. Field calibration results for the EC5 and 5TE sensors (a and b) and for Soil 1 and 2 Comparison with the manufacturer equation (± 0.03 $m^3 \cdot m^{-3}$ accuracy).

3.3. Comparison of Results from Different Direct Calibration Methods

The three direct methods: standard, undisturbed and field are presented in Figure 7, performed on EC5 and 5TE sensors, for soil 1, 2a and 2b. Results show differences between the three methods. In the following text, a comparison between the standard and undisturbed method as well as an assessment of the goodness of each method will be discussed. The quality of the calibration method is deduced from its visual correspondence with the field-points.

At first, the discrepancy between the methods is more noticeable for soils 2 than for soil 1, for both sensors. Especially, for the EC5 sensor in soil 2a, the discrepancy in VWC is up to 0.15 $m^3 \cdot m^{-3}$. This may be related to the difference in procedure between the "undisturbed" and "field or standard" calibration methods. The soil moisture of the block in the undistributed method is probably not homogeneous, especially for soil 2 where the moisture gradient inside the block is likely to be more significant than for soil 1. Moreover, this is more likely when the soil dries out and the VWC < 0.3 $m^3 \cdot m^{-3}$. Thus, inside the block the soil is more humid than the average water content of the block obtained by weighing. A better agreement is noticed between undisturbed method derived points and field points for soil 1. Figure 7 shows some field-measured calibration points (green dots) which are quite close to the points obtained in the laboratory with the undisturbed method (red dots). This is particularly remarkable for the EC5 sensor at VWC < 0.2 $m^3 \cdot m^{-3}$. Regarding soil 2a and 2b the field points are closer to the standard calibration points, for both sensors. The undisturbed method was able to reproduce better the high field bulk density of soil 1 equal to 1.6 $g \cdot cm^{-3}$. The effect of field bulk density is also noticed for soil 2 where soil 2a has a bulk density greater than 2b, respectively 1.55 and 1.3 $g \cdot cm^{-3}$. To illustrate, the difference between standard and undisturbed methods for the same textural class is more likely to be significant for higher bulk density. According to Parsons and Bandaranayake, (2009), the EC5 sensor is very sensitive to changes in the bulk density of soil resulting from the different packings in the standard calibration procedure. Hence when the soil has high field bulk density, the undisturbed calibration method could be more adequate and yield to better results.

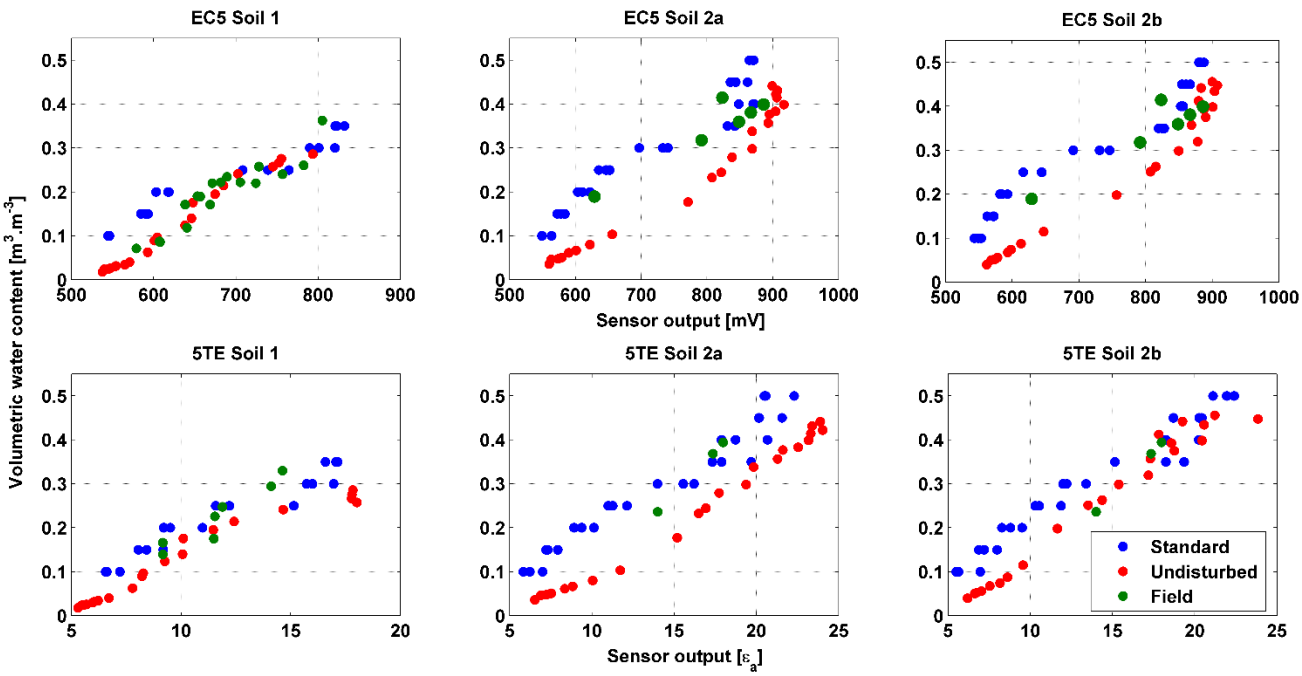


Figure 7. Sensors outputs plotted against the volumetric water content, obtained on the basis of direct calibration methods.

Linear and polynomial third order regression parameters for the three direct calibration methods, are given in Table 5 for both sensor types, and for soil 1, 2a and 2b, along with their R^2 and RMSE. Measurement points and fitting curves can be found for EC5 and 5TE in appendix A, Figure. A 1 and Figure A 2 ,respectively. Both fittings are significantly good, yielding to an R^2 ~ 0.9 and RMSE< 0.03 $m^3 \cdot m^{-3}$. The heterogeneity of field soil yields to more dispersed data, hence the lower R^2 and RMSE values for field calibration.

Table 5. Linear and third-order polynomial fitting parameters for the EC5 and 5TE sensors calibration data, obtained by the standard, undisturbed and field calibration methods (the parameters of the equations retained in the subsequent parts are highlighted in bold).

	Fitting Parameters $\theta = ax + b$		R^2	**RMSE** $m^3 \cdot m^{-3}$	**Fitting Parameters** $\theta = ax^3 + bx^2 + cx + d$				R^2	**RMSE** $m^3 \cdot m^{-3}$
EC5 soil 1	a	b			a	b	c	d		
Standard	0.0007626	−0.2979	0.94	0.022	$2.5 \cdot 10^{-8}$	$-5.2 \cdot 10^{-5}$	0.036	−8.3	0.97	0.016
Undisturbed	**0.001192**	**−0.6255**	0.97	0.016	$-2.8 \cdot 10^{-8}$	$5.3 \cdot 10^{-5}$	−0.033	6.496	0.99	0.0097
Field	0.001104	−0.5576	0.86	0.029	$4.2 \cdot 10^{-8}$	$-8.8 \cdot 10^{-5}$	0.063	−14.95	0.89	0.027
EC5 soil 2 a										
Standard	**0.0009982**	**−0.4242**	0.92	0.038	$2.4 \cdot 10^{-8}$	$-5.3 \cdot 10^{-5}$	0.038	−9.096	0.94	0.035

Undisturbed	0.001051	−0.5691	0.95	0.034	$8.7\cdot10^{-9}$	$-1.7\cdot10^{-5}$	0.011	−2.537	0.99	0.019
Field	0.0008297	−0.3263	0.88	0.032	$-3.9\cdot10^{-8}$	$9\cdot10^{-5}$	−0.067	16.38	0.9	0.041
EC5 soil 2b										
Standard	**0.000957**	**−0.3892**	0.94	0.033	$3.6\cdot10^{-8}$	$-7.8\cdot10^{-5}$	0.056	−13	0.99	0.015
Undisturbed	0.001103	−0.591	0.96	0.034	$1.3\cdot10^{-8}$	$-2.5\cdot10^{-5}$	0.018	−4.183	0.98	0.024
Field	0.0008297	−0.3263	0.88	0.032	$-3.9\cdot10^{-8}$	$9\cdot10^{-5}$	−0.067	16.38	0.9	0.041
5TE soil 1										
Standard	**0.02131**	**−0.0284**	0.93	0.023	0.00033	−0.01221	0.165	−0.562	0.95	0.022
Undisturbed	**0.02095**	**−0.0838**	0.95	0.022	−0.00017	0.004784	−0.014	−0.019	0.99	0.011
Field	0.03134	−0.1415	0.9	0.024	−0.00057	0.02198	−0.248	1.01	0.91	0.029
5TE soil 2a										
Standard	**0.02285**	**−0.028**	0.95	0.030	0.000108	−0.00443	0.078	−0.238	0.96	0.03
Undisturbed	0.02327	−0.1361	0.99	0.018	$-6.2\cdot10^{-5}$	0.003407	−0.033	0.134	0.99	0.01
Field	0.03962	−0.3184	1	0.0003	-	-	-	-	-	-
5TE soil 2b										
Standard	**0.02242**	**−0.0084**	0.95	0.03	0.000104	−0.004594	0.085	−0.263	0.96	0.03
Undisturbed	0.02728	−0.1309	0.97	0.026	−0.00011	0.004399	−0.025	0.054	0.99	0.019
Field	0.03962	−0.3184	1	0.0003	-	-	-	-	-	-

The equations retained by this study are linear equations, since the transition to a 3rd degree polynomial model does not significantly affect the adjustment. Regarding the calibration method, field derived points were used to assess the quality of the other calibration equations. For soil 1, the undisturbed calibration method is retained, only for EC5 sensor. However, for the 5TE sensor, both standard and undisturbed equations were selected due to the difficulty of determining the one that best corresponds to the in situ points. Standard calibration equations were chosen for soils 2a and 2b.

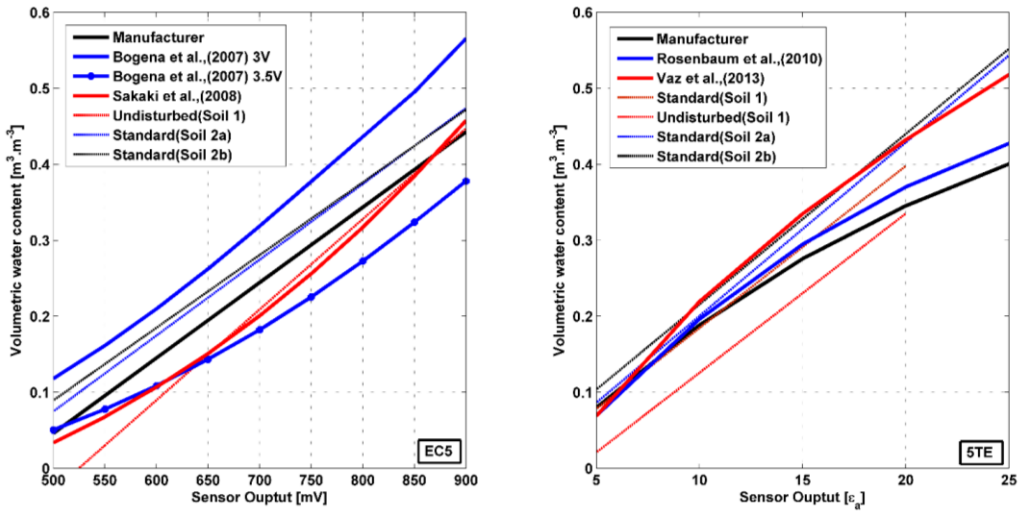
3.4. Comparison of Direct and Indirect Calibration Procedures

Direct and two-step calibration procedures derived from the literature in addition to the calibration methods conducted in the present study are compared in this section for the EC5 and 5TE sensors. The calibration equations selected for soil 1 and soil 2 are those obtained by the linear undisturbed and linear standard direct methods, respectively.

For the EC5 sensor, the equations derived from two direct procedures, the manufacturer and [32] are plotted in Figure 8, in addition to the experimental soil specific calibration equations selected in Section 3.3. Two curves obtained by the two-step method conducted in [12] and corresponding to 3 and 3.5 supply voltage are plotted as well. These two latter equations show a large deviation one from the other and significant deviation from all the other curves. It should be noted that the supply voltage to which the other equations were conducted is equal to 3.3 V. Thus, the effect of supply voltage on the calibration equation is clearly identified here for the EC5 sensor. A good agreement is found between [32] model and the undisturbed equation for soil 1. However, the model by [32] underestimates the water content of the standard method for soils 2a and 2b by about 0.1 $m^3 \cdot m^{-3}$. Soil 1 is a sandy loam soil (USDA) has 60.7 % of sand while soil 2 is a silt loam soil with 9.95% sand. Actually, the two-point alpha mixing model proposed by [43] and adopted by [32] was verified on industrial silica sands. Consequently, this model may provide reliable results but for soils with high sand content. The manufacturer equation systematically underestimation the VWC compared to the standard calibration values for soil 2, however the difference of about 0.03 $m^3 \cdot m^{-3}$, remains consistent with the accuracy specified by the supplier. The accuracy is lower for sandy loam soils, according to Section 3.2 (Figure 6), to be around 0.06 $m^3 \cdot m^{-3}$, especially at VWC < 0.25 $m^3 \cdot m^{-3}$.

Regarding the 5TE sensor, Figure 8 compares the experimental soil specific calibration equations selected in Section 3.3 to the curves derived from the manufacturer and [24] two steps procedures on the one hand, and the equation established by [36] with the standard direct procedure, on the other hand. The corrected apparent dielectric permittivity in [24] study does not show large improvement compared to the empirical equation of [11]. However the [36] direct calibration equation, corresponding to a limited range of mineral soils, shows discrepancies compared to the other two-step procedure equations. For instance, an apparent dielectric permittivity equal to 20 corresponds to 0.43, 0.37 and 0.35 $m^3 \cdot m^{-3}$ with [36], [24] and the manufacturer equations respectively. Two-steps procedure equations also deviate from both our experimental soil specific standard and undisturbed methods equations. This raises questions about the reliability of the two-step procedure that applies an empirical equation and does not take into account soil texture. The experimental calibration curves obtained with the standard direct calibration for soil 2 a and 2b follow closely the direct [36] equation. For soil 1, the discrepancy between the latter equation and the standard calibration method equation is up to 0.03 $m^3 \cdot m^{-3}$. This gap is approximately equal to the 0.025 $m^3 \cdot m^{-3}$ precision given by [36] when applying the equation for mineral soils, with large textural variations (Sand, Sandy loam, Silt loam, and Loam). However, this is not the case for the undistributed calibration equation on soil 1 with a much higher discrepancy of 0.1 $m^3 \cdot m^{-3}$. The manufacturer equation underestimates largely (> 0.05 $m^3 \cdot m^{-3}$) the values obtained by the standard method for soil 2a and 2b for VWCs superior to 0.3 $m^3 \cdot m^{-3}$. The direct (standard and [36]) and two-step procedures (manufacturer and [24]), with the exception of the undisturbed procedure, are relatively similar for the mid-range VWCs (0.2 < VWC < 0.3 $m^3 \cdot m^{-3}$), but the difference increases near saturation. This emphasizes the effect of soil texture on calibration results, as well as the effect of soil bulk density.

It should be noted that the calibration equations obtained for soils 2a and 2b are very similar to each other but are quite different from those of soil 1. This stresses the need for a specific calibration for each type of soil.



(**a**) (**b**)

Figure 8. Comparison of different calibration procedures reported in the literature for the EC5 (**a**) as well as for the 5TE sensor (**b**).

3.5. Evaluation of the Uncertainty of Prediction of Soil Moisture Measurement

The uncertainty is essentially due to the uncertainty associated with the chosen calibration curve, as the measurement is well repeatable. Thus the 90% predictions intervals pertaining to the calibration models retained in this paper are presented in Figure 9. For both sensor types, the figures show greater uncertainty in the prediction of soil moisture value for soil 2a and 2b than for soil 1. This may be linked to the calibration equations provided in Section 3.3, Table 5. Notably, even with approximately equivalent R^2, the calibration equation for soil 2 yields a greater RMSE than that of soil 1. For example, the calibration equation for the EC5 sensor, soil 1 and 2a, gives R^2 values of 0.92 and 0.94, respectively. However, the corresponding RMSE is 0.022 $m^3 \cdot m^{-3}$ for soil 1 which is less than 0.038 $m^3 \cdot m^{-3}$ for soil 2. Comparison of the sensors with each other reveals that the prediction intervals are tighter for the EC5 than for the 5TE, particularly for soil 1. As for the latter, the predicted value falls, at a confidence level of 90%, within a range of ± 0.025 and ± 0.035 $m^3 \cdot m^{-3}$, for sensors EC5 and 5TE (respectively). No significant difference from one type of sensor to another is noticed for soils 2a and 2b. The uncertainty of the prediction for this soil is approximately ± 0.045 $m^3 \cdot m^{-3}$, for both sensors. It should be emphasized that even with a soil-specific calibration, the uncertainty on water content measurement with this type of sensor remains significant, and often greater than that given by the manufacturer. Nevertheless, the undisturbed soil method applied to sandy loam for which the moisture gradient of the soil block is relatively limited and for an EC5 with better sensor–sensor variability than the 5TE contributes to a promising accuracy of 0.025 $m^3 \cdot m^{-3}$.

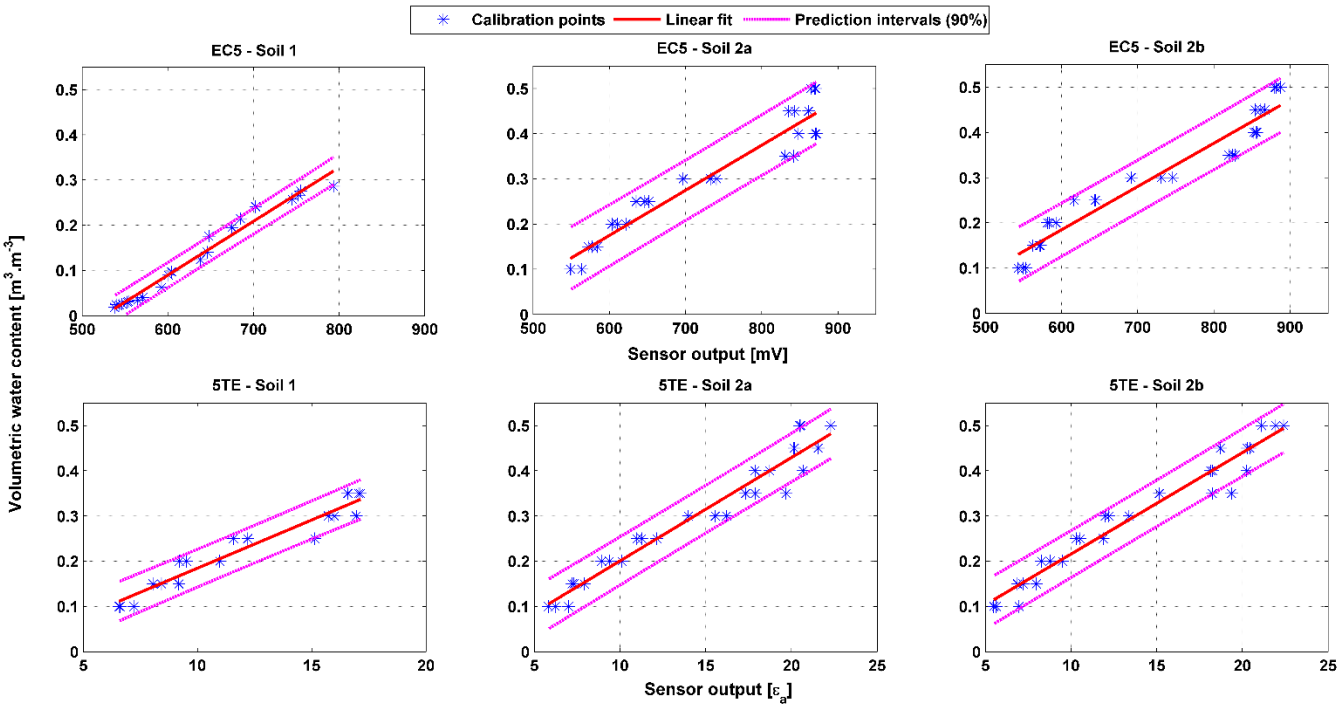


Figure 9. The 90 % predication intervals of the calibration models for sensors EC5 and 5TE in soil 1, 2a and 2b.

4. Conclusions

Continuous monitoring of soil moisture in SuDS is often necessary for hydrological performance evaluation, water balance estimation, soil hydrodynamic characteristics determination and finally calibration and validation of hydrological models. Low-cost capacitance sensors are suitable for such type of use. Despite a large amount of research regarding capacitance sensors, little have compared all methods and equations and provided calibration data for the soils used in urban context. Urban soils may present specific characteristics such as high bulk densities.

Two low-cost capacitance sensors were deeply investigated in this study. The EC5 and 5TE sensors were implemented in a study site, which consists of multiple sustainable urban drainage systems (SuDS), including two treatment trains and one bioretention facility. They were tested for sensor-to-sensor variability and repeatability. In addition, the effect of soil texture on sensor outputs is evaluated through a field calibration method. Two laboratory calibration procedures were performed, compared to each other and to the field calibration as well. One of the methods proposed in this study, based on undisturbed soil cores, is appropriate for soils with high bulk densities that may be confronted in urban environment. Lastly, a comparison of different procedures and methods reported in the literature is assessed.

The repeatability of both EC5 and TE sensor measurements is good, as the maximum noticed coefficient of variation was 0.1%. Generally, the 5TE sensor presents higher sensor to sensor variability than the EC5. This variability is greater in the air than in water, pure ethylene glycol, and soil. Yet, statistical analysis concluded that for a given soil, calibration curves are not significantly different from one sensor to the other, thus a single calibration equation is acceptable and can be applied for a given soil type and a given sensor type

The manufacturer supplied calibration equation were developed for mineral soils with different textural classes. A comparison of this equation with field calibration points has been assessed. Results show that field points do not completely fit into the manufacturer calibration equation even if its ± 0.03 $m^3 \cdot m^{-3}$ accuracy interval is taken into account. Thus, the application of a calibration equation to a wide range of soil texture class is not accurate, as demonstrated by the present study and other research.

Therefore, a soil-specific calibration equation is crucial to obtain an accurate measurement of soil water content.

A direct calibration method relating directly the sensor output to the volumetric water content takes into account the effect of soil texture in the interpretation. Conversely, the two-step procedure, conducted in solution, may lead to significant errors by omitting the direct effect of soil texture. Manufacturer equation for the EC5 sensor seems more appropriate for silt loam soil than for sandy loam soil, as for the latter, the accuracy is > 0.06 $m^3 \cdot m^{-3}$. The two-point alpha mixing model for EC5 proposed by [43] has led to promising results but for soils with high sand content. This model needs only two sensor outputs corresponding to saturated and dry conditions. Thus, the time and effort needed for calibration are reduced. For the 5TE sensor, the calibration equation provided by [36] suits better the soil with high silt and clay content.

This study suggests the use of the direct procedure and a soil-specific calibration equation to obtain accurate measurements of water content. Among the direct procedures, the proposed the most reliable method is the field, although it is not always possible to collect samples in situ and to cover the complete range of VWCs. The standard method comes in the second place, except for very high density soils for which it is very difficult to reproduce the in-situ density in the lab on unstructured soil. The "undisturbed" method is a good alternative in the latter case, as long as the volume of the soil sample corresponds to the measurement volume of the sensor, so as not to have a bias linked to the gradient of the water content in the block of soil. The latter method applied on EC5 sensor yields a VWC prediction accuracy of 0.025 and 0.045 $m^3 \cdot m^{-3}$ for sandy loam and silt loam soil, respectively. Further research is worth conducting to assess the effect of this uncertainty on the experimental evaluation of hydrological performance of SuDS as well as on the calibration and validation of hydrological models.

Author Contributions: Conceptualization, T.K., M.-C.G., D.R. and G.C.; methodology, T.K.; experimental work, T.K. and P.D.; data processing, T.K. and P.D.; statistical data analysis, T.K.; writing—original draft preparation, T.K.; writing—review and editing, M.-C.G., D.R. and G.C.; supervision, M.-C.G., D.R. and G.C. All authors have read and agreed to the published version of the manuscript.

Funding: This research received funding from the OPUR Observatory of Urban Pollutants in Paris and the ROULEPUR research programs. This work was also funded by the Lebanese University, Ecole des Ponts ParisTech and the National Lebanese Council for Scientific Research (CNRS-L).

Acknowledgments: This study has been conducted within the framework of the OPUR Observatory of Urban Pollutants in Paris and the ROULEPUR research program. The authors gratefully acknowledge OPUR partners (AESN, SIAAP, CD92, CD93, CD94, Ville de Paris), Office Français de la Biodiversité, Seine Normandie Water Agency, National Lebanese Council for Scientific Research (CNRS-L), Lebanese University and Ecole des Ponts ParisTech for financial support. We would like also to acknowledge the Seine-et-Marne Departmental Council, for their partnership and technical –support.

Conflicts of Interest: The authors declare no conflict of interest.

Appendix A

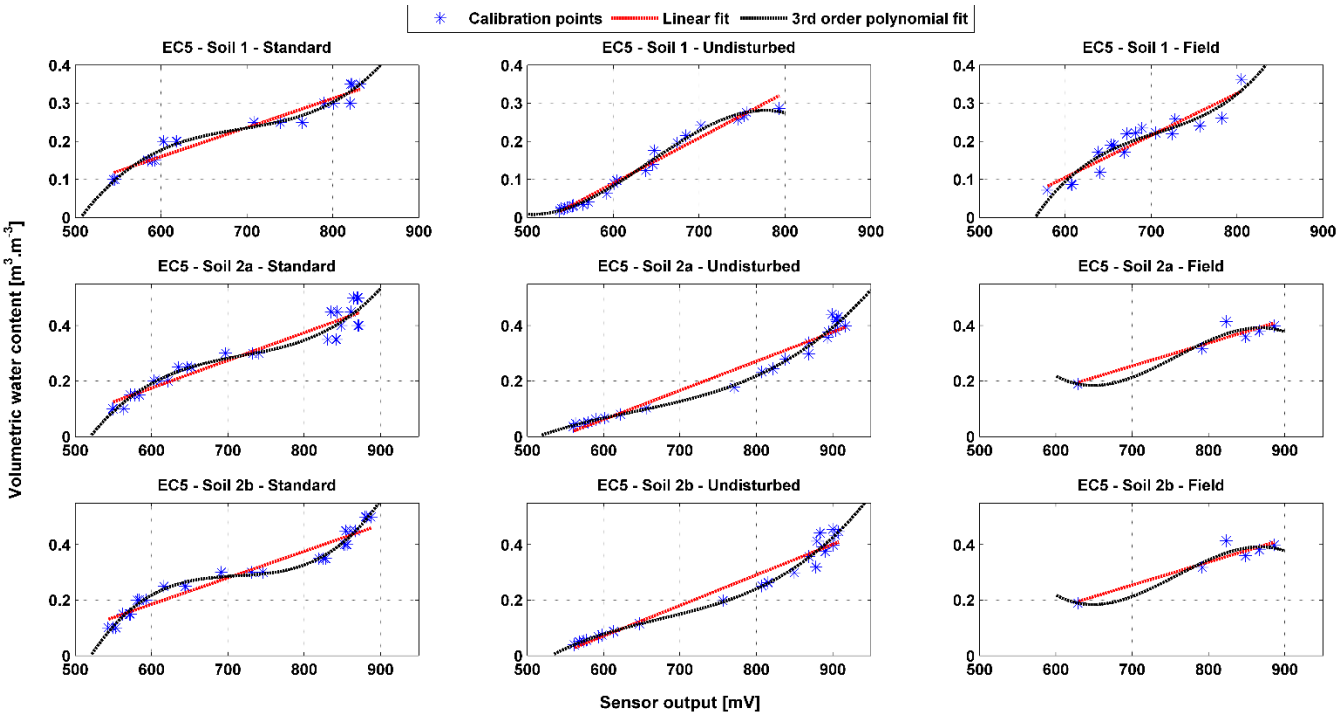


Figure A1. Linear and third-order polynomial fitting curves to EC5 sensor calibration data obtained by means of standard, undisturbed and field methods on soil 1, 2a and 2b.

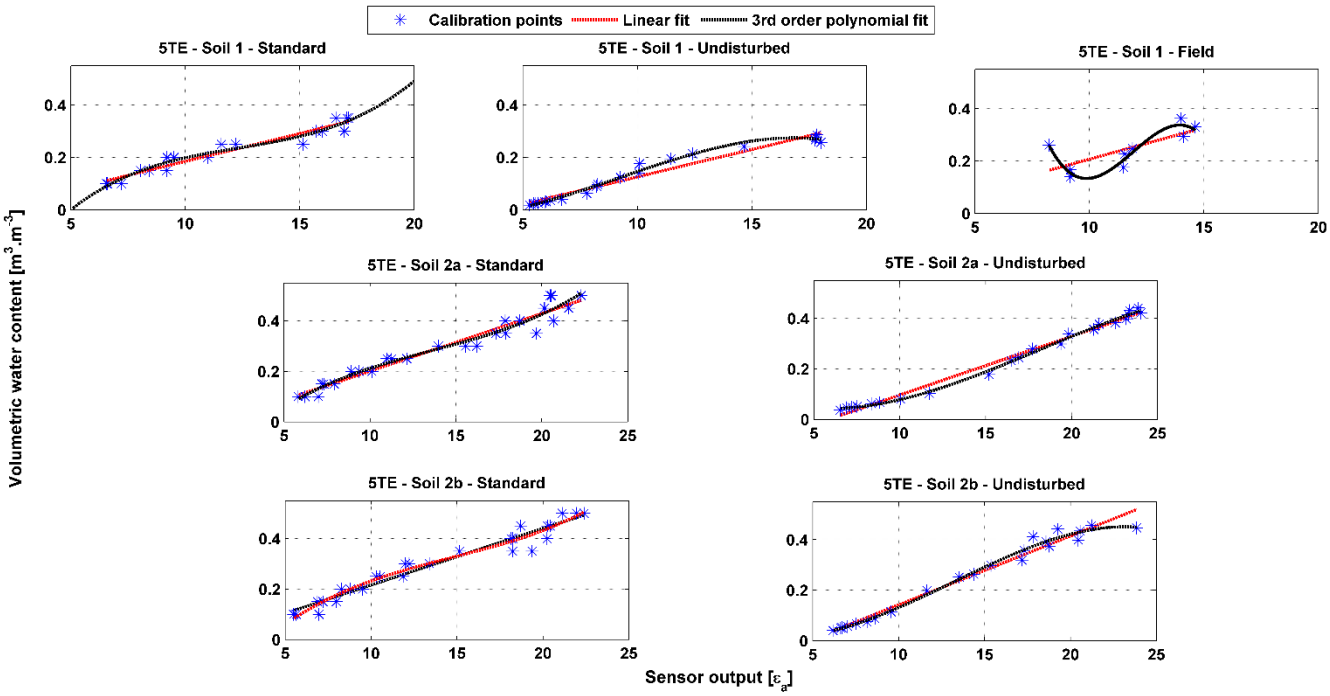


Figure A2. Linear and third-order polynomial fitting curves to 5TE sensor calibration data obtained by means of standard, undisturbed and field methods on soil 1, 2a and 2b.

References

1. Eagleman, J.R.; Lin, W.C. Remote sensing of soil moisture by a 21-cm passive radiometer. *J. Geophys. Res.* **1976**, *81*, 3660–3666.

2. Kaleita, A.L.; Tian, L.F.; Hirschi, M.C. Relationship between soil moisture content and soil surface reflectance. *Trans. ASAE* **2005**, *48*, 1979–1986.
3. Njoku, E.G.; Entekhabi, D. Passive microwave remote sensing of soil moisture. *J. Hydrol.* **1996**, *184*, 101–129.
4. Robinson, D.A.; Jones, S.B.; Wraith, J.M.; Or, D.; Friedman, S.P. A review of advances in dielectric and electrical conductivity measurement in soils using time domain reflectometry. *Vadose Zone J.* **2003**, *2*, 444–475.
5. Dalton, F.N.; Van Genuchten, M.T. The time-domain reflectometry method for measuring soil water content and salinity. *Geoderma* **1986**, *38*, 237–250.
6. Bell, J.P.; Dean, T.J.; Hodnett, M.G. Soil moisture measurement by an improved capacitance technique, Part II. Field techniques, evaluation and calibration. *J. Hydrol.* **1987**, *93*, 79–90.
7. Dean, T.J.; Bell, J.P.; Baty, A.J.B. Soil moisture measurement by an improved capacitance technique, Part I. Sensor design and performance. *J. Hydrol.* **1987**, *93*, 67–78.
8. Eller, H.; Denoth, A. A capacitive soil moisture sensor. *J. Hydrol.* **1996**, *185*, 137–146.
9. Fares, A.; Alva, A.K. Soil water components based on capacitance probes in a sandy soil. *Soil Sci. Soc. Am. J.* **2000**, *64*, 311–318.
10. Evett, S.R.; Ruthardt, B.B.; Kottkamp, S.T.; Howell, T.A.; Schneider, A.D.; Tolk, J.A. Accuracy and precision of soil water measurements by neutron, capacitance, and TDR methods. In Proceedings of the 17th Water Conservation Soil Society Symposium, Bangkok, Thailand, 14–21 August 2002.
11. Topp, G.C.; Davis, J.L.; Annan, A.P. Electromagnetic determination of soil water content: Measurements in coaxial transmission lines. *Water Resour. Res.* **1980**, *16*, 574–582.
12. Bogena, H.R.; Huisman, J.A.; Oberdörster, C.; Vereecken, H. Evaluation of a low-cost soil water content sensor for wireless network applications. *J. Hydrol.* **2007**, *344*, 32–42, doi:10.1016/j.jhydrol.2007.06.032.
13. Fares, A.; Safeeq, M.; Awal, R.; Fares, S.; Dogan, A. Temperature and Probe-to-Probe Variability Effects on the Performance of Capacitance Soil Moisture Sensors in an Oxisol. *Vadose Zone J.* **2016**, *15*, doi:10.2136/vzj2015.07.0098.
14. Payero, J.O.; Qiao, X.; Khalilian, R.D.; Davis, R. Impact of soil texture on the performance of three soil moisture sensor types. In *2014 Montreal, Quebec Canada July 13–July 16, 2014*; American Society of Agricultural and Biological Engineers: St. Joseph, MI, USA, 2014; p. 1.
15. Seyfried, M.S.; Grant, L.E. Temperature Effects on Soil Dielectric Properties Measured at 50 MHz. *Vadose Zone J.* **2007**, *6*, 759–765, doi:10.2136/vzj2006.0188.
16. Bañón, S.; Ochoa, J.; Bañón, D.; Ortuño, M.F.; Sánchez-Blanco, M.J. Assessment of the Combined Effect of Temperature and Salinity on the Outputs of Soil Dielectric Sensors in Coconut Fiber. *Sustainability* **2020**, *12*, 6577, doi:10.3390/su12166577.
17. Scoggins, H.L.; van Iersel, M.W. In situ probes for measurement of electrical conductivity of soilless substrates: Effects of temperature and substrate moisture content. *HortScience* **2006**, *41*, 210–214.
18. Kizito, F.; Campbell, C.S.; Campbell, G.S.; Cobos, D.R.; Teare, B.L.; Carter, B.; Hopmans, J.W. Frequency, electrical conductivity and temperature analysis of a low-cost capacitance soil moisture sensor. *J. Hydrol.* **2008**, *352*, 367–378, doi:10.1016/j.jhydrol.2008.01.021.
19. Mittelbach, H.; Casini, F.; Lehner, I.; Teuling, A.J.; Seneviratne, S.I. Soil moisture monitoring for climate research: Evaluation of a low-cost sensor in the framework of the Swiss Soil Moisture Experiment (SwissSMEX) campaign. *J. Geophys. Res.* **2011**, *116 (D5)*, doi:10.1029/2010JD014907.
20. Abbas, F.; Fares, A.; Fares, S. Field Calibrations of Soil Moisture Sensors in a Forested Watershed. *Sensors* **2011**, *11*, 6354–6369, doi:10.3390/s110606354.
21. Ganjegunte, G.K.; Sheng, Z.; Clark, J.A. Evaluating the accuracy of soil water sensors for irrigation scheduling to conserve freshwater. *Appl. Water Sci.* **2012**, *2*, 119–125, doi:10.1007/s13201-012-0032-7.
22. Kinzli, K.-D.; Manana, N.; Oad, R. Comparison of laboratory and field calibration of a soil-moisture capacitance probe for various soils. *J. Irrig. Drain. Eng.* **2011**, *138*, 310–321.
23. Mittelbach, H.; Lehner, I.; Seneviratne, S.I. Comparison of four soil moisture sensor types under field conditions in Switzerland. *J. Hydrol.* **2012**, *430–431*, 39–49, doi:10.1016/j.jhydrol.2012.01.041.
24. Rosenbaum, U.; Huisman, J.A.; Weuthen, A.; Vereecken, H.; Bogena, H.R. Sensor-to-Sensor Variability of the ECHO EC-5, TE, and 5TE Sensors in Dielectric Liquids. *Vadose Zone J.* **2010**, *9*, 181, doi:10.2136/vzj2009.0036.
25. Singh, J.; Lo, T.; Rudnick, D.R.; Dorr, T.J.; Burr, C.A.; Werle, R.; Shaver, T.M.; Muñoz-Arriola, F. Performance assessment of factory and field calibrations for electromagnetic sensors in a loam soil. *Agric. Water Manag.* **2018**, *196*, 87–98, doi:10.1016/j.agwat.2017.10.020.

26. Sharma, H.; Shukla, M.K.; Bosland, P.W.; Steiner, R. Soil moisture sensor calibration, actual evapotranspiration, and crop coefficients for drip irrigated greenhouse chile peppers. *Agric. Water Manag.* **2017**, *179*, 81–91, doi:10.1016/j.agwat.2016.07.001.
27. Spelman, D.; Kinzli, K.-D.; Kunberger, T. Calibration of the 10HS Soil Moisture Sensor for Southwest Florida Agricultural Soils. *J. Irrig. Drain. Eng.* **2013**, *139*, 965–971, doi:10.1061/(ASCE)IR.1943-4774.0000647.
28. Varble, J.L.; Chávez, J.L. Performance evaluation and calibration of soil water content and potential sensors for agricultural soils in eastern Colorado. *Agric. Water Manag.* **2011**, *101*, 93–106, doi:10.1016/j.agwat.2011.09.007.
29. METER Group. *ECH2O EC-5 Manual*; METER Group: Pullman, WA, USA, 2018.
30. METER Group. *ECH2O 5TE Manual*; METER Group: Pullman, WA, USA, 2018.
31. Davis, A.P. Green Engineering Promote Low-Impact Development. *Environmental Science and Technology*. **2005**, 39, 338A–344A.
32. Sakaki, T.; Limsuwat, A.; Smits, K.M.; Illangasekare, T.H. Empirical two-point α -mixing model for calibrating the ECH_2O EC-5 soil moisture sensor in sands: TWO-POINT α -MIXING MODEL. *Water Resour. Res.* **2008**, *44*, doi:10.1029/2008WR006870.
33. Robinson, D.A.; Gardner, C.M.K.; Evans, J.; Cooper, J.D.; Hodnett, M.G.; Bell, J.P. The dielectric calibration of capacitance probes for soil hydrology using an oscillation frequency response model. *Hydrol. Earth Syst. Sci. Discuss.* **1998**, *2*, 111–120.
34. Seyfried, M.S.; Murdock, M.D. Measurement of soil water content with a 50-MHz soil dielectric sensor. *Soil Sci. Soc. Am. J.* **2004**, *68*, 394–403.
35. Bircher, S.; Andreasen, M.; Vuollet, J.; Vehviläinen, J.; Rautiainen, K.; Jonard, F.; Weihermüller, L.; Zakharova, E.; Wigneron, J.-P.; Kerr, Y.H. Soil moisture sensor calibration for organic soil surface layers. *Geosci. Instrum. Methods Data Syst.* **2016**, *5*, 109–125, doi:10.5194/gi-5-109-2016.
36. Vaz, C.M.P.; Jones, S.; Meding, M.; Tuller, M. Evaluation of Standard Calibration Functions for Eight Electromagnetic Soil Moisture Sensors. *Vadose Zone J.* **2013**, *12*, 1–16, doi:10.2136/vzj2012.0160.
37. Visconti, F.; de Paz, J.M.; Martínez, D.; Molina, M.J. Laboratory and field assessment of the capacitance sensors Decagon 10HS and 5TE for estimating the water content of irrigated soils. *Agric. Water Manag.* **2014**, *132*, 111–119, doi:10.1016/j.agwat.2013.10.005.
38. Jones, S.B.; Blonquist, J.M.; Robinson, D.A.; Rasmussen, V.P.; Or, D. Standardizing characterization of electromagnetic water content sensors. *Vadose Zone J.* **2005**, *4*, 1048–1058.
39. Gasch, C.K.; Brown, D.J.; Brooks, E.S.; Yourek, M.; Poggio, M.; Cobos, D.R.; Campbell, C.S. A pragmatic, automated approach for retroactive calibration of soil moisture sensors using a two-step, soil-specific correction. *Comput. Electron. Agric.* **2017**, *137*, 29–40, doi:10.1016/j.compag.2017.03.018.
40. Kanso, T.; Tedoldi, D.; Gromaire, M.-C.; Ramier, D.; Saad, M.; Chebbo, G. Horizontal and Vertical Variability of Soil Hydraulic Properties in Roadside Sustainable Drainage Systems (SuDS)—Nature and Implications for Hydrological Performance Evaluation. *Water* **2018**, *10*, 987, doi:10.3390/w10080987.
41. Cronshey, R. Urban hydrology for small watersheds. *Tech. Release* **1986**, *55*, 2–6.
42. Parsons, L.R.; Bandaranayake, W.M. Performance of a New Capacitance Soil Moisture Probe in a Sandy Soil. *Soil Sci. Soc. Am. J.* **2009**, *73*, 1378, doi:10.2136/sssaj2008.0264.
43. Robinson, D.A.; Jones, S.B.; Blonquist, J.M.; Friedman, S.P. A physically derived water content/permittivity calibration model for coarse-textured, layered soils. *Soil Sci. Soc. Am. J.* **2005**, *69*, 1372–1378.
44. Starr, J.L.; Paltineanu, I.C. Methods for measurement of soil water content: Capacitance devices. *Methods Soil Anal. Part 4 Phys. Methods* **2002**, *4*, 463–474.
45. Cobose, D.R.; Chambers, C. Calibrating ECH_2O soil moisture sensors. *Decagon Devices Pullman WA* **2010**, *ApplicationNote.*1–5. https://assets.tequipment.net/assets/1/26/Calibrating_ECH2O_Soil_Moisture_Sensors.pdf
46. Topp, G.C.; Ferré, P.A. Determination of water content. *Methods Soil Anal.* **2002**, *Part 4*, 417–545.
47. Logsdon, S.D. CS616 Calibration: Field versus Laboratory. *Soil Sci. Soc. Am. J.* **2009**, *73*, 1–6, doi:10.2136/sssaj2008.0146.
48. RoTimi Ojo, E.; Bullock, P.R.; Fitzmaurice, J. Field Performance of Five Soil Moisture Instruments in Heavy Clay Soils. *Soil Sci. Soc. Am. J.* **2015**, *79*, 20, doi:10.2136/sssaj2014.06.0250.
49. Assouline, S.; Narkis, K.; Tyler, S.W.; Lunati, I.; Parlange, M.B.; Selker, J.S. On the Diurnal Soil Water Content Dynamics during Evaporation Using Dielectric Methods. *Vadose Zone J.* **2010**, *9*, 709, doi:10.2136/vzj2009.0109.

Publisher's Note: MDPI stays neutral with regard to jurisdictional claims in published maps and institutional affiliations.

© 2020 by the authors. Licensee MDPI, Basel, Switzerland. This article is an open access article distributed under the terms and conditions of the Creative Commons Attribution (CC BY) license (http://creativecommons.org/licenses/by/4.0/).

Fin du papier

2.2.4 Conclusions

Caractérisation des propriétés hydrauliques du sol et de leur variabilité spatiale

L'incertitude des propriétés hydrauliques du sol liée à la méthode d'évaluation/mesure, ainsi que la variabilité horizontale et verticale intrinsèque, ont été étudiées dans le premier article pour trois ouvrages végétalisés en bordure de voirie. Une analyse des facteurs affectant cette variabilité, ainsi que ses effets sur la dynamique et les volumes d'eau simulés, a été réalisée.

La variabilité horizontale de la conductivité hydraulique à saturation K_s s'est avérée élevée, avec un coefficient de variation allant de 60 à 160% au sein de chaque dispositif, sans aucune tendance spatiale visible. De plus, une variabilité verticale notable a été constatée dans l'un des sites étudiés (la noue de biorétention). Les techniques de construction (compaction), le développement non homogène de la végétation et de l'activité biologique, la durée de la mise en fonctionnement, ainsi que les précipitations de carbonate de calcium, pourraient jouer un rôle important sur les valeurs des propriétés hydrauliques du sol et leur variabilité spatiale.

La variabilité spatiale des propriétés hydrauliques du sol s'est avérée être dominante par rapport aux incertitudes des prédictions des fonctions de pédotransfert (PTFs) et à celles induites par les erreurs expérimentales. Les PTFs prédisent les courbes de rétention d'eau et de conductivité hydraulique avec une précision raisonnable pour deux sites sur trois.

Le nombre de mesures d'infiltration qui pourraient être effectuées afin d'évaluer avec précision la moyenne arithmétique de K_s avec une incertitude d'un facteur de deux ou moins et un niveau de confiance de 80 % s'est avéré être de quatre/huit, selon le site étudié.

L'effet de la variabilité horizontale et verticale de la valeur de K_s sur la performance hydrologique prédite d'une cellule de biorétention a été évalué à l'aide du logiciel HYDRUS-1D. Les résultats mettent clairement en évidence l'impact significatif de K_s sur la dynamique de l'eau simulée, y compris le flux et le volume drainé. De plus, la variabilité verticale s'est avérée être la plus impactante par rapport à la variabilité horizontale de K_s et de sa méthode d'évaluation. Cette variabilité verticale pourrait modifier la performance hydrologique à long terme des systèmes d'assainissement et la répartition du débit en diminuant l'infiltration dans le sol et en augmentant le débit de surface. Par conséquent, pour représenter efficacement la variabilité spatiale lors de la modélisation d'un système d'infiltration, des mesures du sol doivent être effectuées à la surface, ainsi que verticalement. Une valeur moyenne harmonique des K_s de chaque couche appliquée à un domaine homogène pourrait être une alternative à un domaine à deux couches avec deux K_s différents.

Evaluation des capteurs EC5 et 5TE

Deux capteurs capacitifs à bas coût ont été étudiés. Les capteurs EC5 et 5TE ont été mis en place sur un site d'étude, comprenant des ouvrages végétalisés de gestion des eaux de ruissellement de voirie (deux bandes enherbées et une cellule de biorétention). Ils ont été testés pour leur variabilité d'un capteur à l'autre et leur répétabilité. En outre, l'effet de la texture du sol sur les données des capteurs est évalué par étalonnage *in situ*. Deux procédures d'étalonnage en laboratoire ont été réalisées, comparées l'une à l'autre ainsi qu'à l'étalonnage sur le terrain. L'une des méthodes proposées dans cette étude, basée sur des échantillons de sol non remaniés, est appropriée pour les sols à forte densité apparente qui peuvent être trouvés dans un environnement urbain. Enfin, une comparaison des différentes procédures et méthodes rapportées dans la littérature est effectuée.

La répétabilité des mesures des capteurs EC5 et 5TE est bonne, le coefficient de variation maximal constaté étant de 0,1 %. En général, le capteur 5TE présente une plus grande variabilité d'un capteur à l'autre que l'EC5. Cette variabilité est plus importante dans l'air que dans l'eau, l'éthylène glycol pur et le sol. Cependant, l'analyse statistique a conclu que pour un sol donné, les courbes d'étalonnage ne sont pas significativement différentes d'un capteur à l'autre, donc une seule équation d'étalonnage est acceptable et peut être appliquée pour un type de sol donné et un type de capteur donné.

Une comparaison entre l'équation d'étalonnage fournie par le fabricant avec les points d'étalonnage sur le terrain a été effectuée. Les résultats montrent que les points de terrain ne correspondent pas complètement à l'équation d'étalonnage du fabricant, même si son intervalle de précision de ± 0,03 $m^3 \cdot m^{-3}$ est pris en compte. Ainsi, l'application d'une équation de calibration à une large gamme de classe texturale de sol n'est pas précise, comme le démontre la présente étude et d'autres recherches. Par

conséquent, une équation de calibration spécifique au sol est cruciale pour obtenir une mesure précise de la teneur en eau du sol.

Une méthode de calibration directe reliant directement la sortie du capteur à la teneur en eau volumétrique prend en compte l'effet de la texture du sol dans l'interprétation. À l'inverse, la procédure en deux étapes, réalisée en solution, peut conduire à des erreurs importantes en omettant l'effet direct de la texture du sol. L'équation du fabricant pour le capteur EC5 semble plus appropriée pour les sols de type « silt loam » que pour les sols de type « limon sableux », pour ces derniers, la précision est > 0,06 $m^3 \cdot m^{-3}$.

Cette étude suggère l'utilisation de la procédure directe et d'une équation de calibration spécifique au sol pour obtenir des mesures précises de la teneur en eau. Parmi les procédures directes, la méthode proposée la plus fiable est le terrain, cependant il n'est pas toujours possible de collecter des échantillons in situ et de couvrir la gamme complète de teneur en eau. La méthode standard arrive en deuxième place, sauf pour les sols de très haute densité pour lesquels il est très difficile de reproduire la densité *in situ* en laboratoire sur un sol remanié. La méthode proposée dans cet article est une bonne alternative dans ce dernier cas, pour autant que le volume de l'échantillon de sol corresponde au volume de mesure du capteur, afin de ne pas avoir de biais lié au gradient de la teneur en eau dans le bloc de sol. Cette dernière méthode appliquée sur le capteur EC5 donne une précision de prédiction de la teneur en eau de 0,025 et 0,045 $m^3 \cdot m^{-3}$ pour les sols limon sableux et limon fin, respectivement.

2 .3 Bilan des données acquises et validation

2.3.1 Acquisition des données

Les périodes de mesure exploitées dans le cadre de cette thèse pour les différents équipements ainsi que le pas d'enregistrement des données sont indiquées dans le Tableau 2.*4*. Le pas de temps d'acquisition est diffèrent entre les instruments de mesure. La pluie est enregistrée au pas de temps constant de 6 minutes. Les deux séries de données pluviométriques qui seront utilisées dans ce qui suit sont Compans et Roissy. Les débits mesurés par les augets basculants dans le regard eaux brutes et les cuves de la noue filtrante et de la bande enherbée 1 sont enregistrés au pas de volume (horodatage des basculements). Les capteurs hydrologiques de teneur en eau et de tension enregistrent à un pas de temps de 30 min. La hauteur d'eau en surface de la noue filtrante est enregistrée à un pas de temps 30 min si la hauteur est inférieure à 7

cm. Dès que cette hauteur dépasse les 7 cm, le capteur commence à enregistrer à un pas de temps plus fin d'une minute.

Tableau 2.4. Pas de temps d'enregistrements et période de mesure pour les différents équipements.

Type de mesure	Pas temps d'enregistrement dt	Période de mesure
Pluie Compans	6 min	01/02/2015 - 29/01/2018
Pluie Roissy	6 min	18/04/2017- 18/10/2017
Débit de ruissellement (regard eaux brutes)	Horodatage des basculements d'auget	26 /11/2015 - 25/01/2018
Débit drainé bande enherbée	Horodatage des basculements d'auget	23/11/2016 - 26/01/2018
Débit drainé noue	Horodatage des basculements d'auget	07/04/2016 - 26/01/2018
Hauteur d'eau en surface de la noue	Mesure instantanée à pas de temps de : • 1 min si h >7 cm • 30 min si h<= 7 cm	30/09/2016 - 26/01/2018
Capteurs teneur en eau bande enherbée 1	Mesure instantanée à pas de temps 30 min	21/01/2015 - 26/01/2018
Capteurs teneur en eau bande enherbée 2	Mesure instantanée à pas de temps 30 min	20/02/2015 - 26/01/2018
Capteurs teneur en eau et tension noue	Mesure instantanée à pas de temps 30 min	30/09/2016 - 26/01/2018

Des données ont été perdues en raison de certaines contraintes de mesure *in situ* telles que la décharge des batteries des centrales d'acquisition de données ou la panne des centrales due à des conditions humides, comme dans le cas du regard des eaux brutes. Les périodes de mesure et les « trous » dans celles-ci sont présentés à la Figure 2.27.

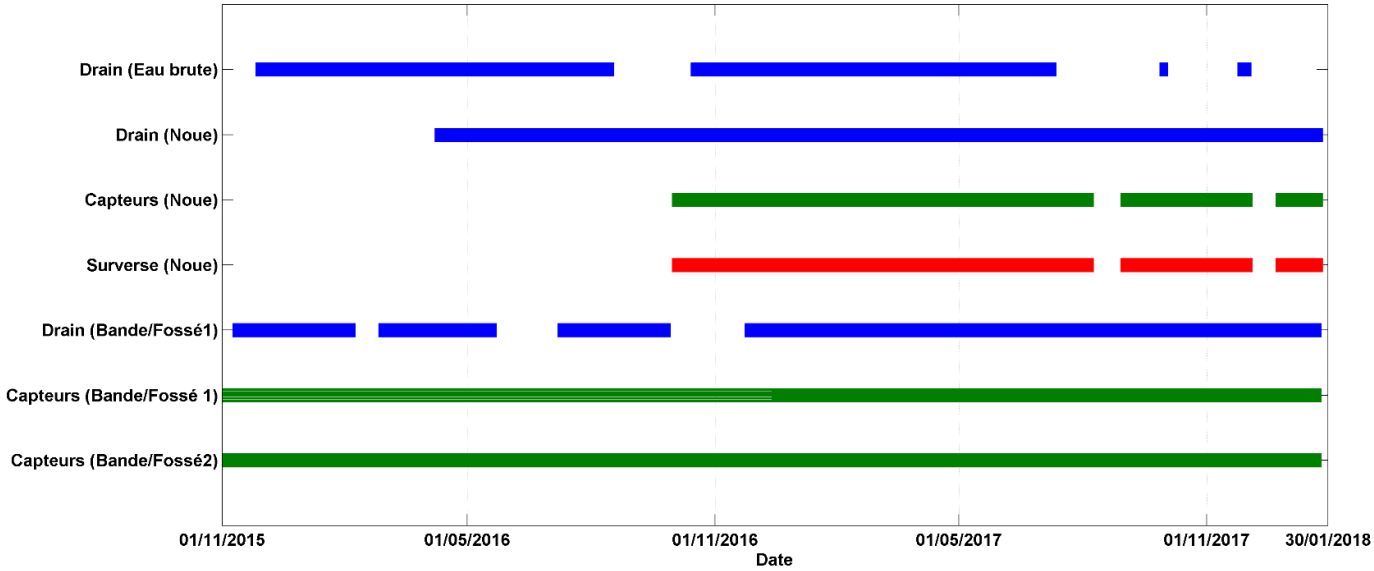


Figure 2.27. Périodes de mesure et « trous » dans les périodes

2.3.2 Validation des données et base de données finale

Il existe de nombreuses méthodes pour détecter les données fausses en vue de valider les séries de données :

- Tout d'abord, la plage de mesure peut être vérifiée.
- Pour les mesures physiques, telles que les mesures de teneur en eau ou de tension matricielle, les valeurs mesurées ne peuvent pas dépasser certaines bornes.
- Pour valider les données, il faut aussi détecter les trous et les exclure de la série de mesures. Les trous peuvent correspondre à une absence d'enregistrement. Une valeur constante mesurée sur une période de temps pendant laquelle cette valeur doit fluctuer peut également montrer que les mesures sont fausses.
- Enfin, la méthode de cohérence spatiale entre les mesures dans le cas où les mesures sont spatialement liées peut-être adaptée.

2.3.2.1 Validation des séries pluie / débit

La méthode suivie ici pour valider les précipitations et les débits drainés est la méthode de la cohérence spatiale. En fait, le ruissellement de chaque bassin versant doit être cohérent avec les précipitations enregistrées. Pour cela, la première étape consistait à transformer toutes les séries de débits (débits de drain de la bande enherbée, débits de drain de la noue, débits d'eau brute) pour disposer de séries à un pas de temps constant et identique.

Pour transformer les débits en pas de temps fixes, les volumes à pas de temps variables sont calculés, puis le cumul de ces volumes est fait et ensuite interpolé linéairement

pour obtenir les volumes à 6 minutes de pas de temps. Les débits sont ensuite calculés sur la base des volumes à pas de temps constants.

Après transformation des débits à pas constants de 6 min, toutes les séries pluie/débit sont devenues concomitantes. Des sommes journalières de volume, exprimé en mm de pluie équivalente (volume divisé par la surface de bassin versant), et de pluie (mm) ont été calculées afin de les comparer et d'identifier les valeurs incohérentes les unes par rapport aux autres. Pour évaluer la cohérence entre les sommes, des indicateurs fixes sont déterminés et calculés. Ces indicateurs sont donnés dans les équations ci-dessous (Équation 2.*1*, Équation 2.*2*, Équation 2.*3*, Équation 2.*4*). La somme journalière c'est la somme sur une journée.

Équation 2.1

$$D_{CR} = \sum_{Journalière} P_{Compans} - \sum_{Journalière} P_{Roissy}$$

Équation 2.2

$$D_{CB} = \sum_{Journalière} P_{Compans} - V_{Brutes}$$

Équation 2.3

$$D_{CN} = \sum_{Journalière} P_{Compans} - V_{Noue}$$

Équation 2.4

$$D_{CA} = \sum_{Journalière} P_{Compans} - V_{Bande}$$

Avec $P_{Compans}$ hauteur de la pluie à Compans [mm] ; P_{Roissy} hauteur de la pluie à Roissy [mm] ; V_{Brutes} volume enregistré par l'auget basculant du regard eaux brutes (bassin de référence) en équivalent mm de pluie [mm]; V_{Noue} et V_{Bande} volumes sortant du drain de la noue filtrante et de la bande enherbée 1 (drainé), respectivement, en équivalent mm de pluie [mm] ; D_{CR} , D_{CB} , D_{CN} et D_{CA} la différence de la somme journalière des pluies de Compans et des pluies de Roissy, du volume ruisselé du bassin versant de référence, du volume sortant du drain de la noue et du volume sortant du drain de la bande enherbée 1 (respectivement).

Après le calcul de ces indicateurs, une interprétation des résultats est faite et des actions sont donc déterminées. Le Tableau 2.5 présente l'interprétation ainsi que les solutions appliquées pour valider et corriger les séries de données. Un indicateur a un signe positif si la différence est positive et un signe négatif si la différence est négative.

Tableau 2.5. Interprétation et actions à entreprendre pour valider et corriger les séries de données.

D_{CR}	D_{CB}	D_{CN}	D_{CA}	$V_{Brutes}/P_{Compans}$	V_{Brutes}/P_{Roissy}	**Interprétation**	**Action**
+ ou -	+	+	+	0.7<Ratio<1		Pas de problème dans les séries de données	Données Valides
+	+	+	+	<0.7	0.7<Ratio<1	Visualiser l'hyétogramme de pluie (Roissy et Compans) et l'hydrogramme de débit eaux brutes	Si le débit ne correspond pas à la pluie de Compans ou de Roissy : remplacer la série de débits (avant transformation à pas de temps fixe) par un code d'erreur (-6999) Si le débit correspond à la pluie de Roissy : remplacer la série de pluie par la pluie de Roissy
+	-	+	+	>1		Problème dans la série débits eaux brutes	Si le basculement d'auget n'est pas correct : remplacer les valeurs des basculements par un code d'erreur (-6999) Si le basculement d'auget est causé par une intervention sur site : supprimer les basculements
-	-	+	+	>1	0.7<Ratio<1	Visualiser l'hyétogramme de pluie Roissy l'hydrogramme de débit eaux brutes	Si le basculement d'auget n'est pas correct : remplacer les valeurs des basculements par un code d'erreur (-6999) Si le basculement d'auget est causé par une intervention sur site : supprimer les basculements Si le débit correspond à la pluie de Roissy : remplacer la série de pluie par la pluie de Roissy
-	+	+	+	>0.7		Pas de problème dans les séries de données	Données valides
-	+	+	+	<0.7		Visualiser l'hydrogramme de débit eaux brutes	Si le basculement d'auget n'est pas correct : remplacer les valeurs des basculements par un code d'erreur (-6999)
-	-	-	-			Visualiser l'hyétogramme de pluie Roissy	Remplacer la série de pluie par la pluie de Roissy
-	-	-	+			Visualiser l'hyétogramme de pluie Roissy	Remplacer la série de pluie par la pluie de Roissy
-	-	+	-			Visualiser l'hyétogramme de pluie Roissy	Remplacer la série de pluie par la pluie de Roissy

Par conséquent, pour la série pluie validée nous obtenons une série contenant les données du pluviomètre de Compans dans le cas où les débits correspondent à la pluie de Compans, et du pluviomètre de Roissy dans le cas où les débits correspondent à celle-ci. Un code est donné à chaque pas de temps pour identifier si c'est la pluie de Roissy ou de Compans qui est retenue. Pour les données eaux brutes, tout basculement jugé incorrect a été remplacé par un code d'erreur, tandis que les basculements causés par une intervention sur site ont été supprimés. Aucun problème n'a été identifié dans les séries de débits des drains de la bande enherbée et de la noue. Après la validation de la série de pluie qui comprend les données des pluviomètres de Compans et de Roissy, elle a été transformée à un pas de temps fixe par la méthode des volumes cumulés.

2.3.2.2 Lissage de la série de pluie et d'ETP

Le calcul des intensités de pluie à partir de l'enregistrement du nombre de basculements par pas de temps de 6 mn est susceptible d'induire des biais lorsque l'intensité de pluie est faible. Ainsi, pour des intensités de pluies inférieures à 2 mm/h, soit 1 basculement en un temps supérieur à 6 min, cela conduirait à des successions de pas de temps de 0 mm/h (pas de basculement d'auget au cours du pas de temps) et 2 mm/h (1 basculement au cours du pas de temps). Aussi avons-nous procédé à un « lissage » de ces données avant leur exploitation.

La méthode de lissage de la pluie consiste à supprimer les pas de temps avec 0 hauteur de pluie, à calculer les hauteurs de pluie cumulées sur les pas de temps non nuls, puis à appliquer à ces données cumulées une fonction d'interpolation.

Cette méthode pose cependant problème lorsqu'on a enregistré plus que 1 basculement sur un pas de temps d'enregistrement. En effet seul le 1er basculement est à répartir sur l'ensemble de la durée depuis le basculement précédent. Les basculements suivants correspondent à de la précipitation durant le pas de temps d'enregistrement. Quand l'intensité de la pluie est inférieure à 2 mm/h, donc moins de 0,2 mm en 6 mn, les enregistrements présentent des pas de temps avec H=0, entrecoupés par des pas de temps avec H=0,2mm. On peut supposer que la pluie a été continue, et donc que le 0,2 mm a été précipité pendant la durée depuis le temps précédent non nul. Mais en cas d'averse orageuse, on peut avoir un certain nombre de pas de temps nuls suivis d'un pas de temps de 0,6mm par exemple. Pour le premier basculement on ne connait pas la période de remplissage de l'auget, on peut faire l'hypothèse, comme pour les pas de temps à 0,2 mm qu'il a eu lieu de façon uniforme depuis le précédent pas de temps non nul. Mais pour les 2 basculements suivants il est certain que les augets se sont remplis durant le pas de temps de 6 mn. Donc il y a bien

eu une pointe d'intensité durant ce pas de temps, et une intensité sur ces 6 mn qui était supérieure à 4 mm/h.

Pour cela les hauteurs de pluie ont été corrigées avant le lissage de la série de données. La correction est décrite ci-dessous :

Soit H(t) le vecteur de pluie à pas de temps 6 min avec zéros.
Si H(t)>0,2 mm et H(t-1)=0mm, on ajoute un pas de temps entre H(t-1) et H(t) tel que H(t=(t-1) +3min)=0,2 mm et H(t)=H(t)-0,2 mm
Ensuite, on élimine tous les zéros et on applique la méthode de lissage.

L'ETP est passé d'un pas de temps quotidien à un pas de temps de 6 minutes en répartissant cette quantité sur la journée sous la forme d'une courbe sinusoïdale.

2.3.2.3 Validation du débit de surverse

Après validation de la de pluie, la série des débits de surverse de la noue a été validée sur la base de celle-ci. Les volumes de surverse ont été comparés à la somme des précipitations journalières. Une surverse éventuelle ne correspondant à aucune pluie est supprimée. Des valeurs constantes de hauteur d'eau égales à 30 cm ont ainsi été identifiées sur une période de temps sans précipitations. Cela est probablement dû aux herbes qui poussent dans la noue sous la sonde de mesure, donc ce qui est mesuré n'est pas la hauteur de l'eau, mais la hauteur de l'herbe. Dans ce cas, les valeurs enregistrées par le capteur sont remises à zéro.

Le débit de surverse valide a été calculé par la formule KINDSVASTER (Équation 2.5) en utilisant les hauteurs d'eau préalablement corrigées.

Équation 2.5

$$Q = \frac{8}{15}\vartheta C_v\sqrt{2g}\,(h_0 + K_h)^{5/2}\mathrm{tg}\frac{\alpha'}{2}$$

où Q est le débit ($L{\cdot}s^{-1}$) ; h_0 est la hauteur (m) au-dessus de la crête du déversoir ; ϑ le coefficient de débit pour un déversoir à 90° en V égal à 0,57857 ; α' est l'angle du déversoir égal à 90° ; K_h facteur de correction égale à 0,85 mm ; C_v est le coefficient de vitesse, on le néglige et le prend pour un déversoir fin égal à 1.

2.3.2.4 Validation des teneurs en eau et des tensions

Les séries de teneurs en eau et de tension sont mesurées à pas de temps de 30 minutes. La méthode utilisée pour les valider est la méthode de la gamme de mesure. Par exemple, la teneur en eau doit être comprise entre 0 et 60%. Toute valeur négative ou supérieure à 60 % est considérée aberrante. Cette valeur est donc remplacée par un

code d'erreur (-6999). Après validation des données de 30 min, ces valeurs ont été transformées à un pas de temps de 6 min par interpolation linéaire.

2.3.2.5 Délimitation des événements hydrologiques

La performance des ouvrages étudiés a été évaluée pour une série d'événements pluvieux qui seront appelés " événements " dans les parties qui suivent. Le début d'un événement correspond au début de la précipitation. La fin d'un événement correspond au moment où l'écoulement du drain devient négligeable. L'événement est donc considéré comme une combinaison des précipitations et de leurs conséquences sur le système. Le pas de temps utilisé pour la pluie et les débits est égal à 6 min. La Figure 2.28 représente les étapes de détermination des événements. La méthode adoptée est la méthode développée dans la thèse de Ramier, 2005. Le début d'un événement a été déterminé lorsque l'intensité de la pluie est supérieure à un seuil fixe d'intensité I_{seuil}. Si au pas de temps t l'intensité tombe en dessous de la valeur seuil, les précipitations et les débits sont analysés sur une période définie DT_{fin}. Pendant cette période, l'événement est considéré comme terminé si deux conditions sont remplies. La première est lorsque les précipitations cumulées pendant le DT_{fin} sont inférieures à une hauteur cumulée H_{fin} fixe. La deuxième condition est lorsque le volume cumulé drainé pendant DT_{fin} est inférieur à une fraction Frac du volume cumulé drainé depuis le début de l'événement ou que le débit maximum au pas de temps t pendant DT_{fin} est inférieur au débit au début de l'événement. Tous les événements ayant une hauteur de pluie totale H_{tot} inférieure à 1 mm sont éliminés. Les paramètres d'identification I_{seuil}, DT_{fin}, H_{fin}, Frac ont été choisis respectivement égaux à 2 $mm \cdot h^{-1}$, 60 min, 0,2 mm et 0,5 %. La résolution du pluviomètre est de 0,2 mm, les événements ont été définis comme commençant avec la première pluie. La période DT_{fin} de 60 min est le temps moyen nécessaire pour que l'écoulement commence dans le drain après le début des précipitations. La fraction de 0,5 % a été choisie, suite à une analyse de sensibilité, comme un compromis qui attribue la plupart du débit du drain aux événements (91%) sans créer des événements excessivement longs.

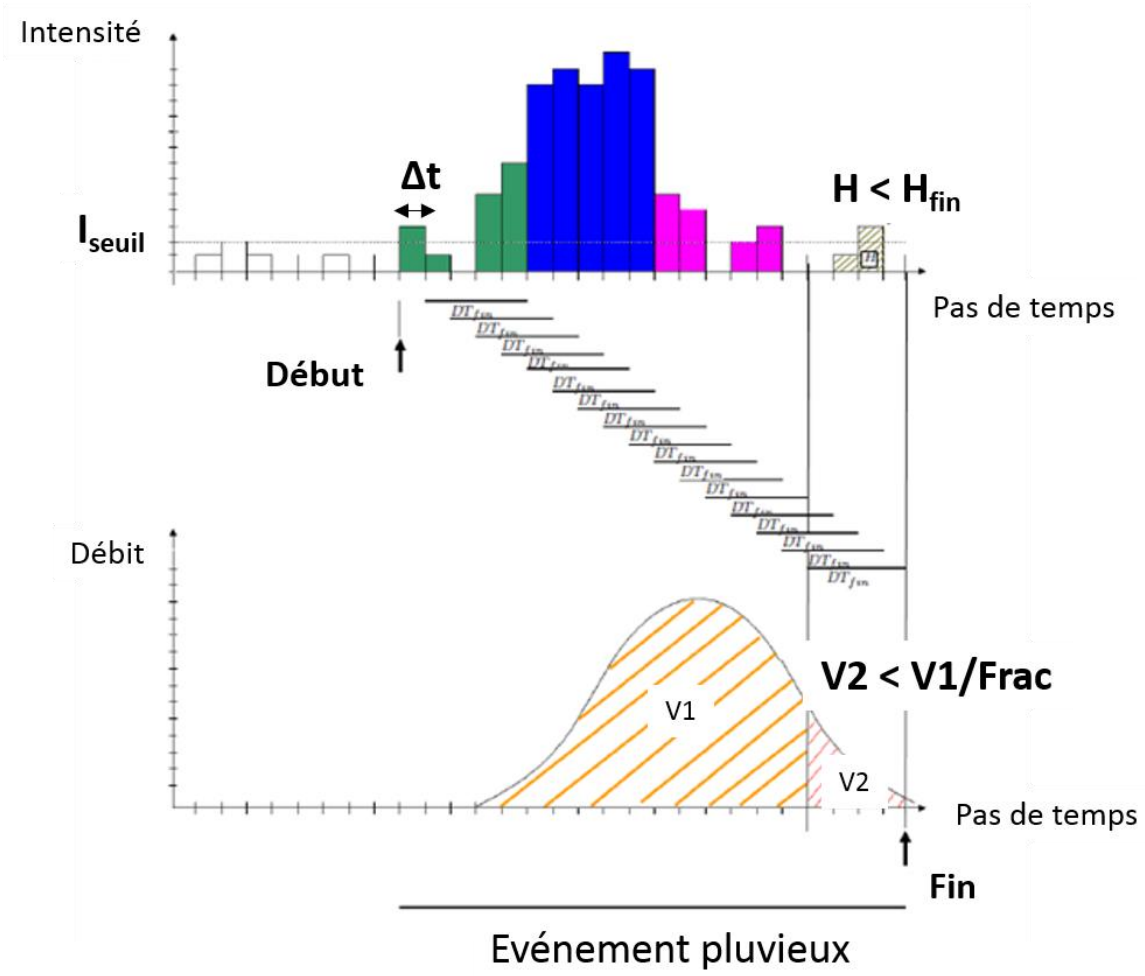


Figure 2.28. Schéma des étapes de la détermination des événements pluvieux.

Partie 3. Evaluation expérimentale de la performance hydrologique d'une noue filtrante

3 .1 Introduction

Dans cette partie de la thèse, la performance hydrologique expérimentale de la noue filtrante en bordure de voirie est examinée. L'objectif est de comprendre le fonctionnement de ce type d'ouvrage, de quantifier les différents flux impliqués et d'étudier l'effet des différents éléments de conception sur le fonctionnement hydrologique.

Dans ce contexte, un suivi hydrologique de la noue sur une longue période a été effectué. Une large base de données a été collectée, validée et interprétée (voir partie 2.1.3 et 2.3). L'équipement comprend des augets basculants pour mesurer la pluie et les débits drainés et une mesure de hauteur d'eau pour évaluer le débit de surverse en surface. Des capteurs de teneur en eau et des tensiomètres ont été mis en place, pour le calcul des stocks d'eau dans le sol et l'analyse de l'humidité ainsi que sa variabilité spatiale et temporelle.

Les mesures de débits des eaux brutes sont très lacunaires, il est donc tout d'abord nécessaire de reconstruire les flux entrants dans la noue par ruissellement superficiel. Ceci est réalisé par modélisation sous le modèle EPA SWMM. Deuxièmement, les performances hydrologiques de la noue sont évaluées sur la base d'indicateurs de performance hydrologique, définis dans le cadre d'un groupe de travail inter-projets entre les trois projets de recherche Matriochkas, MicroMegas et Roulépur (Flanagan et al., 2019). Ces indicateurs sont évalués sur plusieurs échelles de temps : événementielle, mensuelle, saisonnière et annuelle. Puis le bilan hydrique de la noue est établi, pour plusieurs échelles de temps également. Des calculs d'incertitude sur ce bilan hydrique sont effectués. La période d'étude s'étend d'avril 2016 à janvier 2018. La période retenue pour le calcul du bilan hydrique et des indicateurs hydrologiques est de 15 mois (octobre 2016 à janvier 2018). Cette période comprend 85 événements pluvieux.

3 .2 Reconstitution des données manquantes sous US EPA SWMM

3.2.1 Introduction

La série de données eau brute (mesure des débits de ruissellement issus d'une section de la route), qui devait être utilisée pour estimer le flux d'eau entrant dans la noue filtrante, présente de nombreuses lacunes du fait de défaillances techniques (partie 2.3.1). Afin d'obtenir des données fiables de ce qui entre dans la noue, une modélisation des débits de ruissellement issus de la voirie a été réalisée au moyen du logiciel de l'US EPA (United States Environmental Protection Agency) SWMM 5.1 (Rossman, 2015). Ce modèle a tout d'abord été appliqué au bassin versant routier correspondant au point de mesure « eaux brutes », et calibré puis validé sur une sélection d'événements pour lesquels des mesures sont disponibles et fiables. Il est ensuite appliqué au cas du bassin versant de la noue filtrante, en conservant les paramètres précédemment calés. Cette approche permet de simuler le ruissellement de la chaussée entrant dans la noue filtrante. Dans les sections suivantes, on présentera le modèle SWMM, le calage de celui-ci, ainsi que les principaux résultats obtenus.

3.2.2 Méthodologie

3.2.2.1 Description du modèle SWMM

Le modèle SWMM est largement utilisé pour la modélisation quantité/qualité des eaux pluviales urbaines. Les simulations hydrologiques sous ce programme peuvent être réalisées à l'échelle événementielle ou à long terme. Dans le présent modèle, un sous bassin versant est représenté par un réservoir non linéaire dans lequel entrent et sortent des flux (Figure 3.*1*). Les flux entrant dans ce réservoir proviennent des précipitations et du ruissellement du sous bassin amont. D'autre part, l'eau sort du système par infiltration, évaporation et ruissellement superficiel. L'infiltration est considérée nulle car le bassin versant (la route) est complètement étanche. La relation entre le ruissellement superficiel (Q) est la hauteur d'eau (d) dans ce réservoir est une fonction non linéaire, l'équation de Manning.

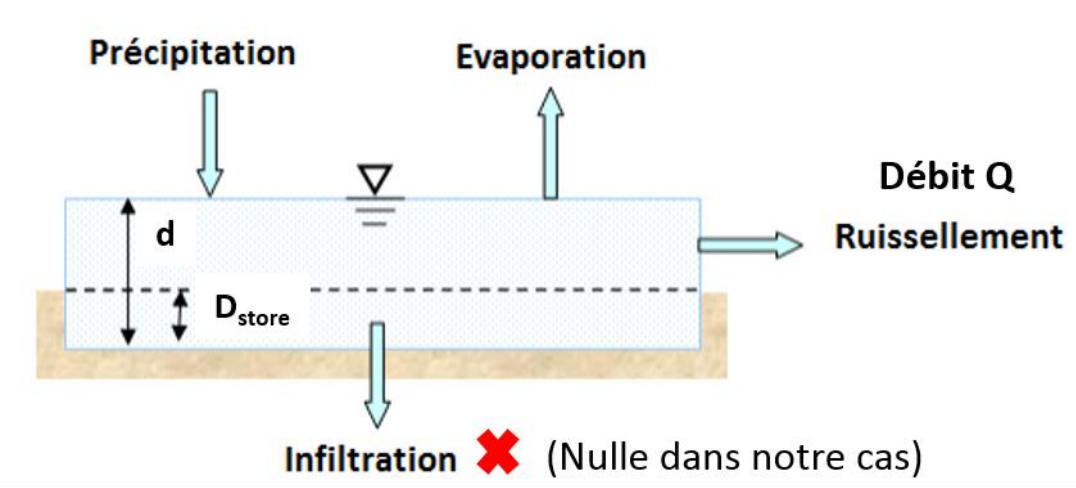


Figure 3.1. Représentation conceptuelle des flux d'eau dans SWMM (Rossman, 2015)

L'Équation 3.*1* de continuité du système est donnée ci-dessous :

Équation 3.1

$$A\frac{d\,d}{d\,t} = A\,(P - I - E) - Q$$

Avec A la surface du bassin versant ; P l'intensité de la pluie ; I le taux d'infiltration ; E le taux d'évaporation et Q le débit de ruissellement.

Le ruissellement superficiel Q (par unité de surface) est produit lorsque la capacité maximale de stockage du réservoir (pertes au ruissellement) est dépassée. Cette capacité maximale est définie par la capacité maximale de stockage en dépression D_{store} assuré par la hauteur de stockage d'eau en surface, le mouillage de la surface et l'interception. Le débit Q est déterminé par l'équation de Manning (Équation 3.2) à partir des paramètres spécifiés par l'utilisateur. Ces paramètres sont la rugosité, la largeur et la pente du bassin versant.

Équation 3.2

$$Q = \frac{C\,L}{n_M}\,(d - D_{store})^{5/3} S^{1/2}$$

Avec C une constante (=1 si d et D_{store} en m et le débit en $m^3 \cdot s^{-1}$) ; L la largeur représentative du bassin versant ; n_M est la valeur moyenne du coefficient de Manning ; S la pente moyenne du bassin versant.

La substitution de l'*Équation 3.2* dans l'*Équation 3.1*, on obtient l'Équation 3.*3*:

Équation 3.3

$$\frac{d_2 - d_1}{\Delta t} = \bar{P} - \bar{I} - \bar{E} - \frac{C\,L\,S^{1/2}}{A\,n_M}\,(\frac{d_2 + d_1}{2} - D_{store})^{5/3}$$

Avec Δt le pas de temps de calcul ; d_1 et d_2 sont les hauteurs d'eau en surface au début et à la fin du pas de temps de calcul, respectivement.

Le débit Q est donc obtenu après avoir calculé l'infiltration dans le sol à l'aide d'une équation d'infiltration, puis en calculant d_2 à l'aide de l'équation 3.3 et enfin en appliquant l'équation de Manning 3.2. Les modèles d'infiltration qui peuvent être choisis sont : Horton, Horton modifié, Green-Ampt, Green-Ampt modifié et Soil Conservation Service (SCS) Curve Number.

3.2.2.1 Configuration des systèmes modélisés

La modélisation SWMM est appliquée sur deux bassins versants : bassin versant de référence et bassin versant de la noue filtrante. Le bassin versant routier (de référence) drainé par le point de mesure « eaux brutes » correspond à un bassin versant de 945 m² de surface, 100% imperméable. Il comporte un caniveau sur toute sa longueur. L'eau ruisselle donc transversalement sur la chaussée puis s'écoule dans le caniveau jusqu'au regard de mesure. Une représentation du site réel ainsi que la configuration du modèle du bassin versant de référence est présentée sur la Figure 3.2. Tout d'abord, la modélisation du bassin versant a été réalisée comme dans la réalité avec un caniveau. Les résultats ont montré que l'ajout de ce caniveau ne change pas significativement les résultats en termes de temps de transfert. La décision a donc été de négliger cette approche et de modéliser le bassin versant « eaux brutes » sans caniveau. Les deux représentations du système avec et sans caniveau sont illustrées dans la Figure 3.3. Ce bassin versant a une largeur perpendiculaire au ruissellement de 88,3 m. Cette valeur est calculée en divisant la surface du BV par la diagonale qui correspond au chemin le plus long parcouru par l'eau (10,7 m) perpendiculairement aux courbes de niveau. La pente d'écoulement moyenne (pente latérale) sur tout le bassin versant est égale à 2,3 %.

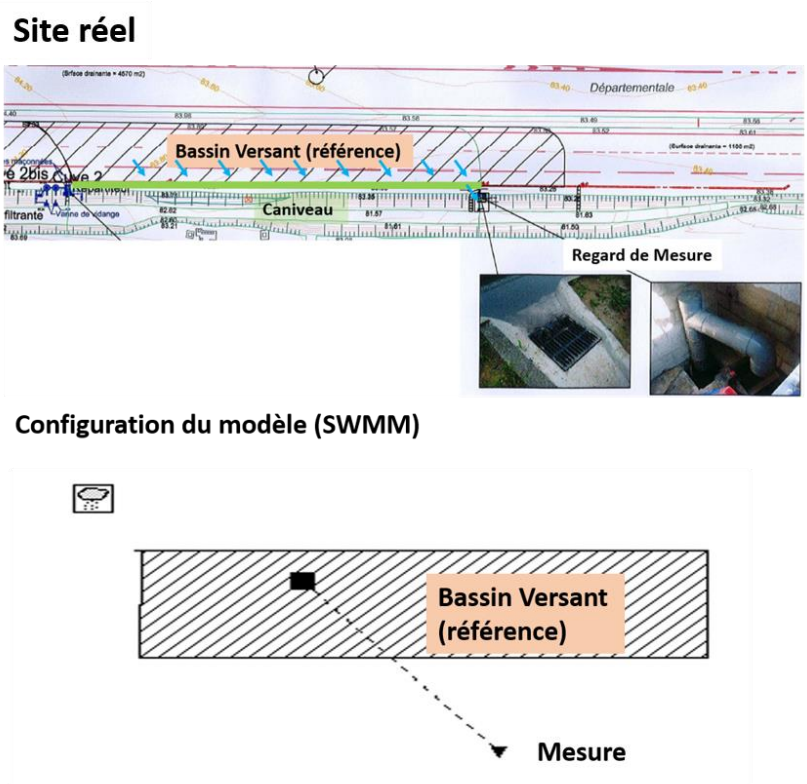


Figure 3.2. Site réel et configuration du modèle dans SWMM, bassin versant de référence sans caniveau.

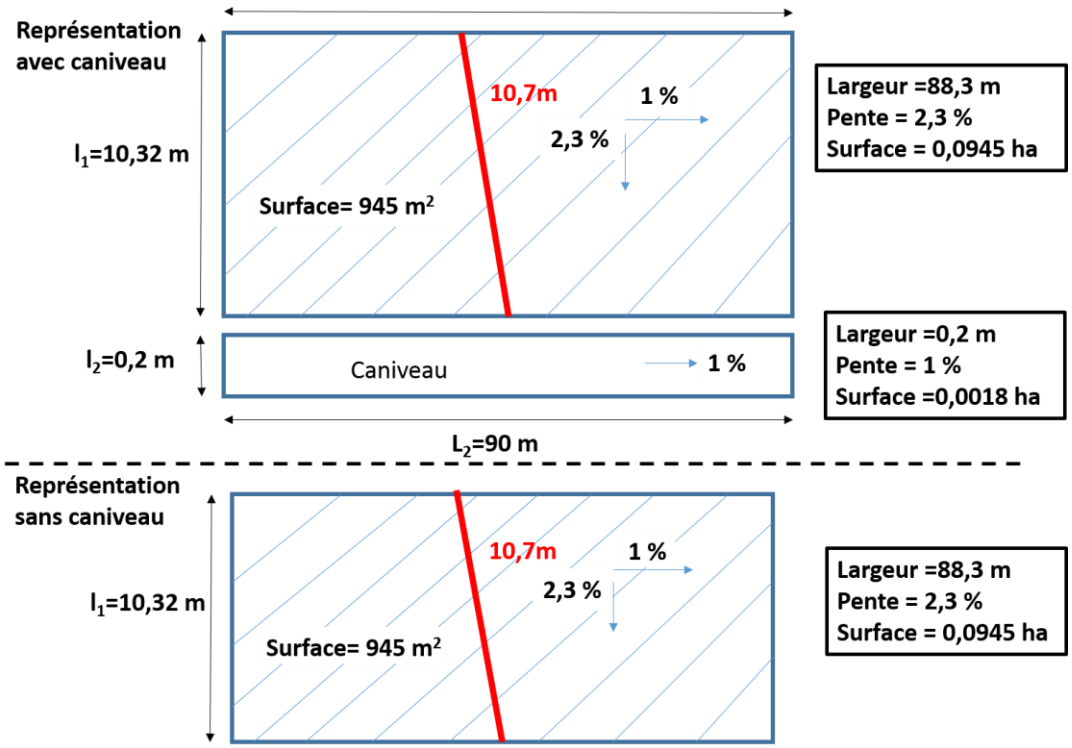


Figure 3.3. Schéma du bassin versant eaux brutes avec caniveau et sans caniveau. La ligne rouge correspond à la ligne de plus grande pente et à la longueur hydraulique du bassin versant.

Au niveau de la noue, le bassin versant est constitué par deux parties : la première est la chaussée elle-même et la seconde est la bande bitumineuse qui assure la jonction entre la chaussée et la noue. L'eau ruisselle transversalement sur la chaussée puis sur la bande bitumineuse. Le schéma du site et la représentation dans SWMM sont présentés à la Figure 3.4. Dans le modèle SWMM, la première partie est représentée par un bassin versant d'une surface de 315 m², 100% imperméable ayant une largeur de 25 m (315/12,6) et une pente de 2,2 %. Ce premier bassin versant se déverse sur un second bassin versant complètement imperméable, qui a une surface de 25 m², une largeur de 33 m et une pente de 40 % qui correspond à la bande bitumineuse. Un schéma descriptif de la route ainsi que de la bordure bitumineuse est illustré dans la Figure 3.5. Ce dernier est connecté à un nœud de sortie (outfall dans le modèle SWMM).

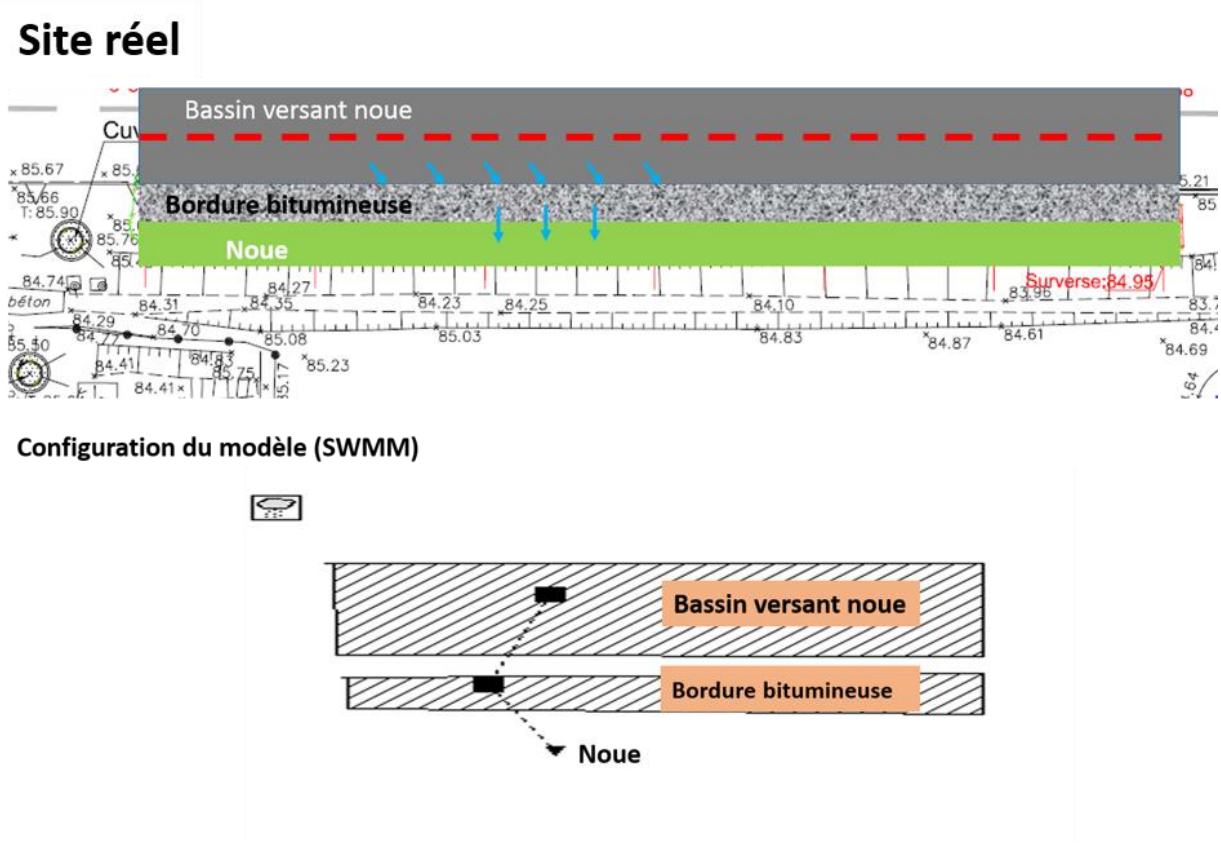


Figure 3.4. Site réel et configuration du modèle dans SWMM, bassin versant noue.

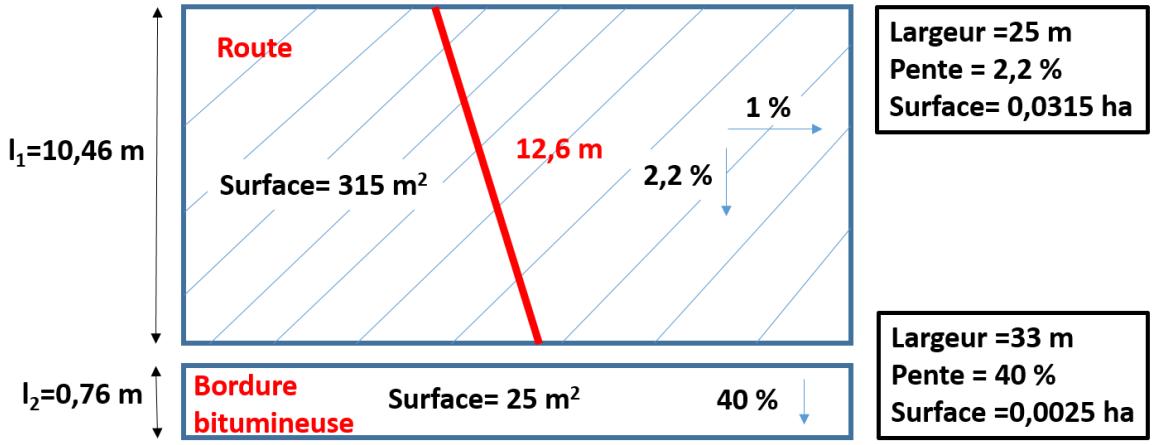


Figure 3.5. Bassin versant de la noue filtrante.

3.2.2.2 Stratégie de calage du modèle

Pour calibrer le modèle SWMM, on a fait varier deux paramètres : le coefficient de Manning N et la profondeur de la dépression de stockage sur la zone imperméable D_{store}. Le D_{store} détermine le volume des pertes, ce qui affecte donc le volume du ruissellement. D'autre part, le coefficient de Manning détermine la vitesse d'écoulement, agissant ainsi sur la forme de l'hydrogramme. L'étude de sensibilité du modèle est faite pour chaque paramètre indépendamment. L'accord entre les données simulées et observées a été évalué au moyen de l'erreur absolue en volume et des coefficients d'efficacité du modèle de Nash-Sutcliffe (Nash and Sutcliffe, 1970). Le critère de NASH indique si le modèle est un meilleur estimateur des résultats que la moyenne des observations ; il peut varier entre -∞ et 1, avec NASH = 1 indiquant un ajustement parfait. Un NASH>0,5 indique une performance acceptable du modèle SWMM (Dongquan et al., 2009).

Les plages de valeurs pour le coefficient de Manning N et la hauteur de stockage sur la zone imperméable D_{store} ont été choisies entre 0,13-0,16 (Wanielista et al., 1997) et 0,4-2 mm (Chow et al., 2012; Huber et al., 1988), respectivement. Pour le coefficient de Manning, ces valeurs correspondent à la surface d'une chaussée bitumineuse et peuvent varier en fonction de sa rugosité. Le D_{store}, correspondant aux pertes initiales sur le bassin versant, est supposé égale à 2 mm pour les surfaces imperméable (Pit et al., 1999).

Une analyse de sensibilité sur la pente aussi a été réalisée pour voir si une erreur dans l'estimation de celle-ci a un effet sur les résultats du modèle. Trois valeurs ont été considérées, tout d'abord la valeur moyenne de la pente de l'écoulement sur l'ensemble du bassin versant, égale à 2,3 %. La valeur maximale de la pente de l'écoulement sur l'ensemble du bassin versant est également choisie, égale à 2,5 %. Une troisième valeur

égale à 1,08 % est aussi testée, correspondant à la pente moyenne pondérée. Les paramètres utilisés pour les différentes simulations sont données dans le Tableau 3.*1*. L'effet de la pente est testé dans les simulations 9 à 14.

Des simulations en continu ont été effectuées pour le bassin versant de référence. Une série d'une année de précipitations et d'évapotranspiration potentielle au pas de temps de 6 minutes a été appliquée. La période de simulation pour valider et étalonner le modèle de référence est celle du 22 février 2017 au 25 janvier 2018. Le total des précipitations au cours de cette période est de 561 mm. Dans cette période de simulation, huit événements pour lesquels des données mesurées sont disponibles et jugées valides ont été sélectionnés pour calibrer le modèle. Les événements sélectionnés pour cette période sont présentés dans le Tableau 3.*2*.

Tableau 3.1. Les paramètres du bassin versant de référence pour les simulations effectuées.

№ Simulation	Surface de la route (ha)	Largeur du BV	Pente de la route %	% Imper	Manning N	D_{store}
1	0,0945	88,3	2,3	100	0,013	0,4
2	0,0945	88,3	2,3	100	0,013	0,5
3	0,0945	88,3	2,3	100	0,013	0,7
4	0,0945	88,3	2,3	100	0,013	0,8
5	0,0945	88,3	2,3	100	0,013	1
6	0,0945	88,3	2,3	100	0,013	1,27
7	0,0945	88,3	2,3	100	0,013	1,5
8	0,0945	88,3	2,3	100	0,013	2
9	0,0945	88,3	1,08	100	0,013	0,4
10	0,0945	88,3	1,08	100	0,013	0,8
11	0,0945	88,3	2,5	100	0,013	0,4
12	0,0945	88,3	2,5	100	0,013	0,8
13	0,0945	88,3	1,08	100	0,016	0,4
14	0,0945	88,3	2,3	100	0,016	0,4

Tableau 3.2. Les évènements sélectionnés pour calibrer le modèle.

Numéro de l'évènement	Date début	Date fin	h pluie (mm)	I_{moy} (mm/h)	I_{max} sur 6 min (mm/h)
1	27/2/2017 13:00	28/2/2017 0:48	3,90	0,33	8
2	01/03/2017 11:18	02/03/2017 00:18	11,92	0,92	19,22
3	3/3/2017 21:48	4/3/2017 20:00	12,30	0,55	6
4	06/03/2017 10:00	07/03/2017 18:24	5,11	0,16	4
5	21/03/2017 02:12	21/03/2017 22:18	1,27	0,06	4
6	23/03/2017 14:30	24/03/2017 06:00	8,26	0,53	12,4
7	06/05/2017 13:42	07/05/2017 18:54	4,84	0,17	2
8	14/05/2017 10:54	15/05/2017 03:48	2,24	0,13	8,182

L'erreur sur le volume E_{volume} et le coefficient de NASH (Équation 3.*4* et Équation 3.*5*) ont été calculés pour l'ensemble des 8 événements de calage (les pas de temps pour lesquels les mesures sont valides) et individuellement pour chacun de ces évènements. Les valeurs des deux paramètres, le coefficient de Manning et le D_{store}, montrant une bonne concordance entre les données mesurées et les données simulées ont été utilisés dans le modèle de bassin versant de la noue.

Équation 3.4

$$E_{volume} = |V_{mesuré} - V_{simulé}|$$

Équation 3.5

$$NASH = 1 - \frac{\sum_{t=1}^{T}(Q_s^t - Q_m^t)^2}{\sum_{t=1}^{T}(Q_m^t - \overline{Q_m})^2}$$

Avec $V_{mesuré}$ et $V_{simulé}$ les volumes de ruissellement mesuré et simulé, respectivement [L] ; Q_s^t et Q_m^t les débits simulé et mesuré, respectivement [L·h-1] et $\overline{Q_m}$ le débit moyen des valeurs mesurées sur toute la période de mesure [L·h^{-1}]; t et T sont respectivement le pas de temps de début de la période de simulation et le pas de temps de fin de la simulation.

Une autre période est choisie pour le modèle noue, cette période couvre toute la période d'étude et pour laquelle des indicateurs de performance seront calculés. Celle-ci débute en avril 2016 et se termine en janvier 2018. Les précipitations totales sont de 1065 mm.

3.2.3 Résultats

3.2.3.1 Sensibilité du modèle par rapport aux paramètres

Le coefficient NASH et l'erreur sur le volume qui ont servi à évaluer la qualité du modèle sont reportés à la Figure 3.*6*. Ils sont calculés pour toute la période de simulation. Dans les simulations 1 à 8, le seul paramètre qui varie est le D_{store}. L'erreur sur le volume du modèle égale à 4587 L pour D_{store} 0,4. Nous remarquons qu'une augmentation de ce paramètre de 0,4 à 2 mm entraîne une augmentation de 3 fois cette erreur. En ce qui concerne le coefficient NASH, une augmentation de D_{store} de 0,4 à 0,7 entraîne une légère variation de ce coefficient, de 0,87 à 0,89. Si le D_{store} est supérieur à 0,7, le NASH diminue de nouveau, pour arriver à un minimum égal à 0,65. Pour D_{store} de 0,4 mm, le modèle donne les meilleurs résultats (coefficient de NASH maximal et erreur sur le volume minimale). Pour cela, ce paramètre a été fixé à 0,4 et le coefficient

de Manning est changé dans les simulations 13 et 14. Cette variation de 0,013 à 0,016 a entraîné une légère augmentation du coefficient NASH (0,88) et a augmenté de 1 % l'erreur de volume. Les résultats sont donc peu sensibles à la variation du coefficient de Manning.

L'effet de la pente sur les résultats du modèle est évalué sur la base des simulations 9 à 14. Les simulations 9 et 11, toutes deux avec le même Manning N et le même D_{store}, mais avec la pente différente d'environ 1,5 %, ont donné des résultats légèrement différents. De même avec un D_{store} supérieur pour les simulations 10 et 12 ou avec un coefficient de Manning supérieur pour les simulations 13 et 14 , la variation de pente est sans effet significatif sur les résultats. Ainsi, le paramètre qui a le plus d'effet sur les résultats du modèle est la hauteur de stockage sur la zone imperméable D_{store}.

Les résultats optimaux sont obtenus pour D_{store} et Manning respectivement égaux à 0,4 mm et 0,016. La pente retenue est de 2,3 %.

Sur les Figure 3.7 et Figure 3.8, les erreurs de volume ruisselé en mm et le coefficient NASH sont présentées par événement. Cette erreur est obtenue par la différence entre Vmesuré et Vsimulé et est toujours positive pour tous les événements sélectionnés. Cela montre que le modèle sous-estime le volume de ruissellement pour toutes les simulations et tous les événements. Les résultats au niveau de l'événement appuient les constatations précédentes. Le paramètre D_{store} est celui qui a le plus d'effet sur le rendement du modèle, tandis que la pente et le coefficient de Manning ont un effet relativement faible. Les erreurs les plus élevées en mm de pluie pouvant atteindre 4 mm de pluie sont enregistrées dans la simulation 8, dont la hauteur de stockage de la zone imperméable est égale à 2 mm. Les coefficients NASH les plus bas sont également observés pour cette simulation. L'écart le plus faible entre les données simulées et les données observées est relevé dans la simulation 14 où les paramètres D_{store} et Manning sont égaux à 0,4 mm et 0,016, respectivement.

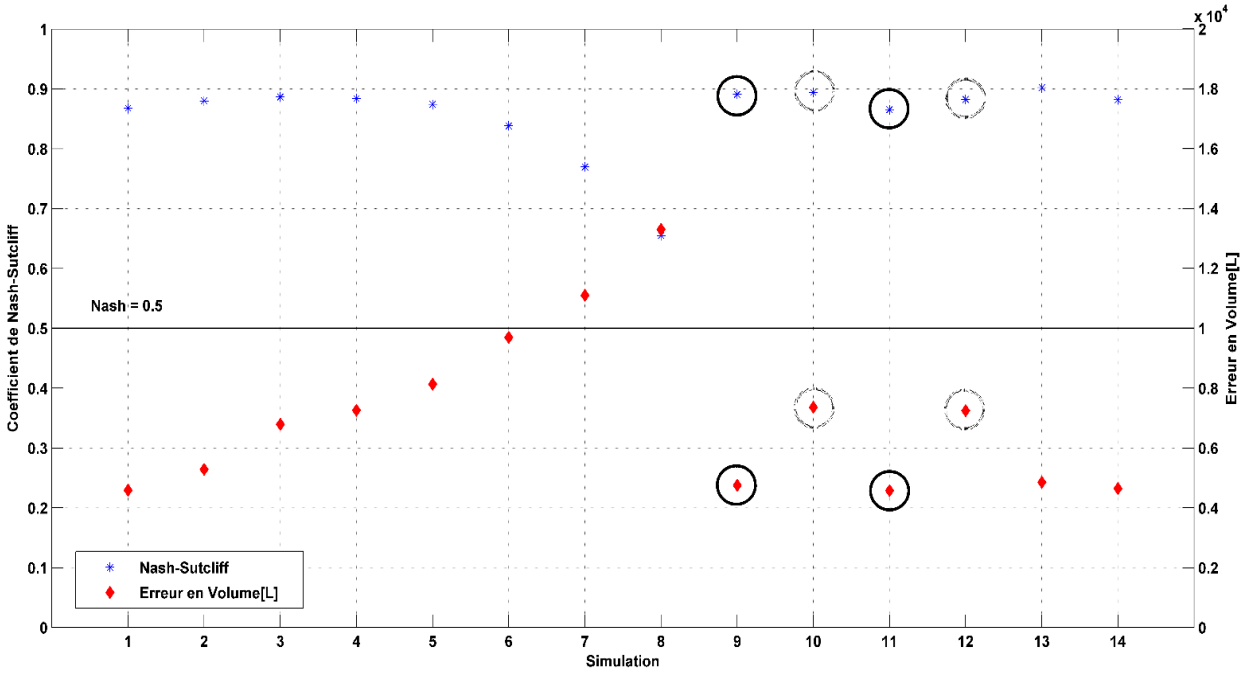


Figure 3.6. Coefficient de Nash-Sutcliffe et erreur en volume (L) pour chacune des simulations sur toute la période.

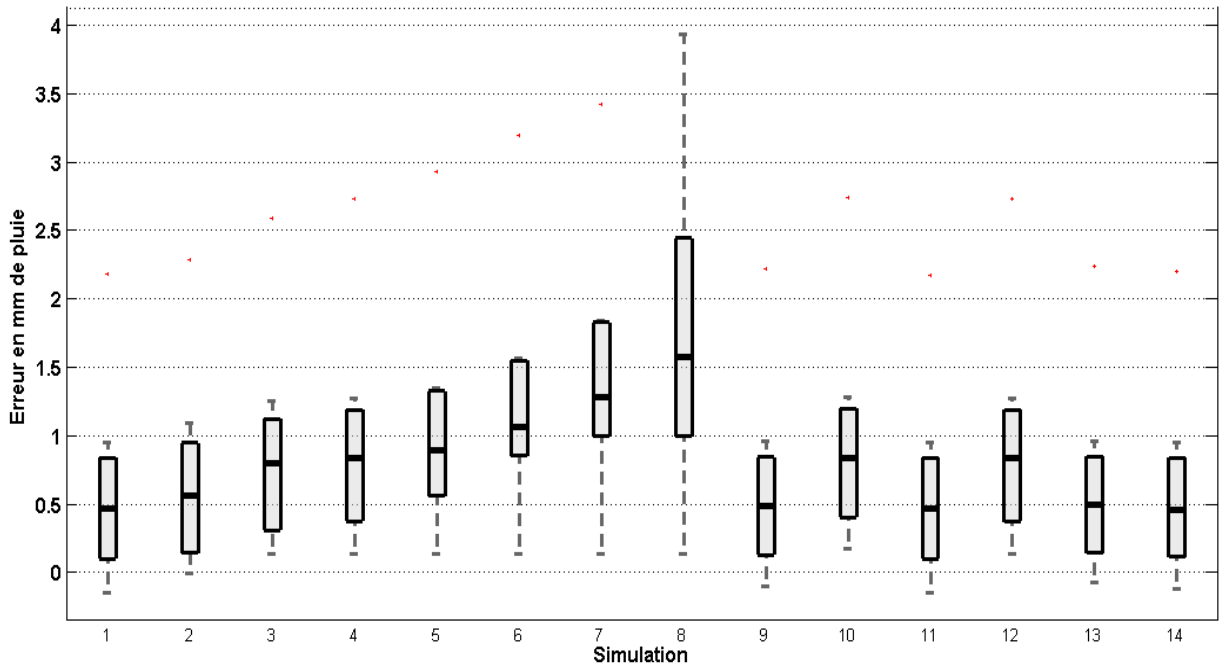


Figure 3.7. Box plot montrant l'erreur en mm de pluie pour chaque simulation et pour les 8 évènements sélectionnés.

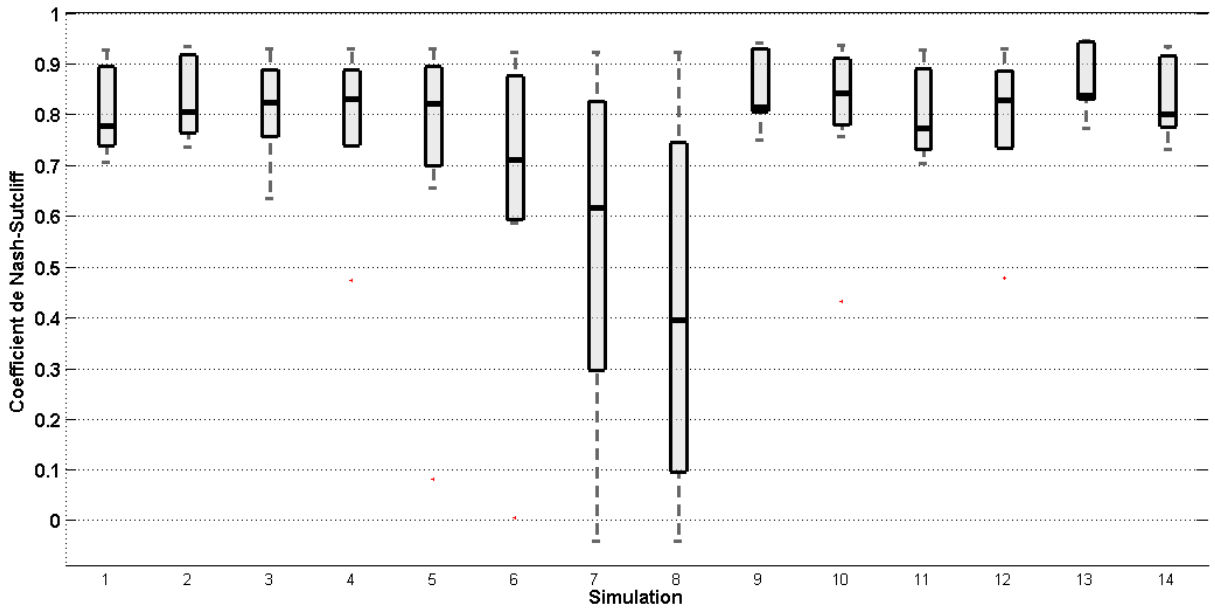


Figure 3.8. Box plot montrant le coefficient de Nash Sutcliffe pour chaque simulation et pour les 8 évènements sélectionnés.

Sur la base des résultats précédents, la simulation 14 est considérée la meilleure. Pour cette simulation, les débits simulés et mesurés sont tracés dans la Figure 3.*9* pour chacun des événements sélectionnés. Le graphique montre une bonne corrélation entre les observations et les prédictions du modèle. Des écarts relativement négligeables sont constatés sur les pics de débit.

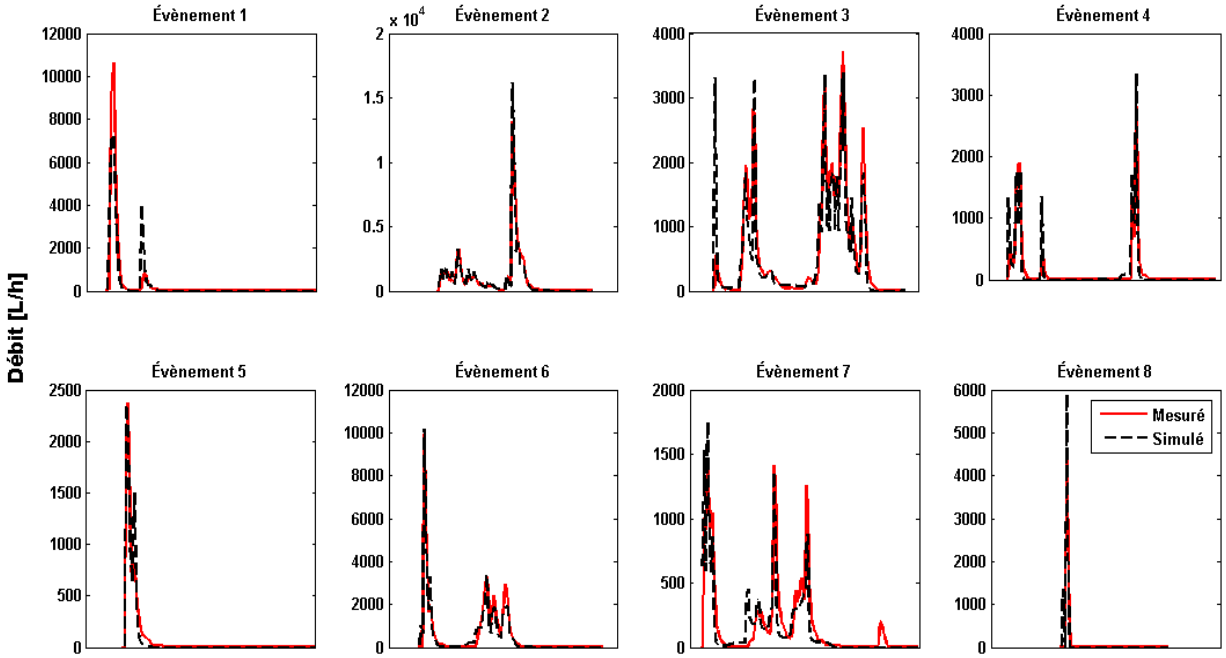


Figure 3.9. Débits mesurés Vs Débits simulés quand les paramètres de la simulation 14 sont appliqués.

3.2.3.2 Erreur sur l'estimation des débits de pointe

Dans cette partie, l'erreur sur la prédiction des débits de pointe est quantifiée. Dans la Figure 3.***10***, les débits de pointe par événement sur toute la période de simulation sont représentés. Les débits mesurés sont tracés sur l'axe des x en fonction du débit simulé sur l'axe des y. En outre, la différence entre la valeur mesurée et la valeur prédite en % est donnée sur la Figure 3.***11***.

Les résultats montrent une bonne corrélation entre les valeurs mesurées et simulées. En particulier pour les débits inférieurs à 8000L/h, en effet, au-dessus de cette valeur, la divergence devient plus importante. Pour les débits inférieurs à 8000 L/h, cet écart se situe à ±1000 L/h, la médiane étant égale à 190 L/h. Cependant, avec une augmentation du débit, cette différence peut atteindre ± 3000 L/h. L'erreur relative absolue sur l'estimation des débits de pointe, pour les débits inférieurs à 8000 L/ h se situe entre un minimum de 0 % et un maximum de 32 %, avec une valeur médiane de 9 %. Par contre, la valeur médiane de l'erreur relative, pour les débits supérieurs à 8000 L/h, est égale à 20 %. À noter que 80 % des débits de pointe sont inférieurs à 8000 L/h.

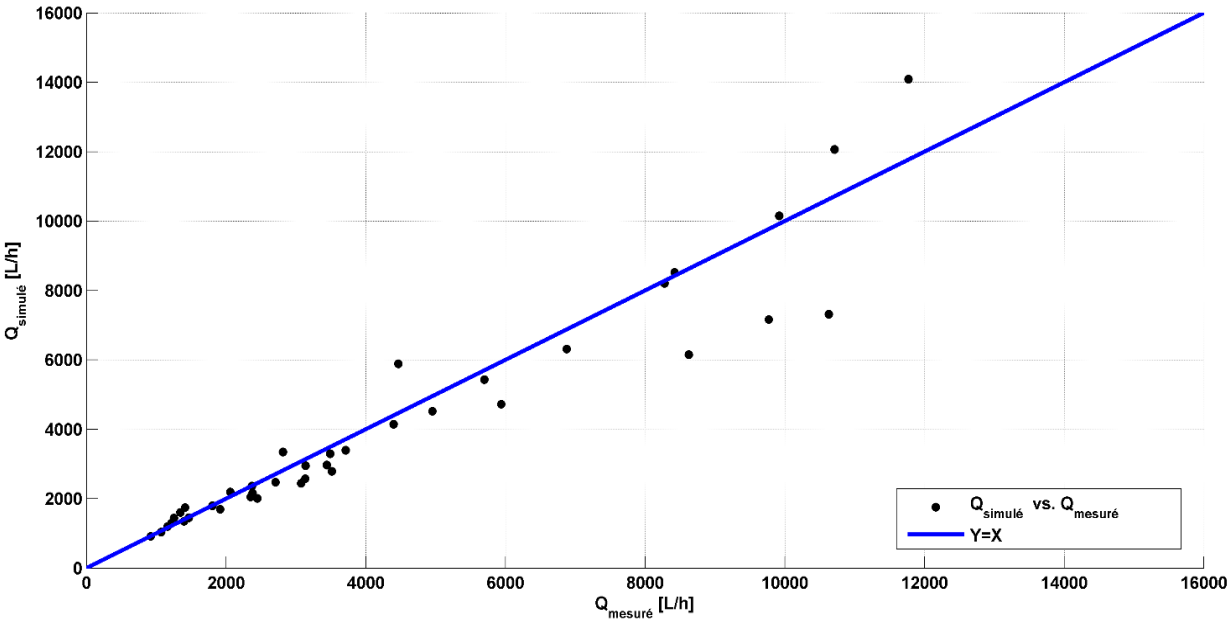


Figure 3.10. Comparaison entre débit de pointe simulé et débit mesuré pour tous les évènements de la période de simulation.

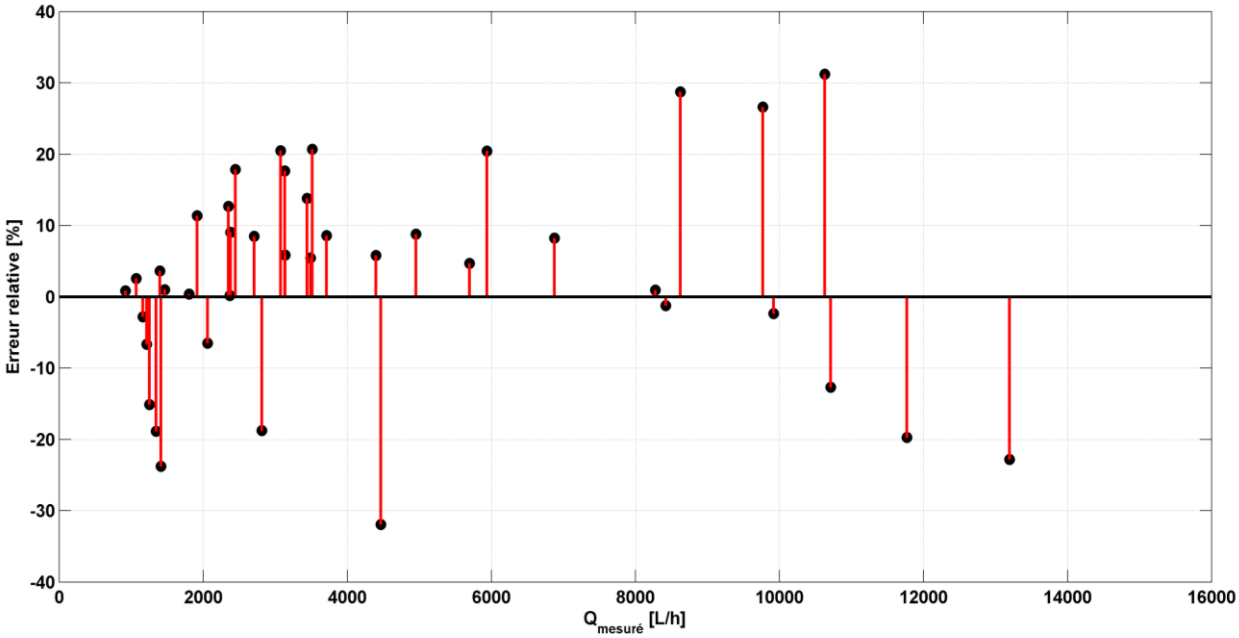


Figure 3.11. Erreur relative [%] sur l'estimation des débits de pointe.

Ces erreurs de débit de pointe sont également calculées à plusieurs pas de temps pour les 8 événements précédemment choisis (partie 3.2.2.2, Tableau 3.2) afin d'évaluer l'effet du pas de temps de calcul sur cette erreur. L'erreur absolue et relative sont données respectivement à la Figure 3.*12* et Figure 3.*13*.

Les résultats montrent que lorsque le pas de temps augmente, la différence entre les valeurs simulées et les valeurs mesurées diminue. Par exemple, pour le même événement, l'événement numéro 1, aux pas de temps de 6 min et 60 min, l'erreur est de 3319 L/h (erreur relative 31%) et 629 L/h (erreur relative 20 %) respectivement.

Au pas de temps de 18 minutes, cette erreur varie entre -1357 L/h et +2477 L/h et l'erreur médiane est égale à 203 L/h. L'erreur relative pour tous les événements et tous les pas de temps se situe entre ±30% avec une médiane de 4%. Cette dernière est une valeur acceptable qui montre une bonne performance du modèle.

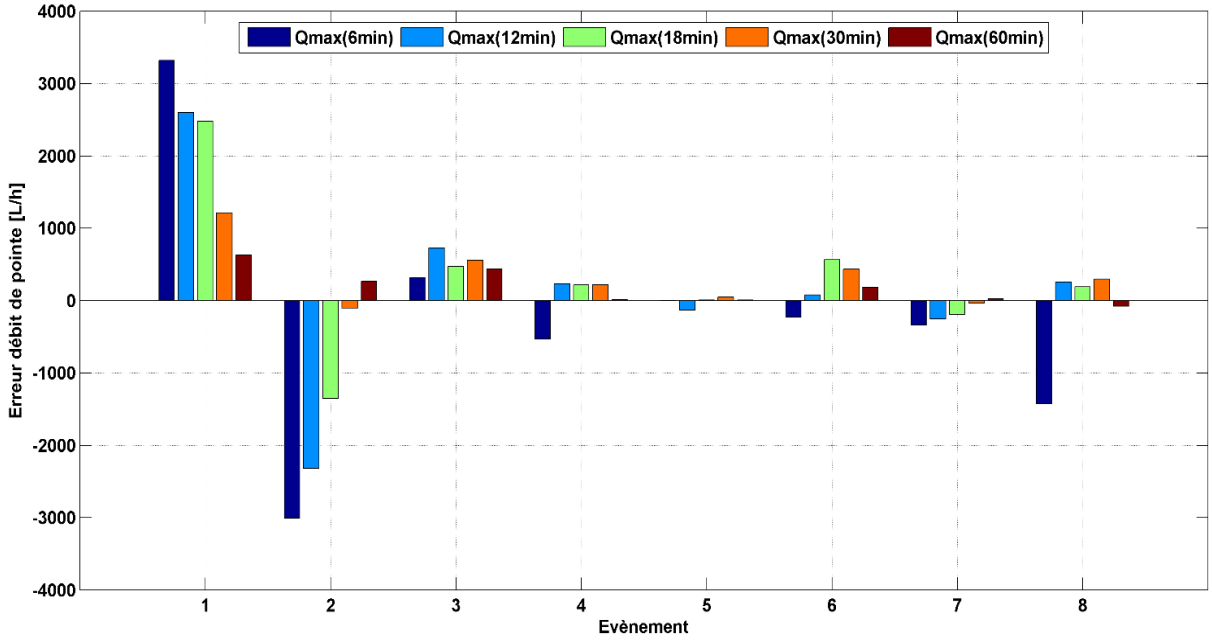


Figure 3.12. Erreurs absolue sur l'estimation des débits de pointes de 8 évènements sectionnés, à pas de temps 6 min, 12 min, 18 min, 30 min et 60 min.

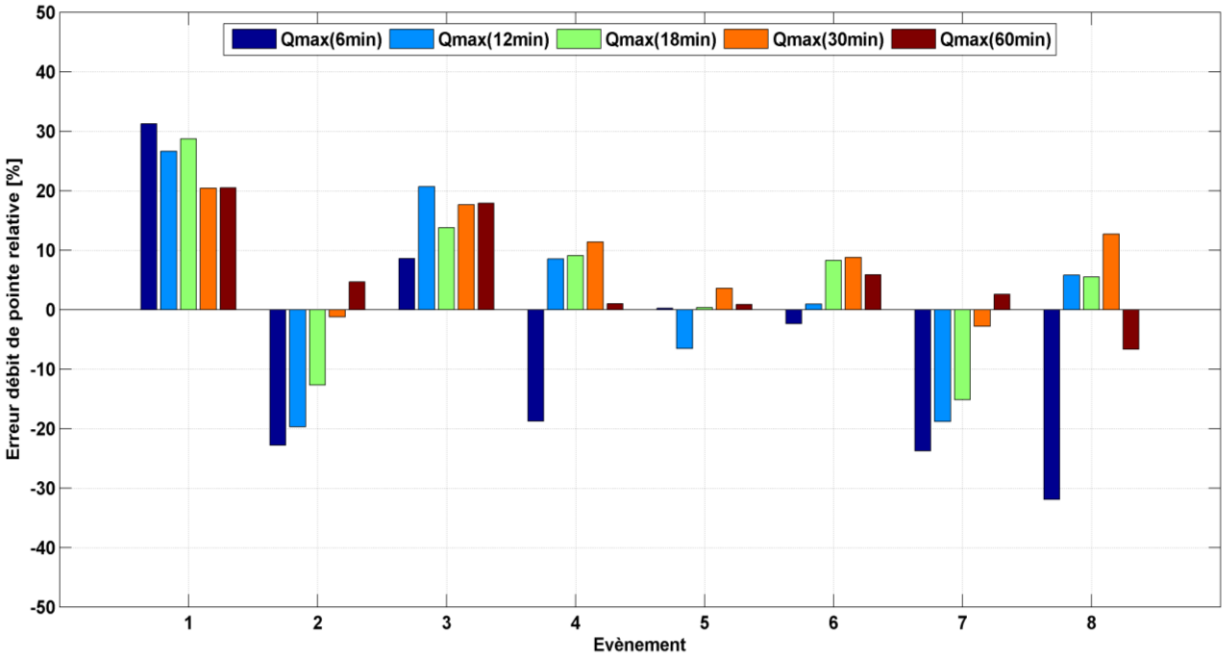


Figure 3.13. Erreur relative [%] sur l'estimation des débits de pointe de 8 évènements sélectionnés, à pas de temps 6 min, 12 min, 18 min, 30 min et 60 min.

3.2.3.3 Estimation du débit entrant dans la noue filtrante pour la chronique complète

Le coefficient de Manning égal à 0,016 et le D_{store} égal à 0,4 mm sont appliqués dans le modèle de noue. Les précipitations et les ETP sur l'ensemble de la période d'étude de

la noue sont appliquées comme données d'entrée dans ce modèle. La Figure 3.*14* montre la pluie et les débits de ruissellement simulés du bassin versant de la noue.

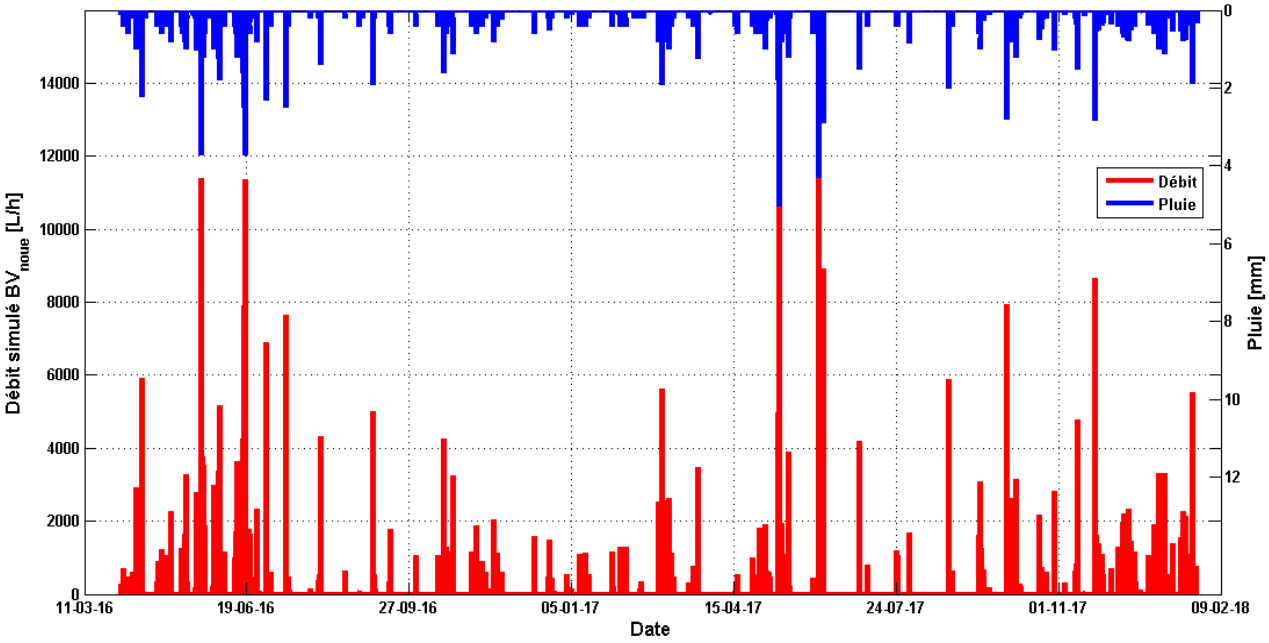


Figure 3.14. Pluie et débits simulés du bassin versant noue.

À partir de ces débits simulés, les coefficients de ruissellement ainsi que la perte aux ruissellements évènementiels sont calculés et présentés dans des box plot en Figure 3.*15*. Ces valeurs sont calculées pour 120 événements entre avril 2016 et janvier 2018. Les événements commencent au début de la pluie et se terminent avec la fin du ruissellement dans la noue. La méthode utilisée pour la séparation des événements est présentée à la section 2.3.2.5. Les précipitations avec une hauteur totale supérieure ou égale à 1 mm ont été retenues comme des événements pluvieux. Le coefficient de ruissellement à l'échelle de l'événement est égal à 93 % en médiane et 86 % en moyenne. La perte au ruissellement est de 0,35 mm et 0,48 mm en médiane et en moyenne respectivement. Certains événements ont des pertes initiales supérieures à 1,5 mm. Ils correspondent à des événements avec un taux d'évaporation élevé. En effet, dans la modélisation SWMM, l'évaporation pendant un événement pluvieux est permise. Le coefficient de ruissellement annuel est également calculé pour l'année 2017 et est égal à 94,2 %.

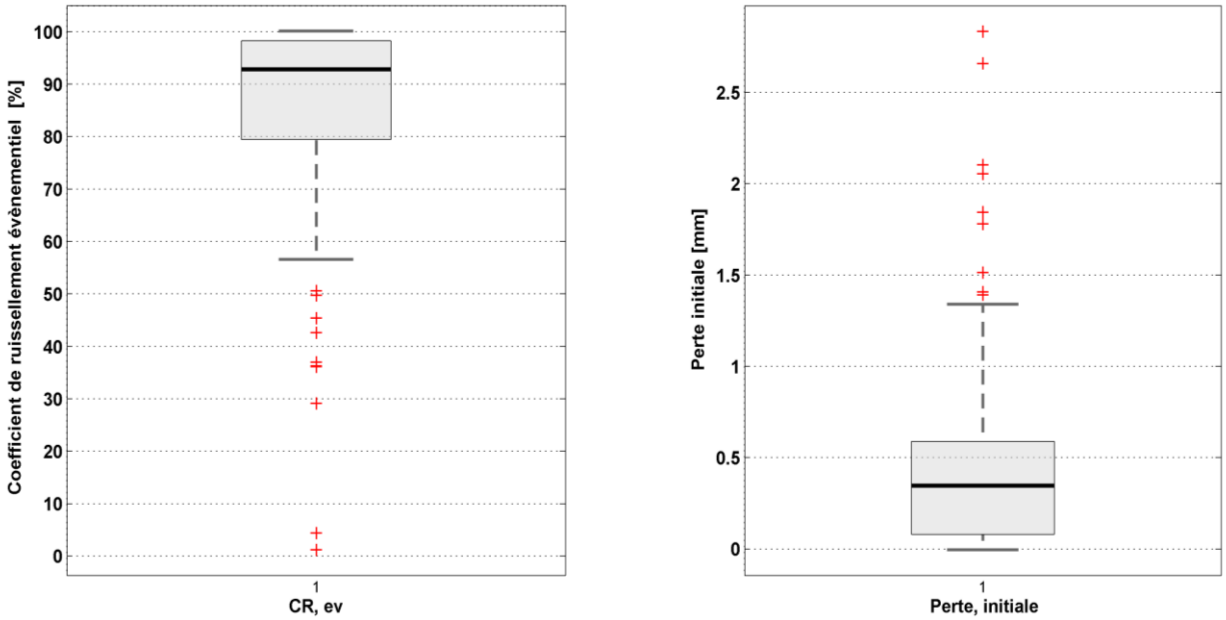


Figure 3.15. Coefficient de ruissellement évènementiel et perte au ruissellement du bassin versant noue.

3 .3 Indicateurs de la performance hydrologique et bilan hydrique de la noue filtrante

La performance hydrologique de l'ouvrage étudié est évaluée en fonction des indicateurs de performance définis dans le cadre d'un groupe de travail inter-projets entre les trois projets de recherche Matriochkas, MicroMegas et Roulépur. Ces projets ont tous été financés dans le cadre de l'appel à projet « Innovations et changements de pratiques : lutte contre les micropolluants des eaux urbaines » de l'Agence Française de la Biodiversité et des Agences de l'Eau (notamment Loire Bretagne, Rhône Méditerranée Corse, Seine Normandie pour les trois projets). Ils visaient à l'évaluation des performances des ouvrages de gestion alternative des eaux pluviales urbaines.

Chaque indicateur est associé à une fonction spécifique assurée par l'ouvrage. Pour définir ces indicateurs, il faut, d'une part, définir le système évalué et, d'autre part, définir l'échelle temporelle considérée. Deux systèmes sont considérés : l'ouvrage seul et le bassin versant total (bassin versant d'apport + ouvrage). Le bassin versant d'apport est la surface qui produit le ruissellement entrant dans l'ouvrage. Le bassin versant total est la somme de la surface du bassin versant d'apport et de l'ouvrage. Le premier système vise à évaluer la performance de l'ouvrage par rapport à ce qui y entre et peut donc être comparé à un autre ouvrage mis en place au même endroit. Le second permet d'évaluer la performance globale du système bassin versant + ouvrage. Quant aux échelles temporelles, elles comprennent les événements, le mois, la saison et l'année.

3.3.1 Caractéristiques des évènements pluvieux

Dans le but d'évaluer la performance hydrologique de la noue filtrante à l'échelle de l'événement hydrologique et de caractériser ces événements, une définition de ces événements est réalisée. Les événements sont identifiés à l'aide du programme de séparation des événements décrit dans la section 2.3.2.5. Les événements commencent au début de la pluie et se terminent avec la fin de l'écoulement du drain, il s'agit donc de la combinaison de la pluie et de ses conséquences sur le système. Si aucun écoulement ne sort du drain, la fin de l'événement est définie par rapport à la fin de l'écoulement de la chaussée. Seules les précipitations avec une hauteur totale supérieure ou égale à 1 mm ont été retenues comme des événements pluvieux.

Le nombre d'événements identifiés entre avril 2016 et janvier 2018 est égal à 120. Les périodes où les mesures de pluie ou les mesures de débit ont été invalidées sont exclues (cf. 2.3.1). Le total des précipitations pendant ces événements est de 823 mm. Des 120 événements, 85 sont retenus dans les sections suivantes parce qu'ils se situent après le moment où les redans ont été déplacés à leur position actuelle et que les capteurs en surface ainsi que les capteurs de teneur en eau et de potentiel matriciel ont été installés. La quantité totale de pluie tombée au cours de ces 85 événements atteignait 561 mm.

Des statistiques générales (Tableau 3.*3*) ont été établies pour la hauteur de pluie cumulée sur l'évènement H_p (mm), l'intensité moyenne des précipitations I_{moy} ($mm \cdot h^{-1}$), l'intensité de pointe à un pas de temps de 6 min $I_{max,6min}$ ($mm \cdot h^{-1}$), la durée de l'évènement Dt_{ev} (heures) et la durée de temps sec entre deux évènements Dt_{ts} (jours).

La hauteur événementielle maximale enregistrée est de 28,5 mm. Les intensités maximales des événements ont un minimum de 2 mm/h et un maximum de 50,3 mm/h. La durée moyenne des événements est de 18,2 heures. Le temps sec préalable dure en moyenne 4,8 jours.

Tableau 3.3. Statistiques décrivant les caractéristiques des évènements pluvieux identifiés.

Statistiques	H_p (mm)	I_{moy} ($mm \cdot h^{-1}$)	$I_{max,6min}$ ($mm \cdot h^{-1}$)	Dt_{ev} (h)	Dt_{ts} (j)
Moyenne	6,6	0,5	8,1	18,2	4,8
Min	1	0,03	2	0 ,7	0,08
Max	28,5	2,8	50,3	49,1	24,1
Mediane	4,7	0,4	6	15,5	1,8

Les distributions des fréquences de H_p, I_{moy}, $I_{max,6min}$, Dt_{ev} et Dt_{ts} sont montrées à la Figure 3.*16*. La majorité des évènements sont des pluies courantes de moins de 5 mm de hauteur avec une intensité moyenne inférieure à 0,5 mm/h et une intensité

maximale inférieure à 10 mm/h. La durée de ces événements varie entre 5 et 25 heures. Moins d'événements sont considérés intenses, atteignant une intensité maximale de 50 mm/h. Le plus intense a été enregistré en mai 2017 ayant un Imax de 50 mm/h, accumulant 15,2 mm d'eau avec une intensité moyenne de 1,3 mm/h sur une durée de 12 heures. La durée inter-événements est assez courte, moins de 2 jours de pluie, ce qui signifie que les pluies sont assez fréquentes.

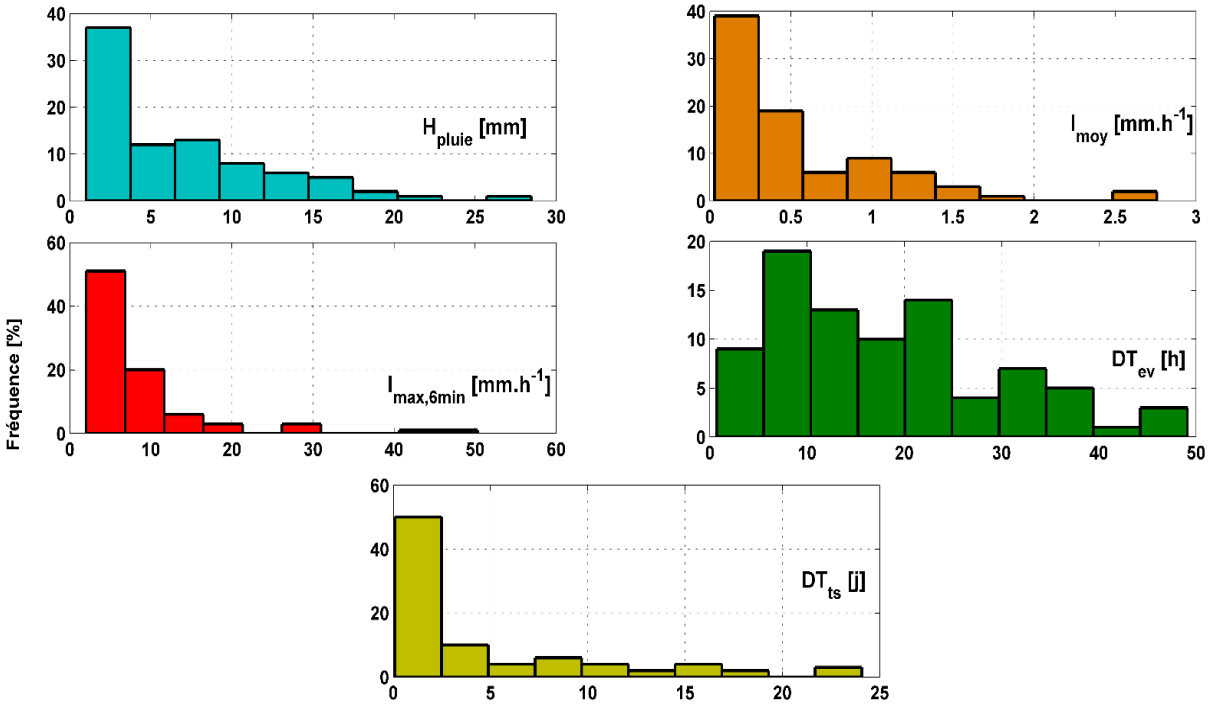


Figure 3.16. Distribution des fréquences de H_p, I_{moy}, $I_{max,\ 6min}$, Dt_{ev} et Dt_{ts} pour tous les évènements.

La répartition des caractéristiques des événements, H_p, Dt_{ev} et Dt_{ts} sur la période d'octobre 2016 à janvier 2018 est présentée à la Figure 3.*17* ci-dessous. Il apparaît clairement que l'année 2016-2017 pour les mois d'octobre à janvier est moins humide que l'année 2017-2018. Pour cette dernière, la durée et la hauteur des événements sont relativement plus importants, et la durée inter-évènements est plus courte. Deux saisons sont également remarquables, une saison sèche et une saison humide. La saison sèche couvre la période de juin à septembre 2017 et la saison humide d'octobre 2016 à mai 2017 et octobre 2017 à janvier 2018. La première est caractérisée par des pluies de hauteur importante, de courte durée et moins fréquentes. En revanche, la seconde est caractérisée par des pluies avec une hauteur totale de précipitation moins

élevée, de plus longue durée et plus fréquentes.

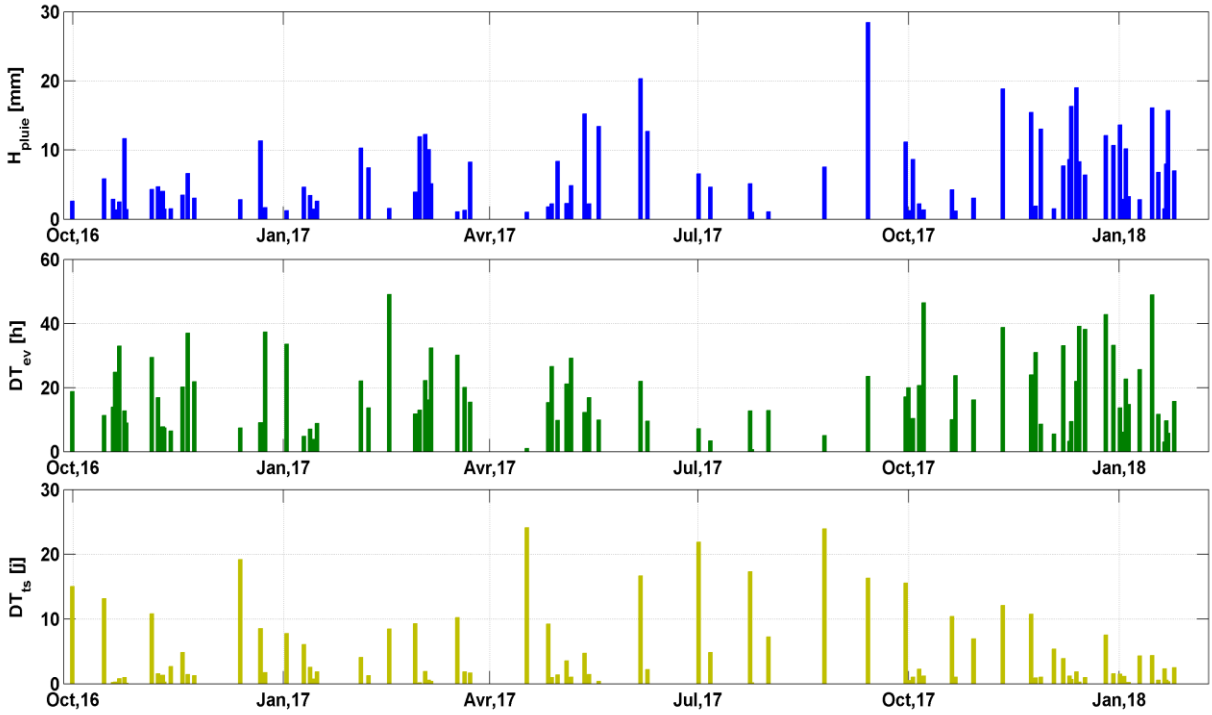


Figure 3.17. Répartition des H_p, D_{tev} et D_{tts} sur la période Octobre 2016 à Janvier 2018.

3.3.2 Abattement de volume

3.3.2.1 Définition et calcul

L'abattement en volume est un critère largement utilisé pour caractériser la performance hydrologique des ouvrages de gestion des eaux pluviales. Ce critère peut varier en fonction de plusieurs facteurs (Shrestha et al., 2018) dont les caractéristiques des événements pluvieux, les saisons, la conception de la noue (dimensions, nature du sol, présence de la zone de stockage...).

Dans notre étude, l'efficacité de la noue filtrante en termes de réduction du volume est évaluée à différentes échelles temporelles. Les échelles de temps comprennent les événements, le mois, la saison et l'année. Deux saisons sont définies sur la base de la variation annuelle de l'évapotranspiration Figure 3.*18*, la première saison couvrant la période du 10 septembre au 10 mai et la deuxième saison couvrant la période du 10 mai au 10 septembre. Les valeurs les plus élevées d'ETP (5-9 mm·jour^{-1}) se produisent pendant la deuxième saison, tandis que pendant la première saison, elles sont presque toujours inférieures à 5 mm·jour^{-1}. Pour chaque échelle de temps deux abattements sont calculés. Le premier est l'abattement de volume global de l'ensemble : bassin

versant d'apport et noue (abattement de l'aménagement), alors que le deuxième est l'abattement de volume par la noue. Les différentes formules de calcul des abattements de volume relatifs et absolus sont données dans les équations ci-dessous (Équation 3.6. Abattement de volume global de l'aménagement comprenant le bassin versant d'apport et la noue, à l'échelle de temps T).

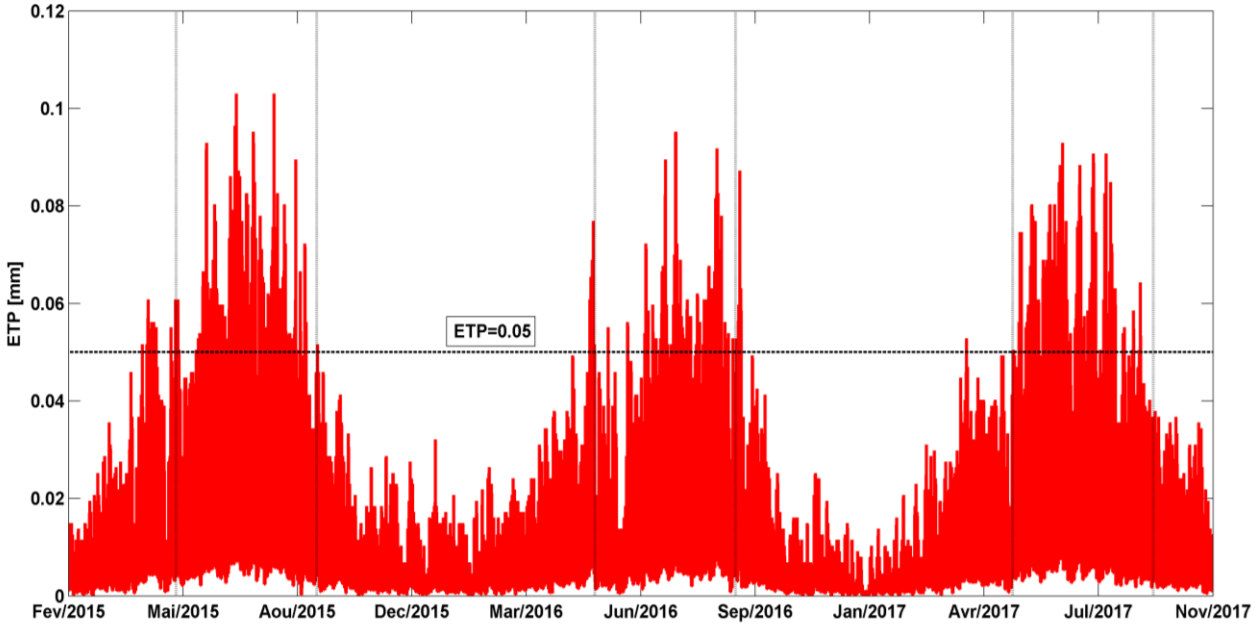


Figure 3.18. Variation annuelle de l'évapotranspiration (pas de temps 6 min).

Équation 3.6. Abattement de volume global de l'aménagement comprenant le bassin versant d'apport et la noue, à l'échelle de temps T

$$E_{V,gb,T} = 1 - \frac{V_{S,T}}{h_{pluie,T} \times S_{BV+ouv}}$$

Équation 3.7. Abattement de volume par la noue, à l'échelle de temps T

$$E_{V,Ouv,T} = 1 - \frac{V_{S,T}}{V_{S,BV,T} + h_{pluie,T} \times S_{ouv}}$$

Équation 3.8. Abattement de volume absolu global de l'aménagement comprenant le bassin versant d'apport et la noue, à l'échelle de temps T (en mm de pluie)

$$E_{V,abs,gb,T} = \frac{h_{pluie,T} \times S_{BV+ouv} - V_{S,T}}{S_{BV+ouv}}$$

Équation 3.9. Abattement de volume absolu par la noue, à l'échelle de temps T (en mm de pluie)

$$E_{V,abs,Ouv,T} = \frac{(V_{S,BV,T} + h_{pluie,T} \times S_{ouv}) - V_{S,T}}{S_{BV+ouv}}$$

Avec : $h_{pluie,T}$ cumul de la pluie à l'échelle de temps T ; $V_{S,T}$ volume en sortie de la noue à l'échelle de temps T; $V_{S,BV,T}$ volume de ruissellement sortant du bassin versant d'apport de la noue à l'échelle de temps T; S_{BV+ouv} surface totale du bassin versant et de la noue; S_{ouv} surface de la noue ; T est l'échelle de temps égale à ev, men, sai et an qui correspond , respectivement, à l'évènement, au mois, à la saison et l'année.

3.3.2.2 Efficacité hydrologique de la noue en termes de volume

A l'échelle de l'événement

Les abattements de volume du système global et par la noue, à l'échelle de l'événement sont présentés à la Figure 3.*19*. Pour ce type d'ouvrage totalement étanche, l'abattement de volume est principalement dû à l'évapotranspiration de l'eau stockée dans le massif filtrant et en surface de l'ouvrage d'une part, et aux pertes initiales sur la chaussée, d'autre part.

Pour l'abattement de volume global relatif (BV + noue), les valeurs varient entre 3 et 100 % en fonction de l'événement. En médiane, cette réduction est égale à 45 %. L'abattement de la noue seule est inférieur car il n'inclut pas le pourcentage de perte sur la chaussée et est égal à 39%. Dans l'étude de Strauch et al., (2016), une réduction de 30 à 100% a été rapportée pour l'ouvrage de biorétention étudié. Celui-ci est drainé au fond par un drain placé au milieu de la tranchée. Toutefois, afin de simplifier le calcul du bilan hydrique, la vanne de vidange du drain est fermée pendant toute la période de mesure. La couche de sol formant la tranchée d'infiltration ("massif filtrant") n'est pas étanche et est entourée de sol naturel. Cette couche a une épaisseur comprise entre 45 et 70 cm, avec une surface d'infiltration représentant 9% de la surface du bassin versant d'apport. Dans la présente thèse, le pourcentage de la surface d'infiltration/la surface du bassin versant est inférieur et est égal à 6%.

Pour 8 % des événements, le volume entrant dans la noue est réduit par celle-ci de plus de 80 %. En revanche, la réduction est inférieure à 30 % pour 21 % des événements. Les deux ouvrages de biorétention non étanches étudiés par Davis, (2008) réduisent complètement le volume entrant pour 18% des événements. Il est à noter que l'épaisseur du massif filtrant dans ces derniers est comprise entre 90 et 120 cm. Cette épaisseur est supérieure à celui du massif filtrant dans la noue filtrante étudiée dans cette thèse. La surface de l'ouvrage de biorétention vaut 20 % de la surface du bassin

versant. La surface de l'ouvrage par rapport au bassin versant est sans doute l'un des facteurs les plus importants qui influencent la capacité de réduction du volume de ce type d'ouvrage.

La hauteur de pluie cumulée pendant un évènement peut avoir aussi un effet sur l'abattement volumique de l'ouvrage (Figure 3.***20***). Tous les abattements supérieurs à 80 % sont obtenus pour des évènements inférieurs à 5 mm de pluie. Pour la majorité des pluies de plus de 5 mm la réduction en volume est inférieure à 50 %. Les abattements absolus (en équivalent hauteur de pluie précipitée sur le bassin versant d'apport + noue) sont également donnés à la Figure 3.***21*** en fonction de la hauteur de pluie en mm : l'abattement par la noue atteint une valeur maximale de 14 mm, le système noue + route permet d'abattre jusqu'à 16 mm. Dans la majorité des cas l'abattement est inférieur à 5 mm.

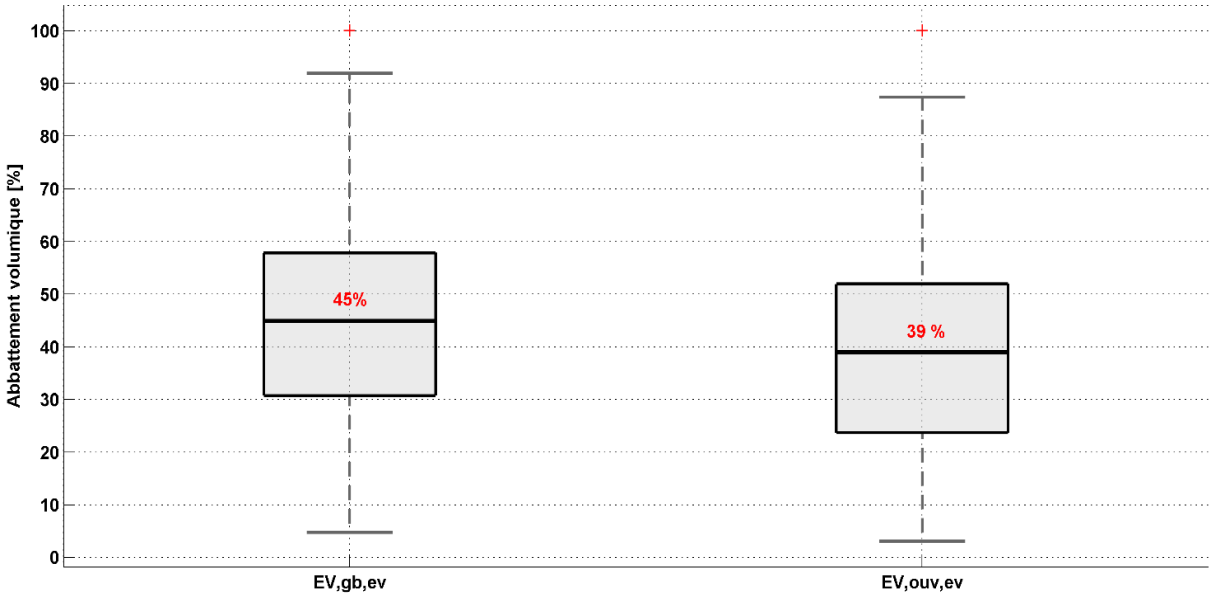


Figure 3.19. Abattement volumique évènementiel global et de la noue.

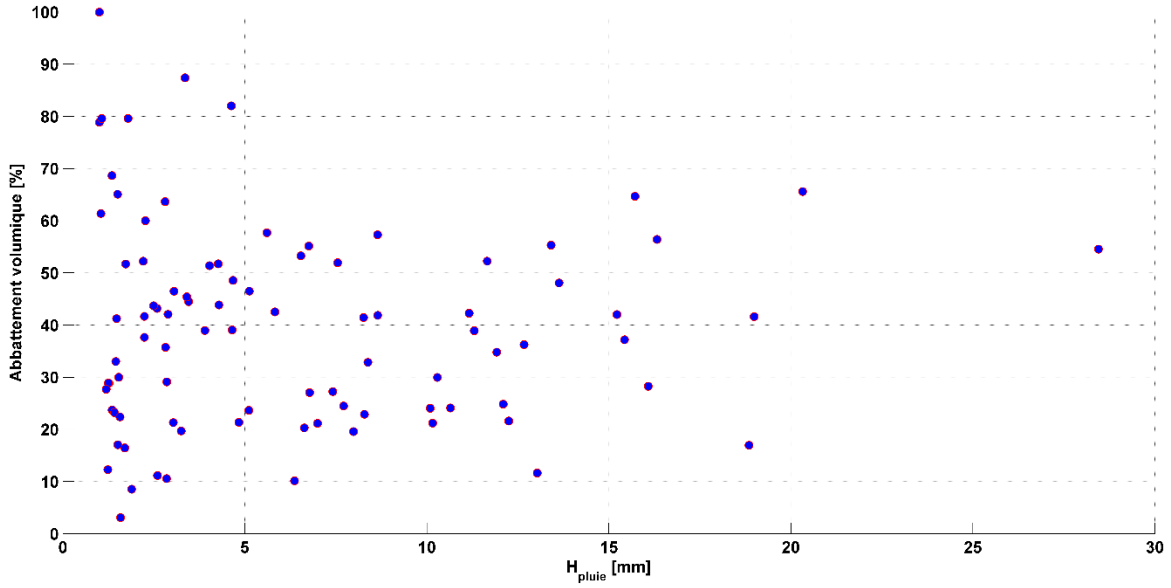


Figure 3.20. Abattement volumique évènementiel de la noue en fonction de la hauteur de pluie.

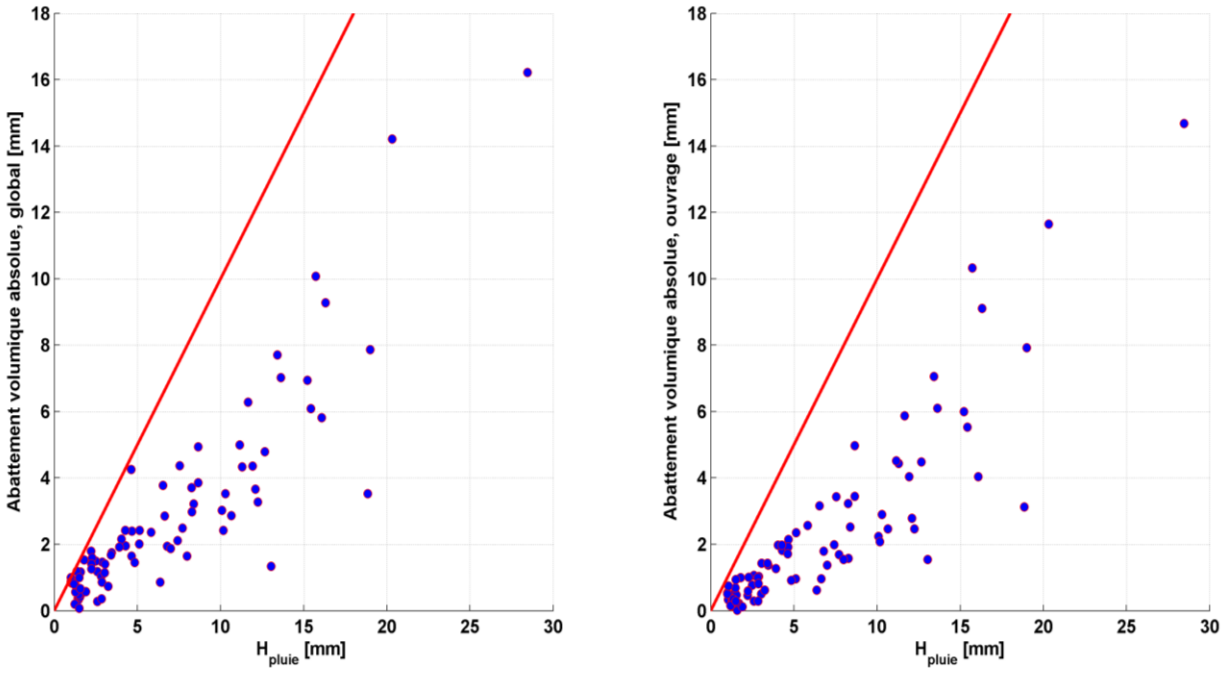


Figure 3.21. Abattement volumique évènementiel absolu global et de la noue en fonction de la hauteur de pluie. La ligne en rouge représente la ligne d'égalité entre le volume entrant et sortant.

Outre le ratio surface de l'ouvrage / surface du bassin versant et la hauteur de la pluie, la teneur en eau initiale du sol peut également avoir un effet sur la réduction de volume assurée par ce type d'ouvrage. La teneur en eau est l'un des facteurs déterminant de la capacité d'infiltration du sol. La Figure 3.22 montre ces abattements événementiels

en fonction de la teneur en eau initiale du substrat. Cette teneur est égale à la moyenne de toutes les mesures fournies par les capteurs au début de l'événement pluvieux. Pour les événements dont la hauteur totale des précipitations est inférieure à 5 mm, la réduction du volume a tendance à diminuer avec l'augmentation de l'humidité du sol. Plus le sol est initialement saturé, c'est-à-dire que la vitesse d'infiltration devient égale à la conductivité hydraulique à saturation K_s, moins la teneur en eau initiale a d'impact sur la réduction du volume. Par conséquent, à l'échelle événementielle, la teneur en eau initiale du substrat peut avoir un effet, en particulier pour les événements inférieurs à 5 mm et pour des teneurs en eau inferieures à la saturation (~20 %). En revanche, pour les événements d'une hauteur supérieure (>=5mm), la réduction du volume ne montre pas de tendance spécifique liée à la teneur en eau initiale. Dans ce cas, l'effet de la hauteur de la pluie est dominant.

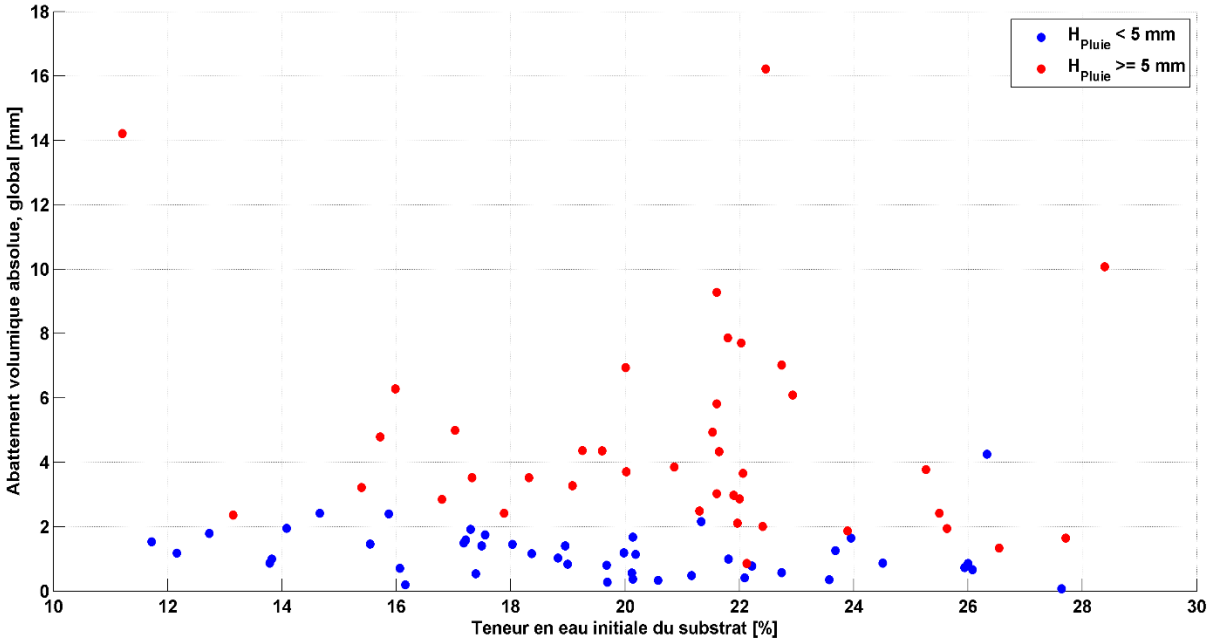


Figure 3.22. Abattement volumique absolu évènementiel [mm] de la noue en fonction de la teneur en eau initiale du substrat.

A l'échelle mensuelle

L'abattement mensuel du volume entrant par l'ouvrage est illustré à la Figure 3.23. On remarque nettement l'effet du mois sur cette efficacité. La réduction du volume suit la variation de l'ETP au cours de l'année. En fait, pour les mois d'avril à septembre où l'ETP a les valeurs les plus élevées en raison du développement de la végétation, rayonnement plus importants, humidité de l'air plus faible et de l'augmentation de la température, l'efficacité de la réduction du volume est plus importante. Si nous

comparons la réduction du volume pour le même mois, mais au cours des années 2016 et 2017, nous constatons également une différence. Selon les données météorologiques, on constate qu'entre août 2016 et janvier 2017, il y a eu 108 mm de pluie. En revanche, entre août 2017 et janvier 2018, cette quantité est trois fois supérieure et égale à 300 mm. Par conséquent, la réduction du volume a diminué pour ces mois, passant de 52 % (13 mm en absolue) en moyenne à 38 % (22 mm en absolue), pour les années 2016-2017 et 2017-2018, respectivement. Outre les conditions météorologiques, un autre facteur peut avoir un effet sur cette réduction. Ce facteur est le développement des racines de la végétation dans le massif filtrant, qui à son tour contribue à l'augmentation de la conductivité hydraulique du sol. Ce qui favorise l'infiltration de l'eau dans le sol.

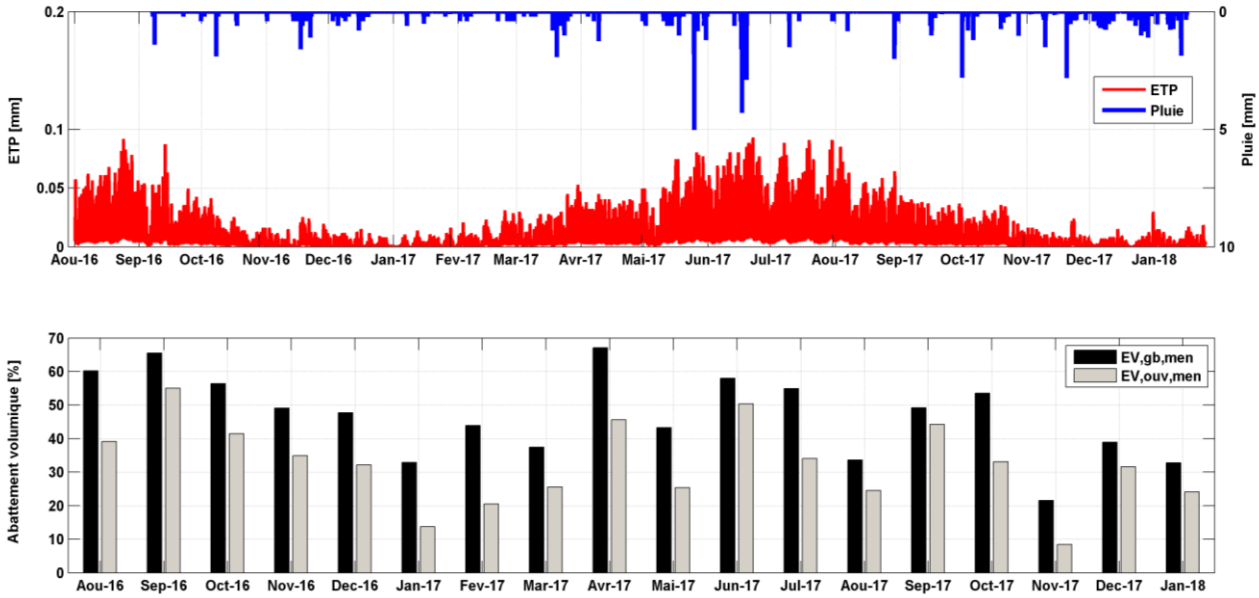


Figure 3.23. Abattement volumique mensuel global et par rapport à la noue.

A l'échelle de la saison

Les événements sont classés par saison. Il s'agit de deux saisons, la saison chaude avec des ETP élevées (de mai à septembre) et la saison froide avec des ETP plus faibles (de septembre à mai). Les résultats saisonniers sont présentés à la Figure 3.*24* ci-dessous. L'abattement du volume pendant la saison froide 2016 est de 47%. Cet abattement est quasiment identique pendant la saison chaude 2017 et est égal à 50%. Sachant que le nombre de mois dans chaque saison n'est pas le même, l'abattement absolu saisonnier global en mm/mois est calculé. Pour la saison froide de septembre 2016 à mai 2017, la réduction est égale à 15 mm/mois. Cette dernière est plus élevée pour la saison chaude mai 2017 - septembre 2017 et est égale à 18 mm/mois. Un effet saisonnier est donc

remarquable, pendant la saison chaude, le volume est réduit plus efficacement. En revanche, pour la dernière saison froide (septembre 2017-janvier 2018), une réduction absolue beaucoup plus importante est remarquée. Cette réduction est égale à 28 mm/mois. Cela peut être dû au fait que la hauteur totale de pluie en 2017-2018 est supérieure à celle de l'année 2016-2017. La réduction annuelle de volume est de 44 % pour l'année 2017.

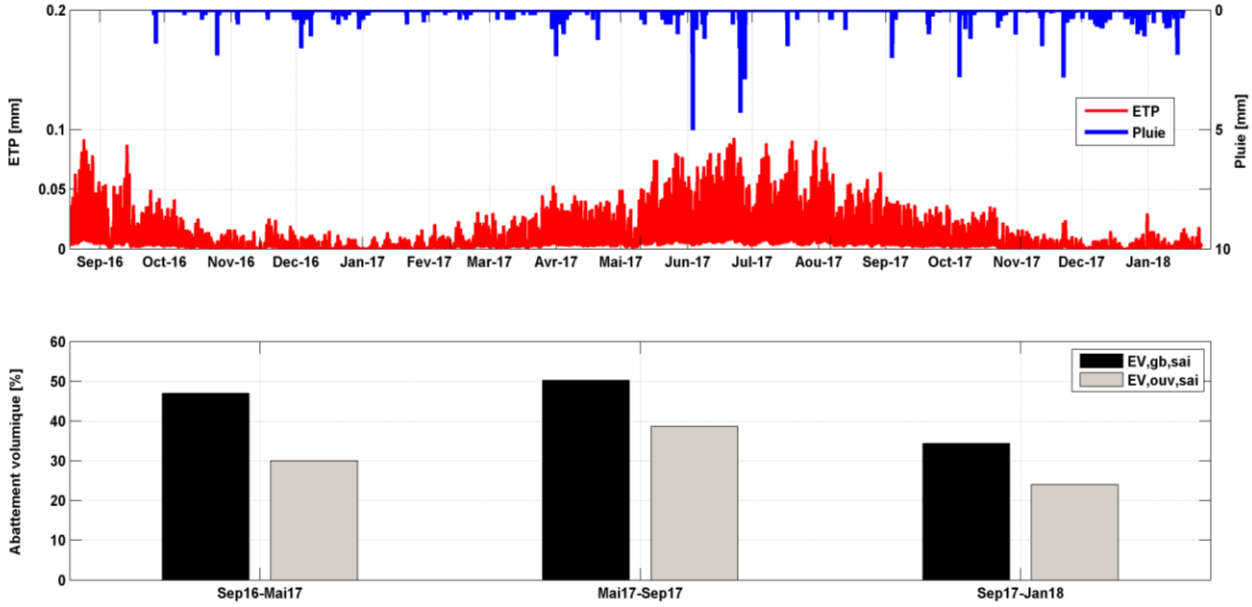


Figure 3.24. Abattement volumique saisonnier global et par rapport à l'ouvrage.

3.3.3 Proportion surversée

3.3.3.1 Définition et Calcul

La fraction de surverse est l'un des indicateurs clés de la performance hydrologique. Cet indicateur conditionne fortement l'abattement de volume évoqué ci-dessus. C'est également un bon indicateur de l'adéquation de l'ouvrage au bassin versant, qui est l'un des paramètres du dimensionnement. Par ailleurs, il reflète la capacité de la structure à recevoir les eaux de ruissellement et à contrôler le régime hydrologique. Les enjeux impliqués sont la lutte contre les inondations et la préservation de l'état écologique des milieux récepteurs.

Il est simple à calculer dans la mesure où le débit de surverse est mesuré. Par conséquent, ces indicateurs ont été calculés à l'aide des Équation 3.***10*** et Équation 3.***11***. Les $f_{SV,gb}$ reflètent la fraction de débordement globale (noue et bassin versant) par rapport aux pluies tandis que les $f_{SV,Ouv}$ expriment cette fraction par rapport au débit entrant dans la noue. Cet indicateur est évalué à l'échelle évènementielle et annuelle.

Équation 3.10. Fraction du volume surversé par rapport au volume total géré par l'aménagement (bassin d'apport + noue) à l'échelle du temps T

$$f_{SV,gb,T} = \frac{V_{SV,T}}{h_{pluie,T} \times S_{BV+ouv}}$$

Équation 3.11. Fraction du volume surversé par rapport au volume entrant dans la noue à l'échelle du temps T

$$f_{SV,Ouv,T} = \frac{V_{SV,T}}{V_{S,BV,T} + h_{pluie,T} \times S_{ouv}}$$

Avec : $V_{SV,T}$ volume de surverse à l'échelle de temps T; $V_{S,BV,T}$ volume de ruissellement sortant du bassin versant d'apport de la noue à l'échelle de temps T ; T est l'échelle de temps égale à ev et an qui correspondent, respectivement, à l'évènement et année.

3.3.3.2 Efficacité hydrologique de la noue en terme de surverse

La hauteur d'eau mesurée à la surface de la partie avale de la noue est représentée sur la Figure 3.*25* en fonction du temps. Si cette hauteur est supérieure à 16 cm (hauteur de pelle du déversoir triangulaire), on peut dire qu'il y a débordement. Les résultats montrent que 2,6 % du temps le niveau d'eau est supérieur à 160 mm.

La hauteur d'eau mesurée par le capteur est validée à partir du tensiomètre placé dans le sol à 25 cm de profondeur en aval de la noue, sur toute la période de mesure (cf. section 2.1.3). Le but est de vérifier si une surverse s'est produite mais n'a pas été enregistrée par le capteur. Cette vérification a montré que tous les évènements avec surverse ont bien été enregistrés. En plus, les données de tension dans le sol ont été utilisées pour déterminer la hauteur d'eau seuil mesurée par le capteur et indiquant l'existence d'eau à la surface. La Figure 3.*26* montre les hauteurs d'eau et les pressions pour le mois de novembre 2017. D'après ces résultats, on constate que lorsque la hauteur d'eau à la surface est supérieure à 20 mm d'eau, la pression donnée par le capteur est positive, indiquant la présence d'eau. En revanche, pour une hauteur d'eau inférieure à 20 mm, cette pression est négative et le sol n'est donc pas saturé. La hauteur de 20 mm est ainsi utilisée comme indicateur de la présence ou non d'eau à la

surface de la noue. Selon les données du capteur, la hauteur est supérieure à 20 mm pendant 26% du temps, ce qui indique la noue est mise en eau pendant ce temps.

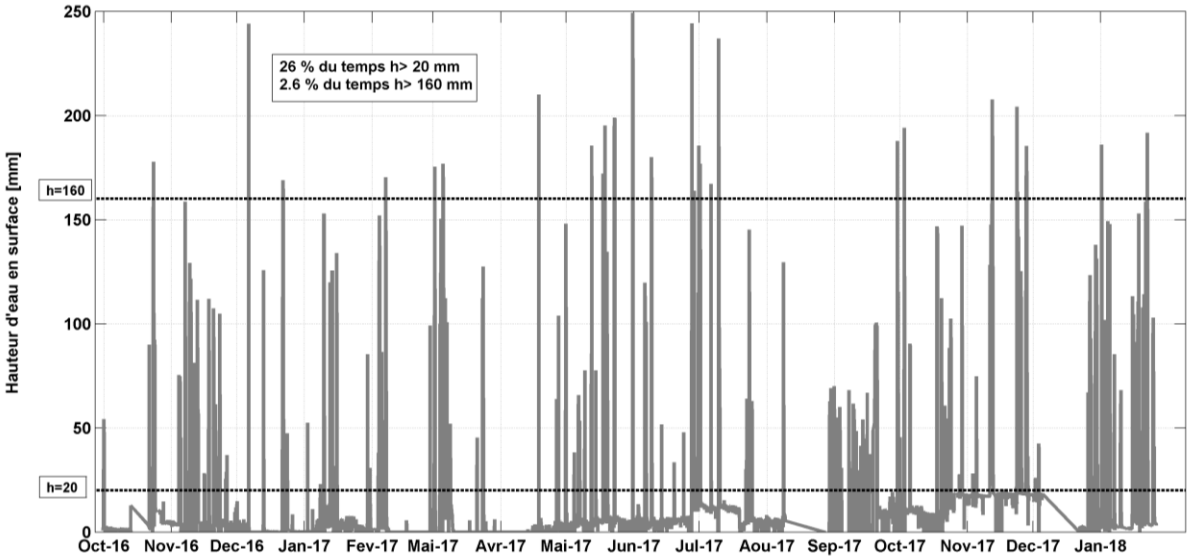


Figure 3.25. Hauteur d'eau mesurée en surface de la partie aval de la noue, au niveau du déversoir triangulaire.

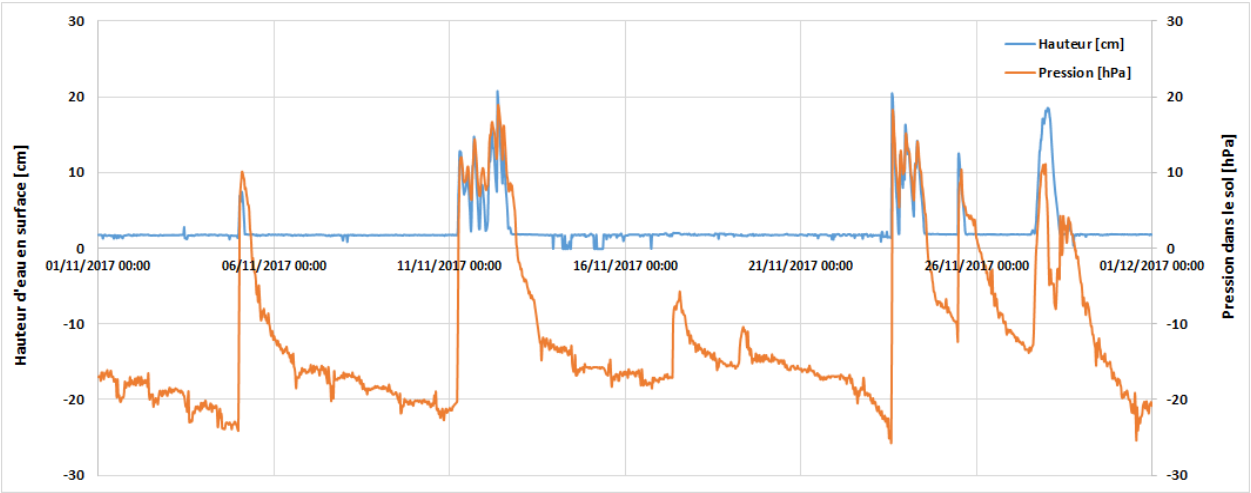


Figure 3.26. Hauteur d'eau en surface de la noue et pression dans le sol pour le mois de novembre 2017

La proportion d'eau de surverse pour les événements où il y a débordement est montrée à la Figure 3.27. Cette proportion est calculée par rapport au volume total géré par l'aménagement, d'une part, et le volume entrant dans la noue, d'autre part. Les neuf événements pour lesquels la surverse s'est produite ainsi que leur période de retour sont présentés au Tableau 3.*4*. La majorité de ces évènements sont des évènements bimestriels. Pour les deux événements du 11 novembre 2017 et du 27

novembre 2017, la fraction surversée représente respectivement 19 et 28 % de ce qui entre dans l'ouvrage. Ce sont les valeurs maximales enregistrées pendant la période d'étude. L'événement du 11 novembre présente un cumul élevé de 18,85 mm sur une durée de 38,7 heures et une intensité maximale de 15 mm/heure (pas de temps de 6 min). Le cumul de l'événement du 27 novembre est également important, 13 mm sur une durée de 8,6 heures. En revanche, pour les autres événements, cette fraction est inférieure à 5%. Il faut également noter que sur les 85 événements étudiés, seulement 9 événements présentaient un débordement. Cela représente 10 % du nombre total d'événements.

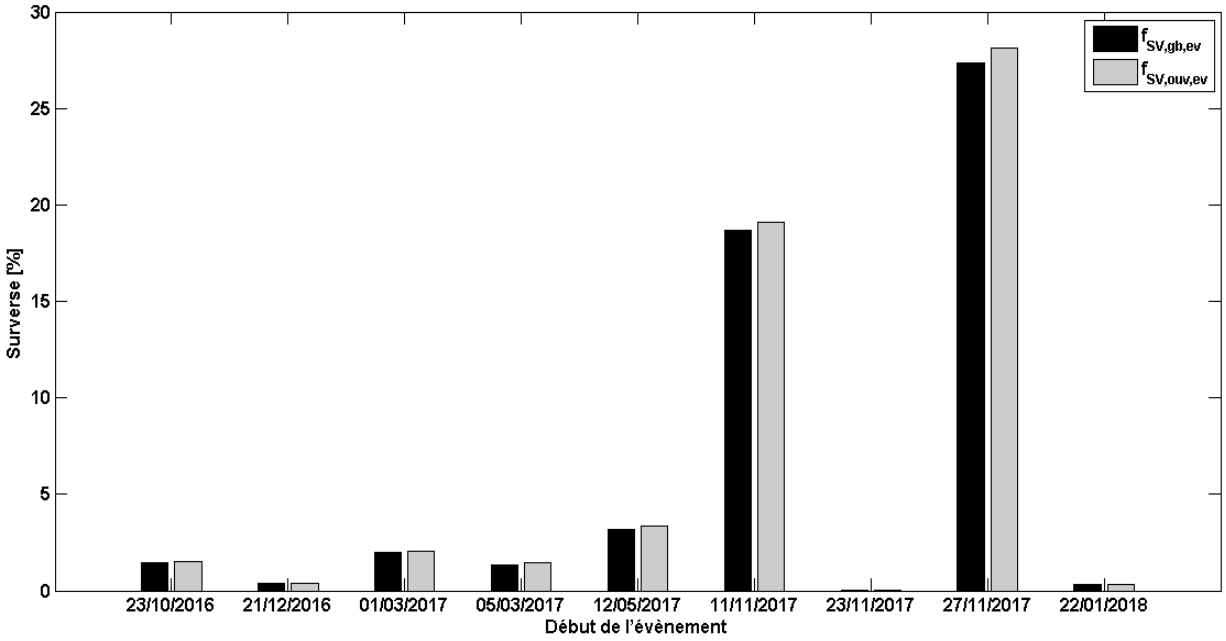


Figure 3.27. Fraction d'eau de surverse évènementielle globale et par rapport à l'ouvrage.

Tableau 3.4. Caractéristiques des événements pluvieux pour lesquels une surverse a été enregistrée

Date début	Date fin	h pluie (mm)	I_{moy} (mm)	Imax (mm)	Dt_{ev} (h)	Dt_{ts} (j)	Période de retour
23/10/2016 14:48	24/10/2016 03:30	11,66	0,92	11,00	12,70	0,95	Mensuelle
21/12/2016 23:24	22/12/2016 08:24	11,30	1,26	5,00	9,00	8,50	Bimestrielle
01/03/2017 11:18	02/03/2017 00:18	11,92	0,92	19,22	13,00	0,16	Mensuelle
05/03/2017 08:48	06/03/2017 01:00	10,09	0,62	10,00	16,20	0,53	Mensuelle
12/05/2017 11:42	12/05/2017 23:54	15,22	1,25	50,29	12,20	4,70	Bimestrielle
11/11/2017 05:00	12/11/2017 19:42	18,85	0,49	15,00	38,70	12,11	Bimestrielle
23/11/2017 13:54	24/11/2017 13:54	15,43	0,64	28,17	24,00	10,76	Bimestrielle
27/11/2017 18:24	28/11/2017 03:00	13,03	1,52	3,67	8,60	1,01	Bimestrielle
22/01/2018 07:12	22/01/2018 12:54	15,72	2,76	18,67	5,70	0,33	Trimestrielle

La fraction annuelle du volume débordé par rapport au volume total géré par l'aménagement et par rapport au volume entrant dans la noue est respectivement égale à 2,1 et 2,3 % pour l'année 2017. Ainsi, près de 2 % de ce qui est entré dans la noue est débordé, ce qui est très peu. La proportion de débordement rapportée par Dietz et Clausen (2005) est égale à 0,8 % sur une période d'étude de 1 an et 2 mois. Dans cette dernière étude, l'ouvrage de biorétention est constitué d'un sable limoneux sur une épaisseur de 60 cm et avec une zone de stockage de 15 cm en surface. Le sol formant l'ouvrage a une conductivité hydraulique de $1 \cdot 10^{-5}$ m/s. L'ouvrage est dimensionné pour recevoir 25,4 mm de ruissellement généré par une toiture en bardeaux d'asphalte. La surface de cette dernière est 106,8 m². La surface de l'ouvrage est 9 m². Le rapport entre l'ouvrage et le bassin versant est donc de 8,4 %.

3.3.4 Abattement et distribution des débits

3.3.4.1 Définition et Calcul

La réduction du débit de pointe est également utilisée comme indicateur de la performance hydrologique de la noue. Il est particulièrement utile pour des raisons

réglementaires. De plus, c'est un indicateur facile à estimer. Deux fonctions sont traitées par celui-ci, notamment l'atténuation du débit de pointe et le contrôle du régime hydrologique. Cela permet de lutter contre les inondations et de préserver l'état écologique des milieux récepteurs. Cette réduction du débit de pointe est analysée par l'intermédiaire du calcul de l'abattement du débit de pointe et la comparaison de la probabilité de non-dépassement des débits entrant et sortant.

L'abattement de débit de pointe est principalement assuré par le massif filtrant. Par contre, au cas où un débordement a lieu, l'effet du milieu filtrant devient limité. Dans cette thèse, la réduction du débit de pointe a été calculée à l'échelle de l'événement et à différents pas de temps, 6, 12, 18, 30 et 60 min. Cet indicateur est évalué par rapport à l'ouvrage (Équation 3.*12*).

Équation 3.12. Abattement du débit de pointe par la noue

$$e_{Qmax,Ouv} = 1 - \frac{Q_{S,max}}{(Q_{S,BV} + I_{pluie} \times S_{ouv})_{max}}$$

Avec : $Q_{S,max}$ débit de pointe en sortie de la noue (drain + surverse); $Q_{S,BV}$ débit du ruissellement généré par le bassin versant d'apport alimentant la noue; I_{pluie} Intensité de la pluie.

Le calcul de la distribution de probabilité de non-dépassement des débits entrant et sortant de la noue a pour but d'évaluer l'impact de l'ouvrage sur le régime hydrologique dans son ensemble. Pour un débit considéré la fraction P (du temps ou du volume) représente le pourcentage du temps ou de volume pendant lequel ce débit n'est pas dépassé. Dans cette étude, la probabilité de non-dépassement en temps et en volume est calculée pour les débits entrant et les débits sortant de la noue.

La probabilité de non-dépassement des valeurs de débit est calculée en triant en ordre croissant la liste d'enregistrements de débit (y compris les valeurs nulles). Un rang (Rang) est ensuite affecté à chaque valeur, de 1 à N. La probabilité en fonction du temps et du volume, sont calculés par les Équation 3.*13* et Équation 3.*14*, respectivement.

Équation 3.13. Probabilité en fonction du temps

$$P_{nd,t,R} = {Rang}/{N}$$

Équation 3.14. Probabilité en fonction du volume

$$P_{nd,v,R} = {\sum_{i=1}^{Rang}(Q_i \Delta t)}/{\sum_{i=1}^{N}(Q_i \Delta t)}$$

Avec : Q_i débit de l'enregistrement i; Δt pas de temps fixe de la série de données.

3.3.4.2 Efficacité hydrologique de la noue en terme de débit

Les débits de pointe entrants dans la noue d'une part et sortant d'autre part sont représentés à la Figure 3.*28*. On remarque que les débits de pointe entrants minimums et maximums sur toute la période de mesure sont respectivement de 2 et 113 $L \cdot s^{-1} \cdot ha^{-1}$. Toutefois, les débits de pointe sortants sont beaucoup moins importants et se situent entre 0 et 21 $L \cdot s^{-1} \cdot ha^{-1}$. Cela montre que l'ouvrage permet de réduire considérablement les débits de pointe.

La réduction des débits maximums évènementiels entre l'entrée et la sortie de la noue, pour différents pas de temps de calcul (6, 12, 18, 30 et 60 min) est présentée à la Figure 3.*29*. La réduction à pas de temps de 6 min par rapport au débit entrant se situe entre 18 et 100%. Pour 20 événements sur 85, soit 24% des événements, la réduction du débit de pointe est supérieure à 90 %. Pour 98 % des événements, presque tous les événements, cette réduction est supérieure à 60 %. En augmentant le pas de temps de calcul, l'abattement diminue légèrement. Par exemple, à un pas de temps de 18 min, la réduction est supérieure à 57% pour 98 % des événements. Les valeurs rapportées par Hunt et al., (2008) pour la réduction du débit de pointe sont 96% pour des pluies < 40 mm.

La réduction des débits de pointe dépend de plusieurs facteurs. Les principaux sont la conductivité hydraulique du sol et le rapport entre la surface d'infiltration de l'ouvrage et la surface du bassin versant. Plus la conductivité hydraulique et le rapport de surface sont élevés, plus la réduction des débits est faible. Dans l'étude de Hunt et al., (2008), le ratio entre la surface de l'ouvrage de biorétention et la surface du bassin versant est de 6,2%. La perméabilité du sol formant l'ouvrage, qui est du limon sableux, est $3 \cdot 10^{-6}$ $m \cdot s^{-1}$. D'autre part, la noue étudiée dans cette thèse est formée par du limon sableux dont la conductivité hydraulique à saturation est de $5{,}8 \cdot 10^{-6}$ $m \cdot s^{-1}$ et le ratio de surface est égal à 4,8%. Si on multiplie le ratio de surface par la conductivité hydraulique du sol, on obtient respectivement $1{,}9 \cdot 10^{-7}$ $m \cdot s^{-1}$ et $2{,}8 \cdot 10^{-7}$ $m \cdot s^{-1}$ pour Hunt et al., (2008) et cette étude. Par conséquent, plus cette valeur est grande, moins la réduction du débit est importante.

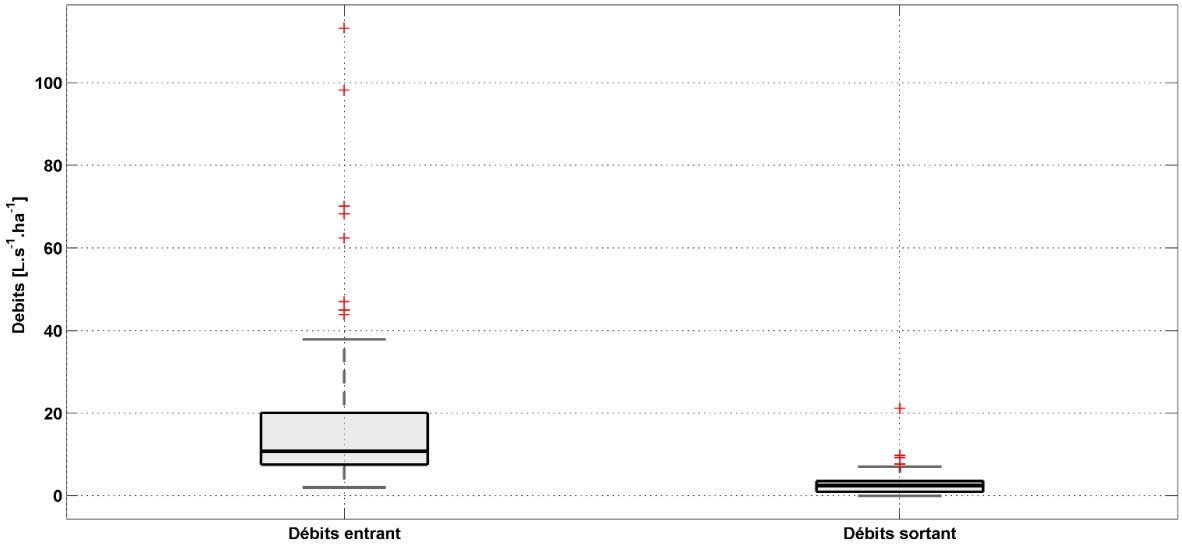


Figure 3.28. Débits de pointe d'entrée et de sortie de la noue

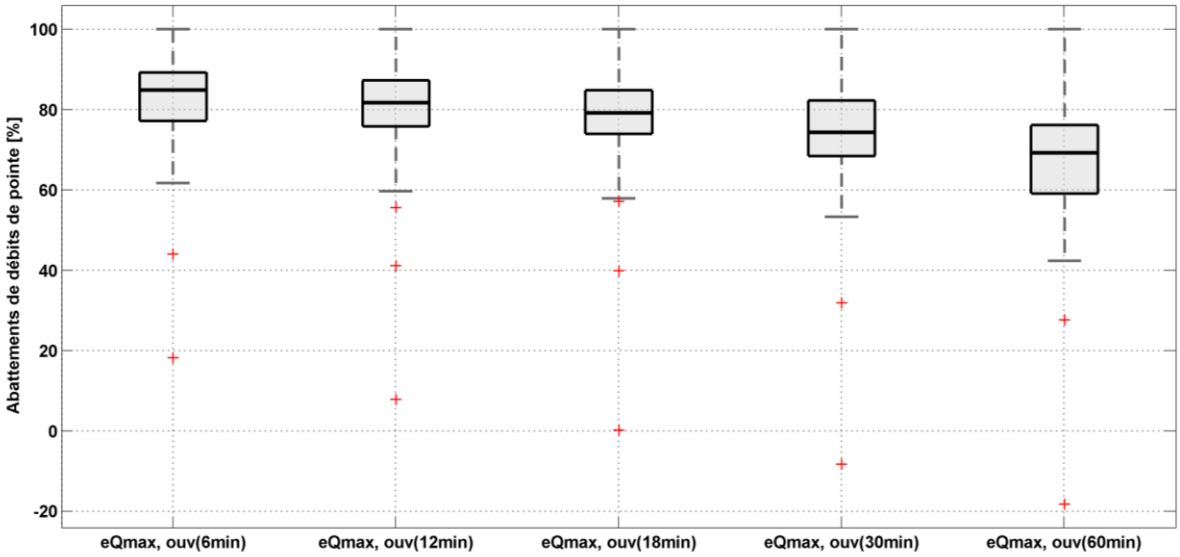


Figure 3.29. Abattements des débits de pointe par la noue filtrante, pour différents pas de temps de calcul (6, 12, 18, 30 et 60 min).

Les débits maximums de drain à pas de temps de 18 min sont illustrés à la Figure 3.***30***. L'objectif était de voir comment ces débits ont varié au fil du temps par rapport à l'évolution de la noue. Il est à noter qu'avant Février 2017, les débits de pointe maximums se situent entre 400 et 600 L/h. Ces débits augmentent considérablement après mars 2017 pour atteindre 1200 L/h, ce qui équivaut au double des débits au début du cycle de vie de la noue.

Cette augmentation des débits maximaux peut être due au développement des racines des plantes dans la noue qui contribuent à la formation de cavités et par conséquent à l'augmentation de la conductivité hydraulique du sol. Visuellement, le développement

des racines dans le sol est bien remarqué (voir Figure 3.*31*). Au début du cycle de vie de la noue, le sol a été bien compacté pendant la construction, ce qui a contribué à des valeurs de K_s faibles par rapport au type de sol limon sableux (Kanso et al., 2018). Au fil du temps et avec le développement de la végétation, la conductivité hydraulique du sol a augmenté.

Afin de confirmer l'hypothèse de la variation de la conductivité hydraulique du sol dans le temps, les débits maximums du drain ont été tracés en fonction des hauteurs d'eau de surface (Figure 3.*32*). Les débits et les hauteurs sont les valeurs maximales de l'événement. Seuls les événements dont la hauteur est supérieure à 100 mm sont sélectionnés. Ces valeurs sont séparées en deux parties afin de différencier les deux périodes : octobre 2016 à janvier 2017 et octobre 2017 à janvier 2018. On peut constater un écart entre les deux lignes droites correspondant aux deux périodes de mesure. La pente de la ligne au cours de l'année 2017 est presque deux fois plus élevée que celle de l'année 2016. Cela indique une augmentation de la conductivité hydraulique du sol.

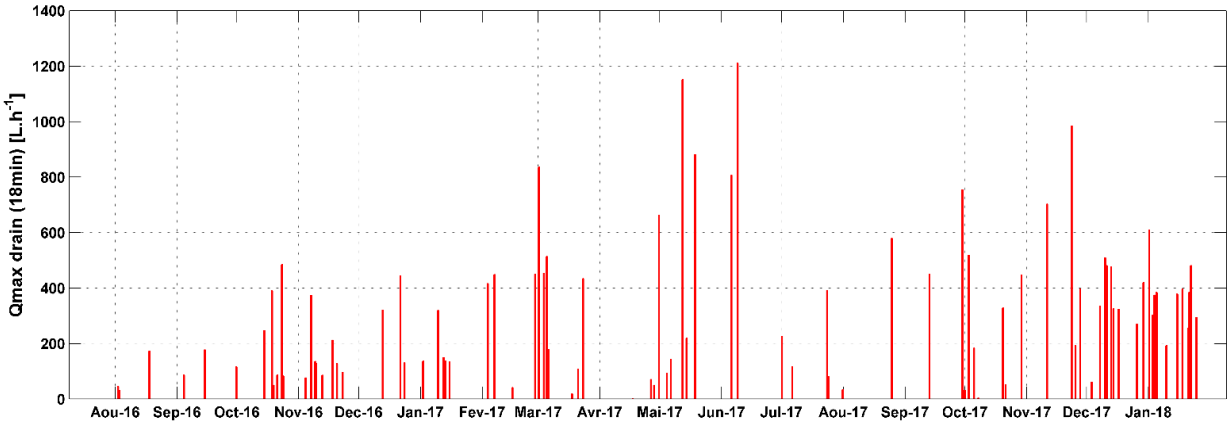


Figure 3.30. Débits maximums du drain au pas de temps de 18 min.

Figure 3.31. Photos montrant la végétation dans la noue et les racines de celle-ci.

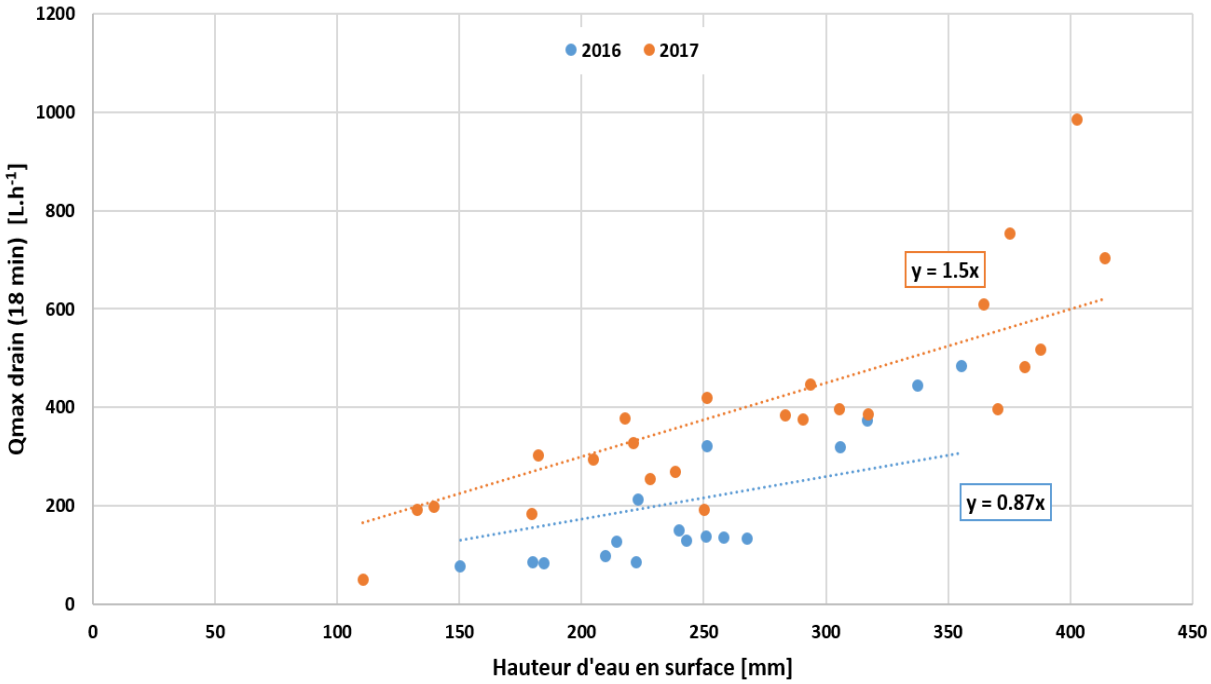


Figure 3.32. Débits de pointe du drain à pas de temps 18 min en fonction de la hauteur d'eau en surface de la noue, pour deux périodes de temps différents.

3.3.4.3 Distribution des débits

La distribution des débits entrants et sortants de la noue est discutée dans cette partie. La probabilité de non-dépassement est tracée sur l'abscisse et le débit correspondant sur l'ordonnée. Cette probabilité en fonction du temps est représentée dans la ***Figure 3.33*** alors que la probabilité en volume est représentée sur la ***Figure 3.34***. Dans le premier cas, un zoom est effectué sur la probabilité entre 95 et 100 % pour voir la différence entre les deux courbes de débit. Les résultats montrent que 99,5 % du temps, le débit arrivant dans la noue est inférieur à 6,6 $L \cdot s^{-1} \cdot ha^{-1}$. Pour le même pourcentage de temps, les débits sortants sont inférieurs à 1,0 $L \cdot s^{-1} \cdot ha^{-1}$. Les débits entrant et sortant de la noue sont 99,99 % du temps inférieurs à 59 et 3.9 $L \cdot s^{-1} \cdot ha^{-1}$. On peut également remarquer la différence entre les régimes hydrologiques et l'effet de ce type d'ouvrage sur la réduction des débits. Les débits à la sortie de la noue sont très tamponnés, étalés et peu variables dans le temps. Ces débits sont 32 % du temps supérieurs à 0,01 $L \cdot s^{-1} \cdot ha^{-1}$.

Pour la distribution des débits en fonction du volume écoulé, on constate que 80 % du volume cumulé entrant dans l'ouvrage résulte d'un débit inférieur à 17,6 L/s/ha. Ce débit est inférieur à 56,5 $L \cdot s^{-1} \cdot ha^{-1}$ pour 95% du volume cumulé sur toute la période. Par contre, pour le volume de sortie de l'ouvrage, ces deux débits sont respectivement de 1,2 et 2,9 $L \cdot s^{-1} \cdot ha^{-1}$. Le pourcentage qui s'écoule en entrée de l'ouvrage pour des débits de 1, 2 et 10 $L \cdot s^{-1} \cdot ha^{-1}$ est 12,4 %, 21 % et 63 %, respectivement. Ces pourcentages en sortie de l'ouvrage sont égaux à 78 %, 91 % et 100 %, respectivement.

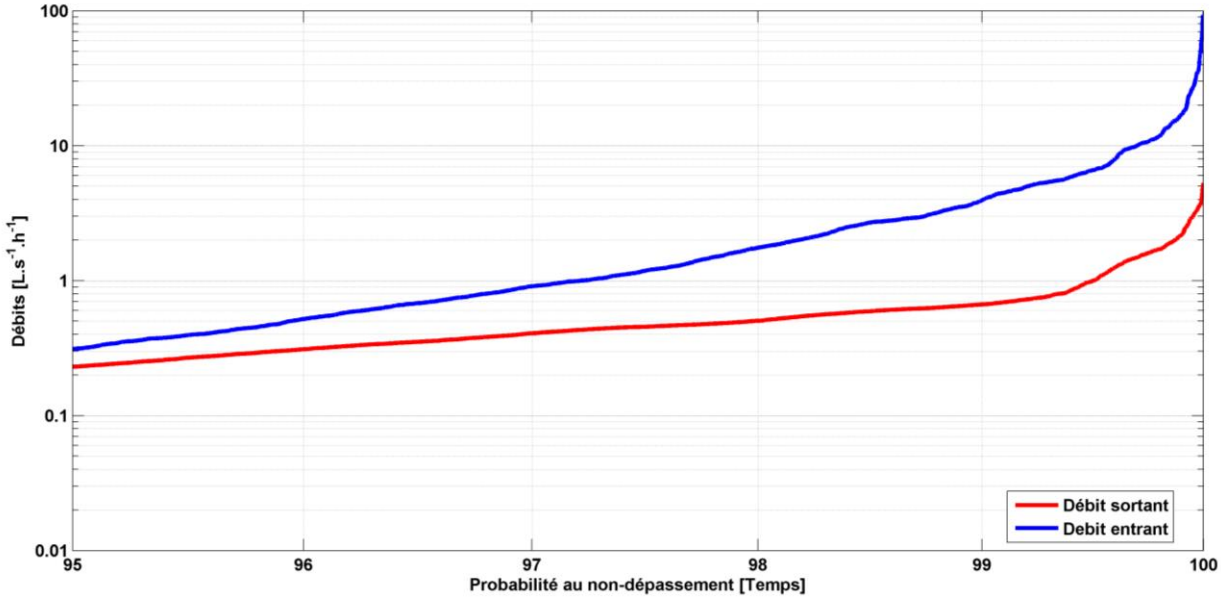


Figure 3.33. Probabilité de non-dépassement (en temps) des débits entrant et sortant de la noue.

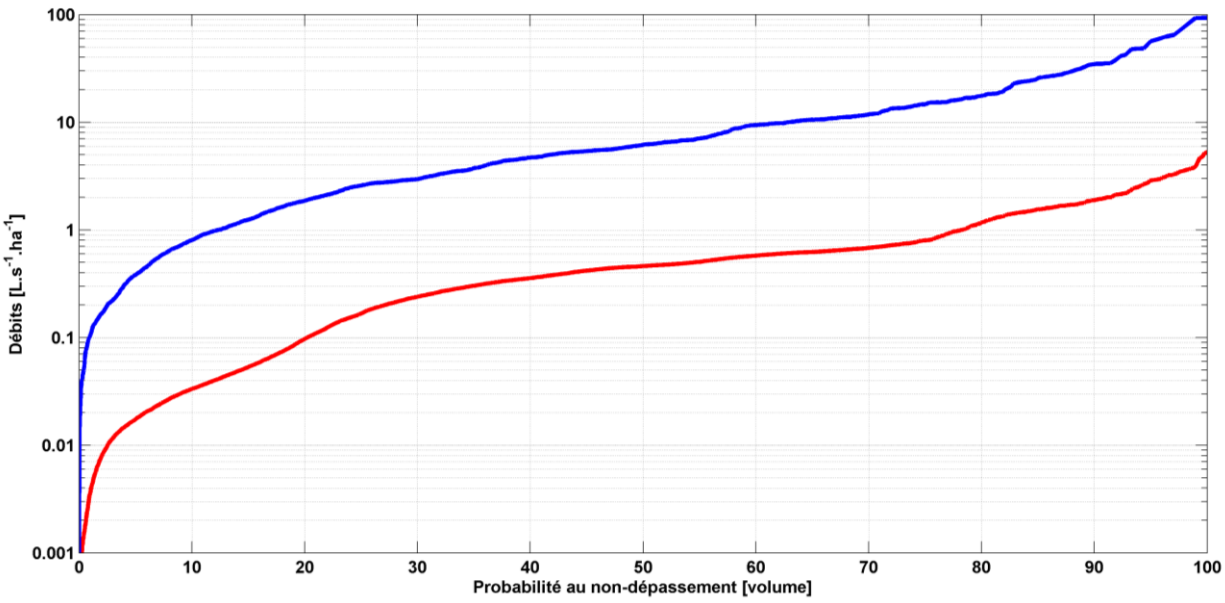


Figure 3.34. Probabilité de non-dépassement (en volume) des débits entrant et sortant de la noue.

3.3.5 Fonctionnement Hydraulique

3.3.5.1 Définition et Calcul

Le fonctionnement hydraulique de l'ouvrage est évalué sur la base de deux indicateurs: le ratio de retard du débit de pointe et le temps de vidange de l'ouvrage. Le ratio de retard est défini comme le rapport entre le temps écoulé entre le débit de pointe de sortie et le début du ruissellement de la chaussée et le temps écoulé entre le débit de pointe entrant et le début du ruissellement de la chaussée. Le temps de vidange est le temps mis par l'ouvrage pour se vider après une pluie. C'est un indicateur du fonctionnement de l'ouvrage entre deux pluies. Il permet également d'évaluer le dimensionnement du système et d'expliquer les surverses fréquentes.

Ces indicateurs traitent de multiples fonctions dont la réception des eaux de ruissellement, le contrôle des flux de polluants, le contrôle du régime hydrologique et permettent de faciliter l'entretien et la maintenance de l'ouvrage. Les deux indicateurs sont donnés dans les Équation 3.*15* et Équation 3.*16* ci-dessous.

Équation 3.15. Ratio de retard du débit de pointe

$$R_{retard} = \frac{H_{max,Q\ drain} - H_{début,Q\ ref}}{H_{max,Q\ ref} - H_{début,Q\ ref}}$$

Équation 3.16. Durée de vidange de l'ouvrage

$$t_v = H_{fin,Q\ drain} - H_{fin,Pluie}$$

Avec : $H_{max,Q\ drain}$ heure du débit maximal d'écoulement dans le drain; $H_{max,Q\ ref}$ heure du débit maximal d'écoulement de référence (en entrée de l'ouvrage); $H_{début,Q\ ref}$ heure de début de ruissellement sur la surface de référence ; $H_{fin,Q\ drain}$ heure de la fin de débit en sortie d'ouvrage; $H_{fin,Pluie}$ heure de la fin de la pluie.

3.3.5.2 Résultats du fonctionnement hydraulique

Ratio de retard de débit de pointe

La distribution de fréquence du ratio de retard entre le débit de sortie de pointe et le débit d'entrée de pointe est donnée dans la Figure 3.*35*. Ce rapport montre combien de fois le débit de sortie est retardé par rapport au débit d'entrée. Plus le débit est retardé, plus la noue est efficace pour ramener le régime hydrologique à un régime quasi naturel. On peut remarquer que pour 89 % des évènements, ce rapport est inférieur à 7. Pour certains événements (Figure 3.*36*), ce rapport est inférieur à 1, ce qui indique un débit de pointe du drain qui s'est produit avant un débit de pointe du ruissellement. Ce phénomène correspond à des événements importants avec plusieurs débits de pointe de sorte que le débit de sortie de pointe se produit avant le débit d'entrée de pointe. Pour 11 % des événements, la noue augmente la durée pour atteindre le pic de plus de 7 fois.

Ce ratio est directement lié à la capacité de stockage dans le sol. La capacité maximale de stockage du sol est de 2714 L, ce qui équivaut à 7,7 mm de pluie. Le débit entrant dans la noue est retardé par passage à travers le massif filtrant pour atteindre le drain. Ce ratio dépend également de la teneur en eau initiale du sol au moment de l'événement. En effet, si le sol est saturé par l'événement précédent, la capacité de stockage dans le massif filtrant est plus faible et donc le débit de pointe sort plus rapidement. La distribution du volume d'eau stocké dans le massif filtrant au début du ruissellement superficiel est présentée à la Figure 3.*37*, pour tous les événements. Les résultats montrent que pour 93% des événements, le sol formant la noue est à moitié saturé. Cela se reflète dans le ratio de retard du débit de pointe. Comme pour 68% des événements, ce rapport est inférieur ou égal à 2. Pour ces événements, le volume de stockage disponible n'est en moyenne que de 2 mm au début du ruissellement de surface.

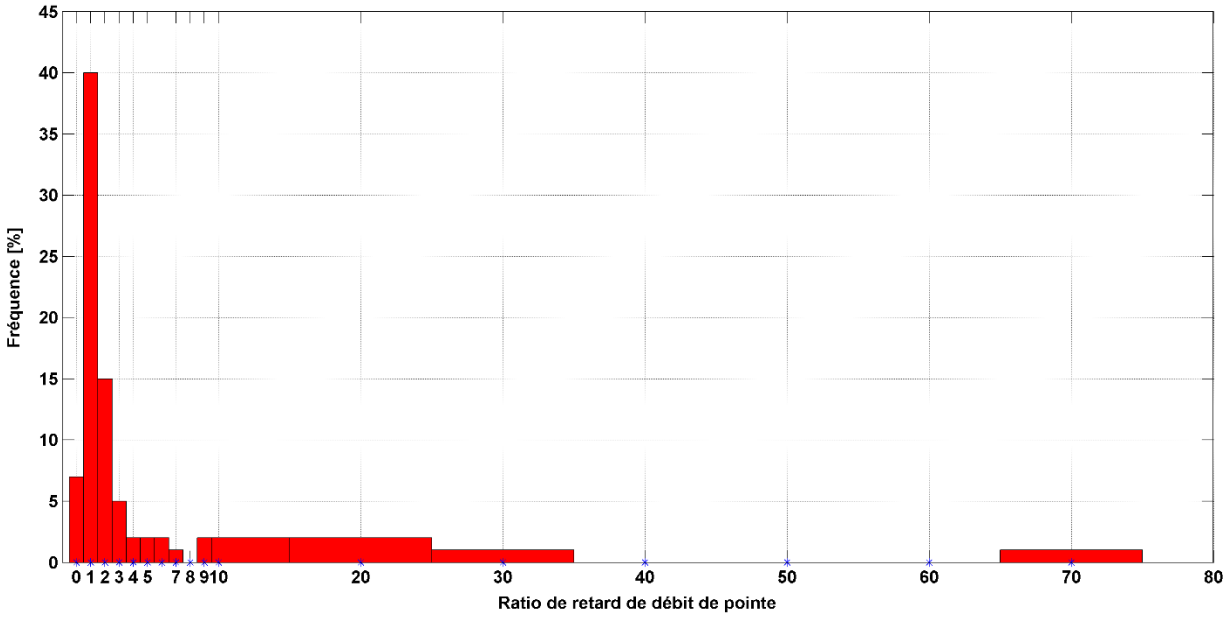


Figure 3.35. Ratio de retard de débit de pointe à l'échelle évènementiel.

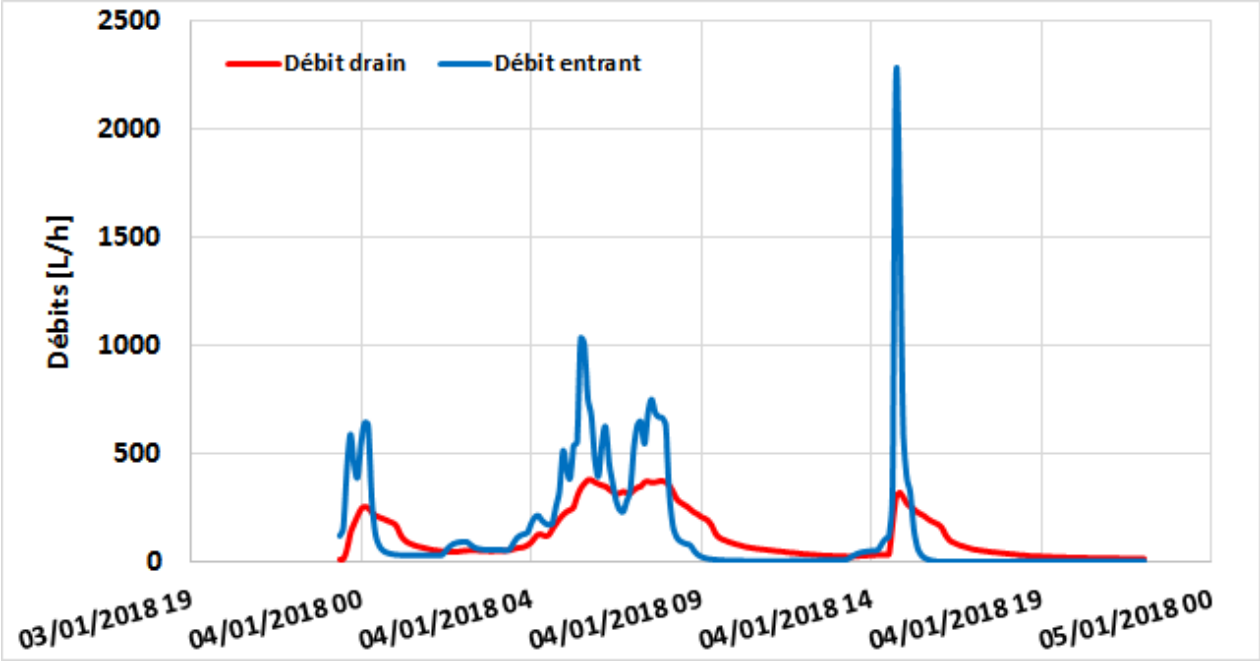


Figure 3.36. Débits entrant et débit sortant du drain pour l'évènement du 3 Janvier 2018.

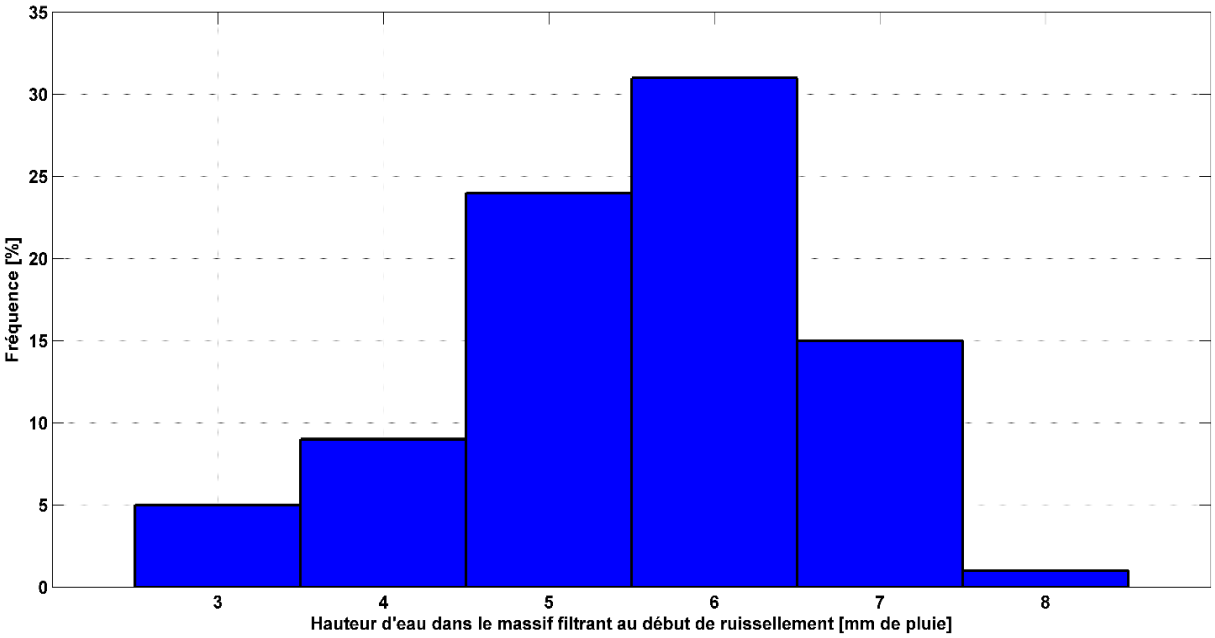


Figure 3.37. Hauteur d'eau stockée dans le massif filtrant au début du ruissellement superficiel, à l'échelle évènementielle (en équivalence mm de pluie).

Durée de vidange de l'ouvrage

Le temps de vidange, temps mis par l'ouvrage pour se vider après une pluie, est calculé à l'échelle de l'événement et la distribution des valeurs de cet indicateur est donnée dans la Figure 3.*38*. Cet indicateur est explicatif par rapport aux fonctions d'abattement de volume ou de masse ou concentration des polluants. Si cette durée est longue et donc si l'ouvrage se vide lentement, cela peut avoir un effet sur la capacité de celui-ci à limiter le volume de ruissellement. On constate que la durée de vidange de la noue varie sensiblement d'un événement à l'autre. Pour 24 % des événements, cette durée est inférieure à 5 heures. Pour 30 % des événements, cette durée est supérieure à 10 heures.

Cet indicateur dépend de la vitesse de percolation de l'eau dans le sol. Plus cette vitesse est élevée, plus la noue se vide rapidement. Cette infiltration dépend de la pression de l'eau dans le sol et de sa teneur en eau. Le temps de vidange est donc tracé en fonction de la pression mesurée par le tensiomètre, en aval de la noue, à la fin de la pluie (Figure 3.*39*). Une pression positive indique la présence d'eau en surface, et une pression négative (tension) signifie que le sol en surface n'est pas saturé. On peut remarquer que lorsque la pression est négative, le temps de vidange a une médiane de 7,9 heures. Ce temps diminue à une médiane de 5,45 h pour une pression positive. Le temps de vidange est tracé par rapport à la teneur en eau moyenne dans la Figure 3.*40*. Les résultats montrent que plus le sol est proche de la saturation, plus l'ouvrage se vide rapidement. En effet, le taux d'infiltration augmente avec l'augmentation de la teneur

en eau et le gradient de potentiel, pour atteindre une valeur maximale avec une perméabilité égale à la conductivité hydraulique à saturation K_s.

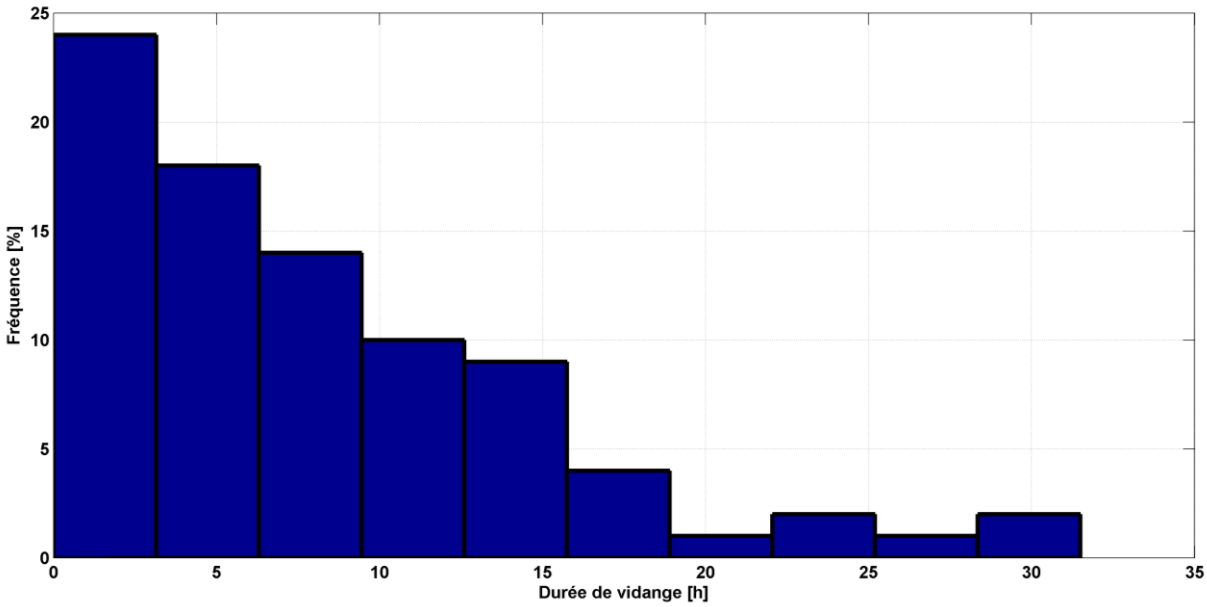


Figure 3.38. Durée de vidange de la noue filtrante à l'échelle évènementielle.

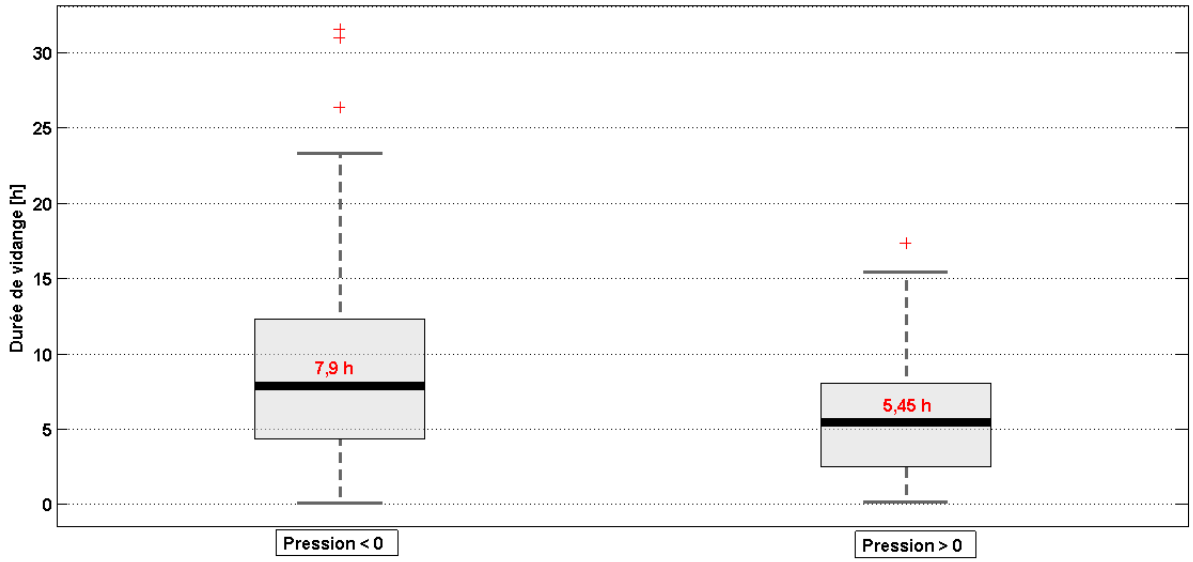


Figure 3.39. Durée de vidange de la noue filtrante en fonction de la pression dans le sol en aval de la noue à la fin de la pluie.

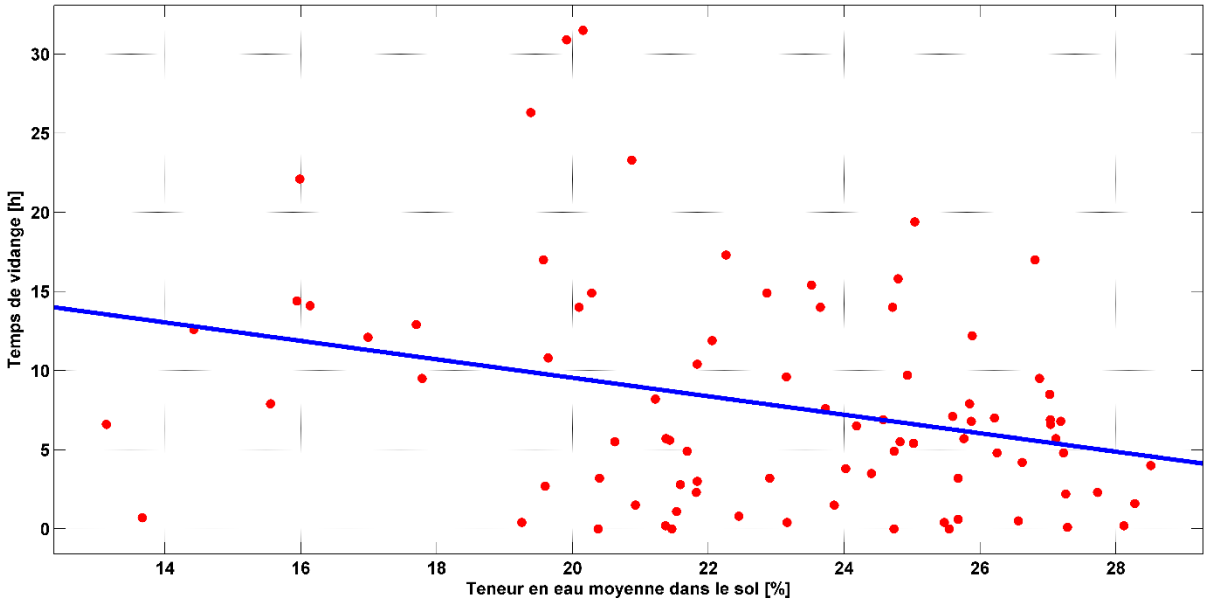


Figure 3.40. Durée de vidange de la noue filtrante en fonction de la teneur en eau moyenne dans le sol à la fin de la pluie.

3.3.6 Variabilité spatiale de la teneur en eau et stockage dans le sol

3.3.6.1 Variabilité spatiale de la teneur en eau dans la noue

Dans cette partie, la variabilité spatiale de la teneur en eau dans la noue sera étudiée afin d'évaluer le comportement de la noue et de calculer le stockage de l'eau dans le sol à l'échelle de l'événement. Cette variabilité spatiale sera évaluée en tenant compte de la variabilité d'un capteur à l'autre calculée dans la partie 2.2.3 sur l'étalonnage des capteurs de teneur en eau.

Les capteurs sont installés dans la noue dans 4 sections (a, b, c et d). La première section (a) est située en aval du bief 1. Les deux autres sections (b) et (c) sont situées en amont et en aval du bief 2. Enfin, la section (d) est située en aval du bief 3, c'est-à-dire en aval de la noue filtrante. Un schéma détaillé des capteurs dans la noue est donné ci-dessous (Figure 3.*41*).

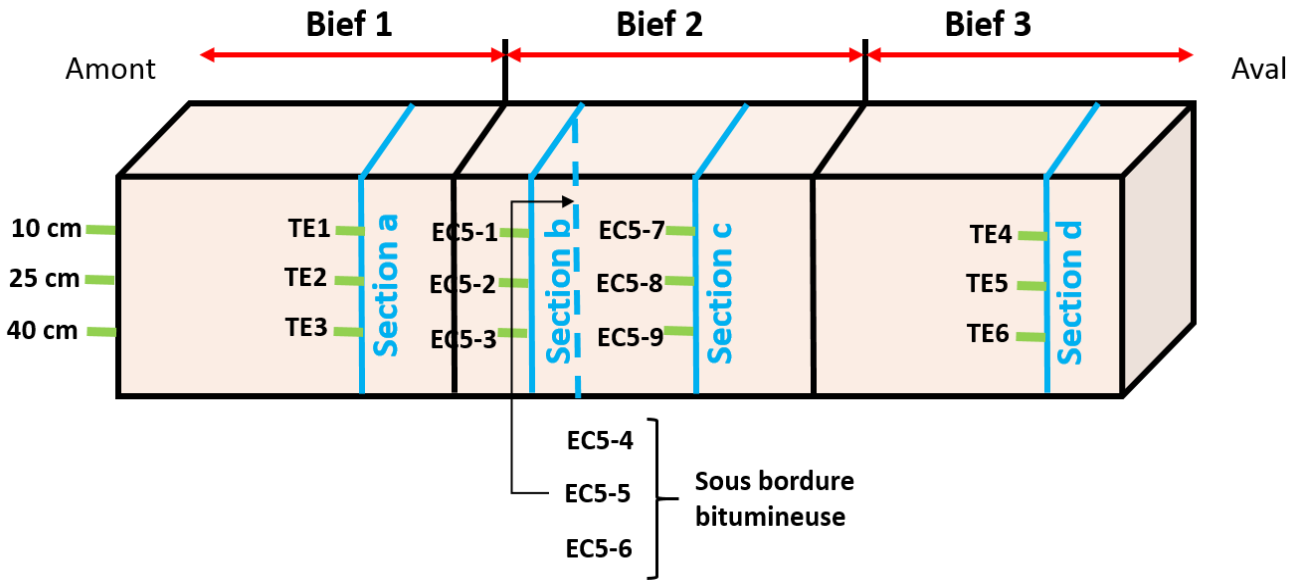


Figure 3.41. Schéma montrant l'emplacement des capteurs de teneur en eau dans la noue filtrante (EC5 et EC 5TE (TE)).

La variabilité spatiale a été évaluée comme suit :

En évaluant d'abord la variabilité longitudinale, puis la variabilité verticale et transversale dans une même section. Ces variabilités sont étudiées à l'échelle de l'événement.

Variabilité longitudinale de la teneur en eau dans la noue filtrante

Afin d'évaluer la variabilité longitudinale dans la noue, les capteurs de teneur en eau situés au même niveau du sol et en aval de chaque bief sont comparés entre eux. Les données des capteurs au début et à la fin de l'événement pour chaque profondeur de sol, 10, 20 et 40 cm sont données dans la Figure 3.*42*. Le nombre de capteurs installés à une même profondeur et en aval des trois biefs est égal à 3. Un coefficient de variation est calculé pour ces 3 capteurs, et le maximum ainsi que les 70 ème percentiles de ce coefficient sont indiqués à la Figure 3.*43*. Les 70 ème percentiles des coefficients de variation seront pris comme référence pour la suite.

Sur la Figure 3.*42*, on peut voir que la teneur en eau à 10 cm varie d'un bief à l'autre surtout pour les 40 premiers évènements. C'est ce que montre également la Figure 3.*44*, à 10 cm, le coefficient de variation est d'environ 20 %, voire plus et égal à 30 % pour certains événements. Une des raisons possibles de cette variabilité longitudinale est la variabilité spatiale de la porosité du sol. En fait, la variabilité spatiale horizontale de la teneur en eau à saturation en surface s'est avérée être égale à 15 % (Kanso et al., 2018). La densité de la végétation au début de la phase d'étude de la noue n'était pas uniforme tout au long de la noue. Cela peut être observé visuellement sur site (Figure 3.*45*). Une variabilité verticale a également été déduite par Kanso et al., 2018 pour ce sol. En effet,

la densité apparente du sol augmente avec la profondeur, sa conductivité hydraulique diminue et la porosité diminue. Cette variabilité verticale peut être due à la migration des particules fines vers le fond de la noue, ou à la précipitation du $CaCO_3$ présent dans le sable formant le massif filtrant qui " colmate " les pores du sol ou au compactage non-uniforme du sol. Ainsi, la variabilité spatiale longitudinale d'un bief à l'autre à 40 cm, peut être la manifestation de ces facteurs de façon non uniforme. À 20 cm de profondeur, la variabilité spatiale longitudinale est moins perceptible. Cette variabilité est inférieure à 10 % pour 70 % des événements.

On note également une variabilité temporelle de la variabilité longitudinale. Pour la période postérieure à mai 2017 (pour les 45 derniers événements), la variabilité longitudinale à 10 cm diminue pour devenir inférieure à 10%. Ceci pourrait être dû au développement de la végétation. À une profondeur de 40 cm, cette variabilité est également réduite, mais en restant quasiment toujours plus élevée que les autres profondeurs, car le sol est toujours plus compacté à un endroit qu'à un autre. La question qui se pose est si cette variabilité longitudinale est causée par la variabilité d'un capteur à l'autre résultant de la fabrication de ce type de sonde ou à la physique du sol. La variabilité d'un capteur à l'autre résultant de la fabrication est évaluée par Kanso et al., 2020. Celle-ci est égal à un maximum de 5 % pour les capteurs de type EC5 et de 15 % pour les capteurs de type 5TE. Cependant, on remarque que pour les 40 premiers événements, le coefficient de variation longitudinale, surtout à 10 et 40 cm, est supérieur à 15%.

La différence de teneur en eau entre le début et la fin de l'événement n'est pas la même pour les trois biefs. Cela soulève la question d'un apport non uniforme tout au long de la noue, de sorte que l'un des biefs reçoit plus d'eau que l'autre. Selon la Figure 3.*42*, les courbes rouge et bleue (respectivement pour le bief 2 et le bief 3) montrent une plus grande variabilité entre le début et la fin de l'événement que les courbes vertes (bief 1). Cette différence entre le début et la fin de l'événement sera évaluée plus en détail dans la partie 3.3.6.2 pour le calcul du stockage dans le sol à l'échelle de l'événement.

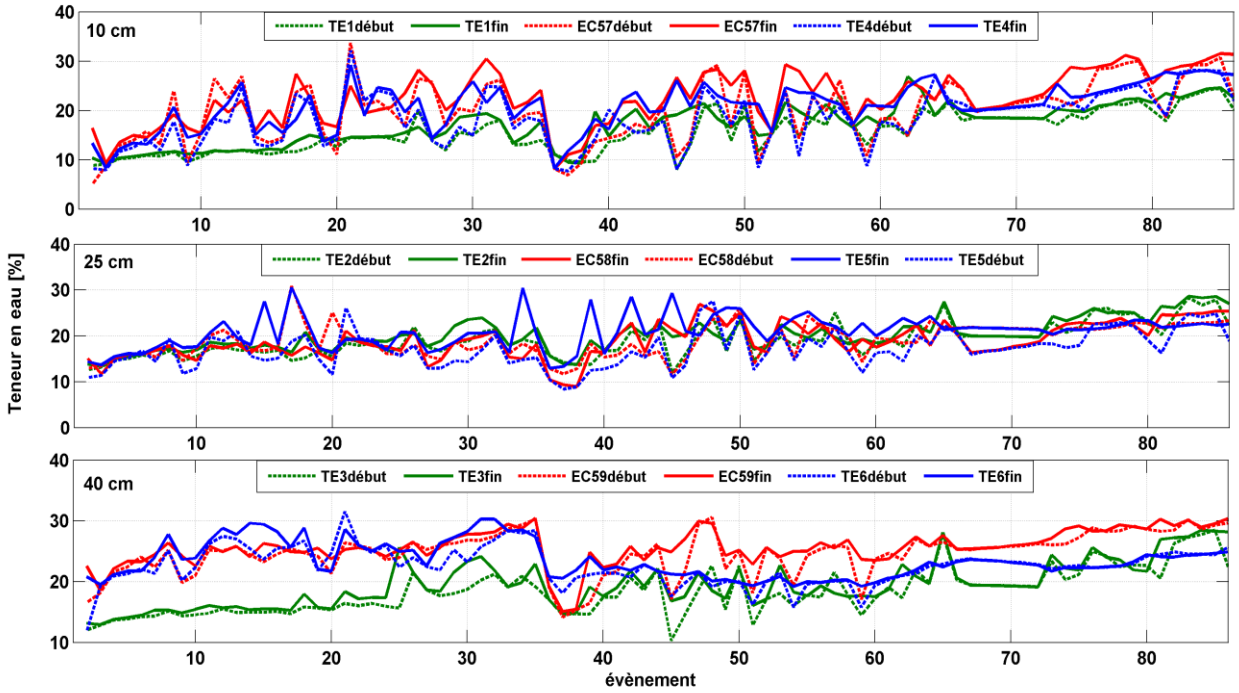


Figure 3.42. Variabilité longitudinale des capteurs de teneur en eau (vert : bief 1, rouge : bief 2, bleu : bief3).

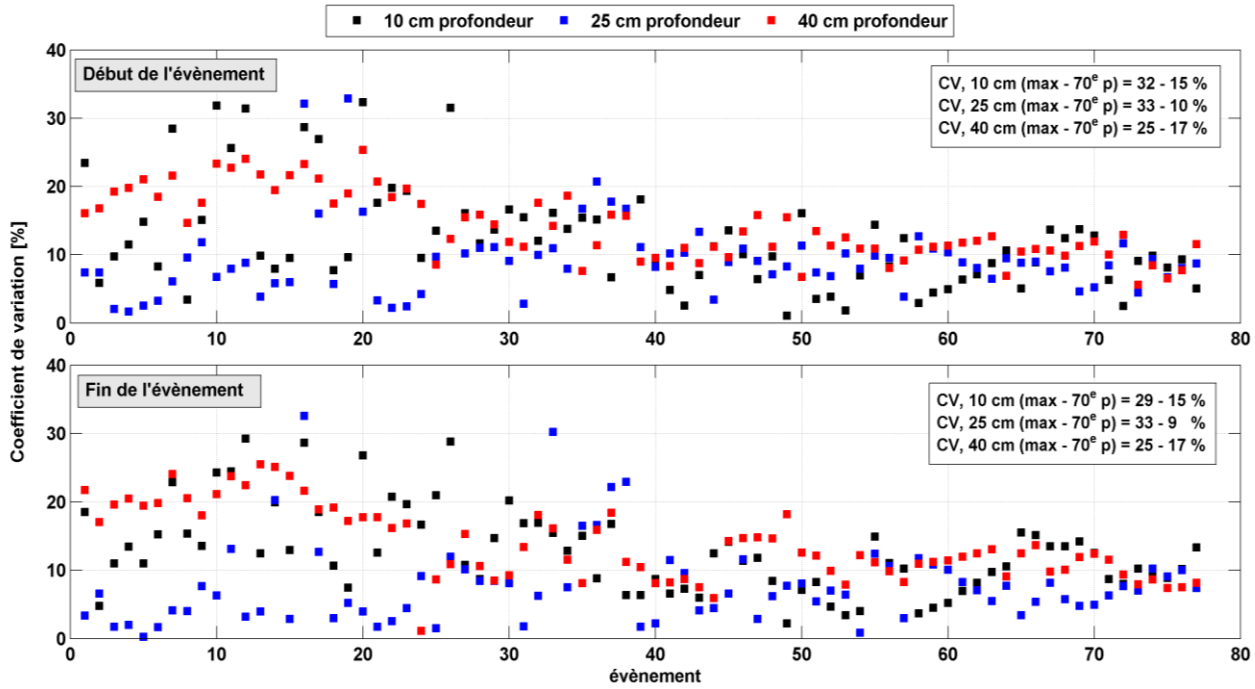


Figure 3.43. Coefficient de variation de la variabilité longitudinale de la teneur en eau.

Figure 3.44. Développent de la végétation dans le bief 1, bief 2 et bief 3 de la noue (photos prises en novembre 2016).

Variabilité verticale de la teneur en eau dans la noue filtrante

La variabilité verticale de la teneur en eau dans la noue est évaluée à partir des capteurs dans la même section (section a à d à la Figure 3.*45*) mais à des profondeurs différentes. Les résultats montrent que les quatre sections présentent des valeurs de teneur en eau à 40 cm supérieure aux teneurs en eau du sol en surface et à 25 cm. La variabilité verticale est expliquée d'une part par le fait que le sol en surface est plus exposé à l'évapotranspiration. D'autre part, le sol du fond de la noue est délimité par une géomembrane, ce qui limite l'exfiltration de l'eau et fait que l'eau reste stagnante dans cette partie inférieure. Les valeurs à 40 cm sont presque toujours supérieures à 15 % pour tous les événements, ce qui est presque égal ou légèrement supérieur à la capacité au champ du sol. Le fond de la noue est donc presque toujours humide. Cette constatation a également été mise en évidence dans la section 3.3.5.2. Les résultats du stockage de l'eau dans sol au début de la pluie ont montré que le sol est à moitié saturé pour la majorité des événements.

Le capteur EC5-3, situé à 40 cm de profondeur dans la section b, montre une très forte réponse à la pluie pendant la période Mai - Octobre 2017. Ce comportement est probablement causé par une cavité autour du capteur, de sorte qu'après la pluie, cette cavité se remplit et une forte humidité est mesurée par le capteur. En outre, les graphiques montrent visuellement une plus grande différence dans la section c et d que dans la section a et b. Les sections c et d sont situées en aval du bief 2 et du bief 3, respectivement, et en amont des redans en béton. Ces deux sections présentent une plus grande variabilité verticale car elles reçoivent probablement plus d'eau (le bief 1

semble moins alimenté que les biefs 2 et 3 et la pente longitudinale augmente le niveau d'eau au niveau des redans)

La variabilité verticale est, comme pour la variabilité longitudinale, supérieure à la différence inter-capteurs causée par la fabrication.

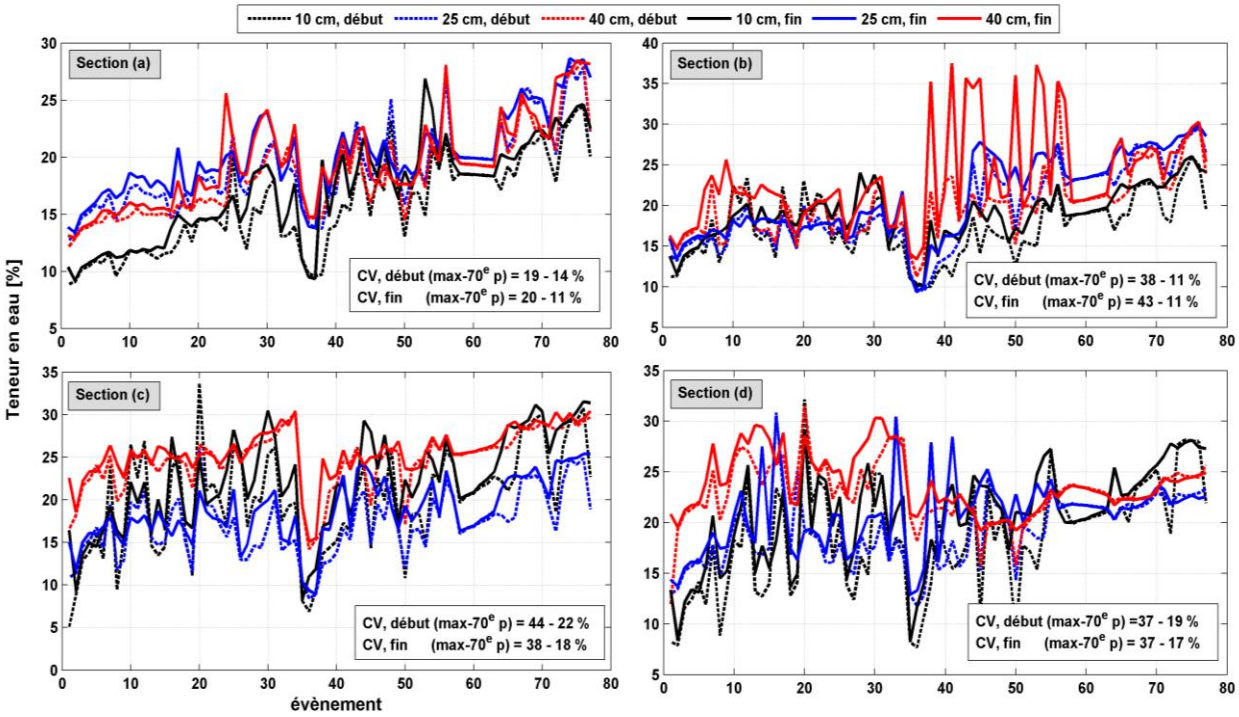


Figure 3.45. Variabilité verticale de la teneur en eau dans la noue filtrante.

Variabilité transversale de la teneur en eau dans la noue filtrante

La variabilité spatiale au sein d'un même bief est étudiée (Figure 3.*46*). Cela correspond aux sections b et c situées en amont et en aval du bief 2. Une série de 3 capteurs situés l'un en dessous de l'autre existe sous la partie bitumineuse de la section b. Les capteurs comparés ci-dessous sont à la même profondeur, en amont du bief 2, en amont du bief 2 mais sous le bitume et en aval du bief 2. Les résultats montrent qu'à 10 cm, le capteur aval reçoit plus d'eau que le capteur amont, ceci est dû à la pente longitudinale de la noue et au stockage de l'eau au niveau du redan.

Dans la même section (Figure 3.*47*), le capteur EC5-4 sous bordure bitumineuse reçoit moins d'eau que le capteur EC5-1. En effet, le bitume bloque l'infiltration verticale directe de l'eau vers le capteur EC5-4, ce qui fait que ce capteur reçoit l'eau par infiltration horizontale. Cette particularité n'est pas remarquée pour le capteur EC5-5 qui est également situé à 25 cm sous la bordure bitumineuse. Ce dernier a des valeurs de teneur en eau plus élevées que les autres capteurs EC5-2 et EC5-8 à la même

profondeur. Si on regarde la Figure 3.*47*, on remarque que le capteur EC5 n'est pas placé exactement sous le bitume, il reçoit donc l'eau de ruissellement de la bordure bitumineuse avant les autres capteurs, qui sont situés de l'autre côté du drain. Ce comportement se retrouve également au niveau du capteur EC5-6 à 40 cm, qui affiche des valeurs plus élevées que les capteurs situés en aval et en amont. La variabilité à l'intérieur d'un même bief et à une profondeur donnée est d'environ 15 %. Cette valeur est inférieure à la variabilité verticale dans une même section et à la variabilité longitudinale d'un bief à l'autre.

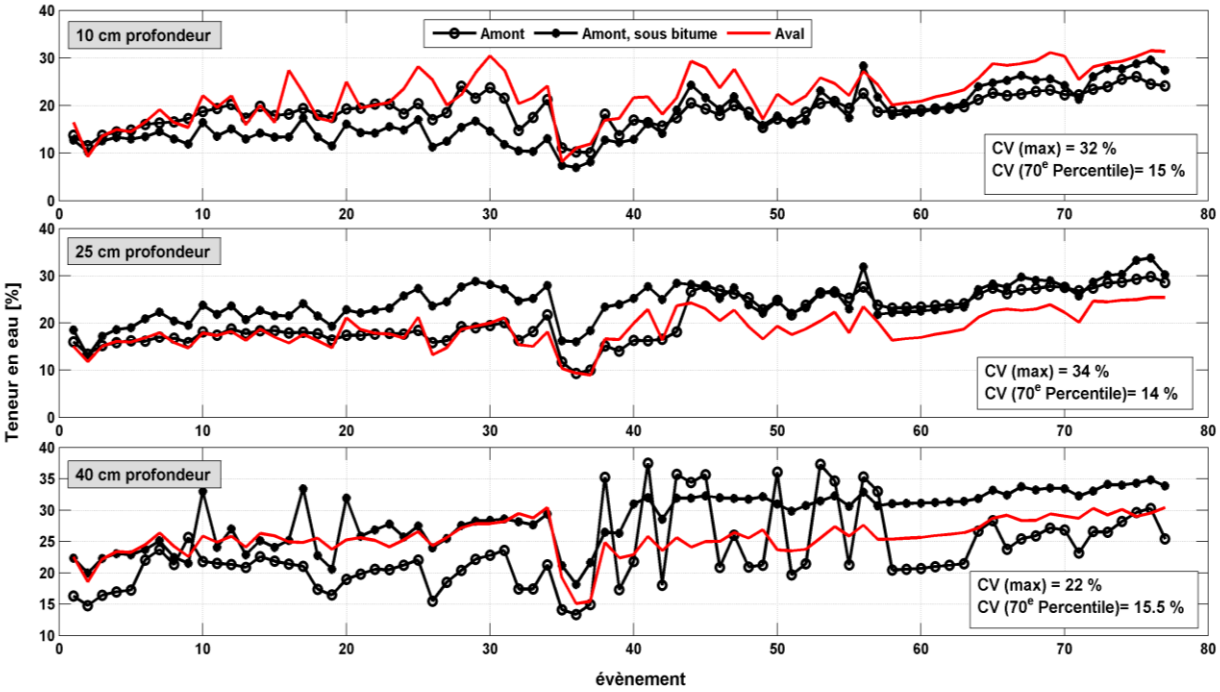


Figure 3.46. Variabilité spatiale au sein d'un même bief de la noue

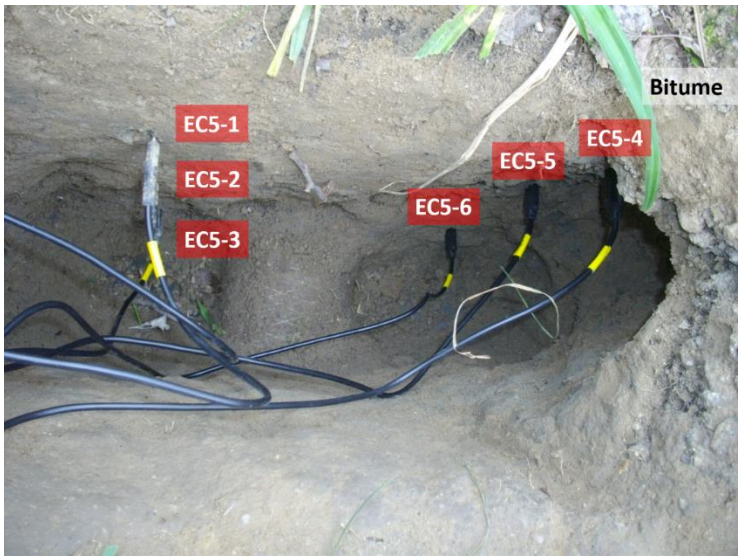


Figure 3.47. Emplacement des capteurs dans la section (b) de la noue filtrante.

3.3.6.2 Volume de stockage dans le sol

Afin de calculer le volume de stockage d'eau dans le sol à l'échelle de l'événement, une évaluation de la différence de teneur en eau entre le début et la fin de l'événement est effectuée pour chaque capteur (Équation 3.*17*).

Équation 3.17

$$\Delta\theta_i = \theta_f - \theta_d$$

Avec $\Delta\theta_i$ différence de teneur en eau entre le début et la fin de l'événement au niveau du capteur i; θ_d et θ_f sont la teneur en eau du capteur i (%) au début et à la fin de l'évènement, respectivement.

Les boxplot de $\Delta\theta_i$ à l'échelle évènementielle sont montrés à la Figure 3.*48*, pour tous les capteurs à 10, 25 et 40 cm. Les résultats montrent qu'en surface, le bief 2 reçoit plus d'eau que le bief 3 et ces deux derniers plus que le bief 1. Ceci est également le cas à une profondeur de 25 cm. Dans le même bief, à cause de la pente longitudinale de la noue, les capteurs en aval reçoivent plus d'eau que les capteurs en amont. Sauf pour le capteur EC5-3 à 40 cm, placé en amont du bief 2 qui indique des différences supérieures à celles du capteur EC5-9 en aval du bief et à la même profondeur. En fait, ce capteur présente un dysfonctionnement avec une réponse très élevée sur une période de temps donnée, comme indiqué ci-dessus. Le capteur sous bordure-bitumineuse à 10 cm de profondeur, présente une différence de teneur en eau plus faible que le capteur au même niveau mais pas sous le bitume. Ce n'est pas le cas des capteurs EC5-5 et EC5-6, à 25 et 40 cm, qui ne sont apparemment pas exactement sous bitume, et qui reçoivent plus d'eau parce qu'ils sont plus proches de la route. Ainsi, les résultats de la différence de teneur en eau confirment les hypothèses discutées précédemment.

Ce qui est également remarquable, c'est que pour certains événements, la différence est négative, car la teneur en eau à la fin de l'événement est inférieure à la teneur en eau au début de l'événement. Plusieurs explications sont possibles. La première est que la réponse du capteur tombe dans l'incertitude liée à la répétabilité de la mesure. Cette dernière est évaluée par Kanso et al., 2020, et s'avère négligeable (<0,1%) pour les 2 types de capteurs utilisés. Une deuxième cause peut être liée au fait que les eaux de ruissellement provenant de la chaussée ne sont pas uniformément réparties dans la noue, ce qui fait que la teneur en eau du sol au niveau de certains capteurs réagit légèrement à la pluie directe et continue à diminuer pendant l'évènement. Une troisième cause peut être le pas de temps de calcul. En fait, le calcul de la différence est fait en utilisant les données des capteurs à pas de temps de 6 min, car c'est le pas de

temps utilisé pour la séparation des événements. Les valeurs de la teneur en eau à 6 min sont obtenues par interpolation linéaire des valeurs mesurées à un pas de temps de 30 min. Cela signifie que la valeur de la teneur en eau à la fin et au début de l'évènement utilisée dans l'équation risque de ne pas correspondre exactement à la fin et au début.

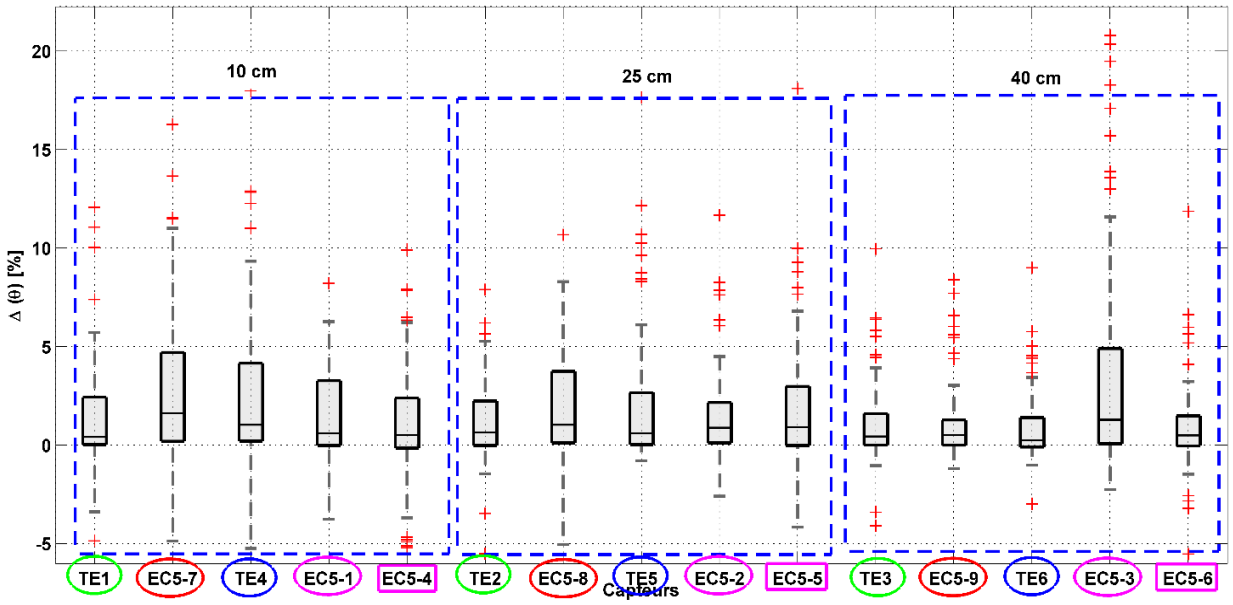


Figure 3.48. Différence de teneur en eau entre le début et la fin de l'évènement, pour tous les capteurs placés dans la noue. Capteurs entourés en vert : section a (aval du bief 1) ; capteurs entourés en rouge : section c (aval du bief 2) ; capteurs entourés en bleu : section d (aval du bief 3) ; capteurs entourés en magenta : section b (amont du bief 2) ; capteurs encadrés en magenta : section b (amont du bief 2), sous la bordure bitumineuse.

Le volume de sol couvert par chaque capteur n'est pas facilement déterminable, compte tenu de toutes les variations mentionnées ci-dessus. En outre, à certains endroits de la noue (en amont des biefs 1 et 3), aucun capteur n'est installé. Par conséquent, pour calculer le volume de stockage dans tout le massif filtrant à l'échelle de l'événement, l'Équation 3.**18** est appliquée.

Équation 3.18

$$V_{stock,ev} = \overline{\Delta\theta_i} \times V_{sol}$$

Avec $V_{stock,ev}$ le volume de l'eau stocké dans le sol à l'échelle de l'évènement ; $\overline{\Delta\theta_i}$ la moyenne des différences de teneur en eau entre le début et la fin de l'événement de tous les capteurs ; V_{sol} le volume totale du massif filtrant égale à 9,52 m².

Les résultats du stockage de l'eau dans la noue pour tous les événements sont présentés à la Figure 3.***49***. Le stockage par événement a augmenté au fil du temps. Pour

les événements antérieurs à avril 2017, le stockage a toujours été inférieur à 500 L. Cependant, il a augmenté après avril pour atteindre un maximum de 1000 L. L'augmentation du volume stocké par événement, confirme l'hypothèse de l'augmentation de la porosité du sol, causée par le développement de la végétation. En mettant en parallèle l'évapotranspiration, la pluie et le stockage dans le sol, on constate que ce dernier, à l'échelle évènementielle, varie plus avec la variation de la hauteur d'eau précipitée qu'avec les taux d'évapotranspiration. Ceci est logique car à l'échelle de l'événement, l'évapotranspiration est limitée par la courte durée de l'évènement.

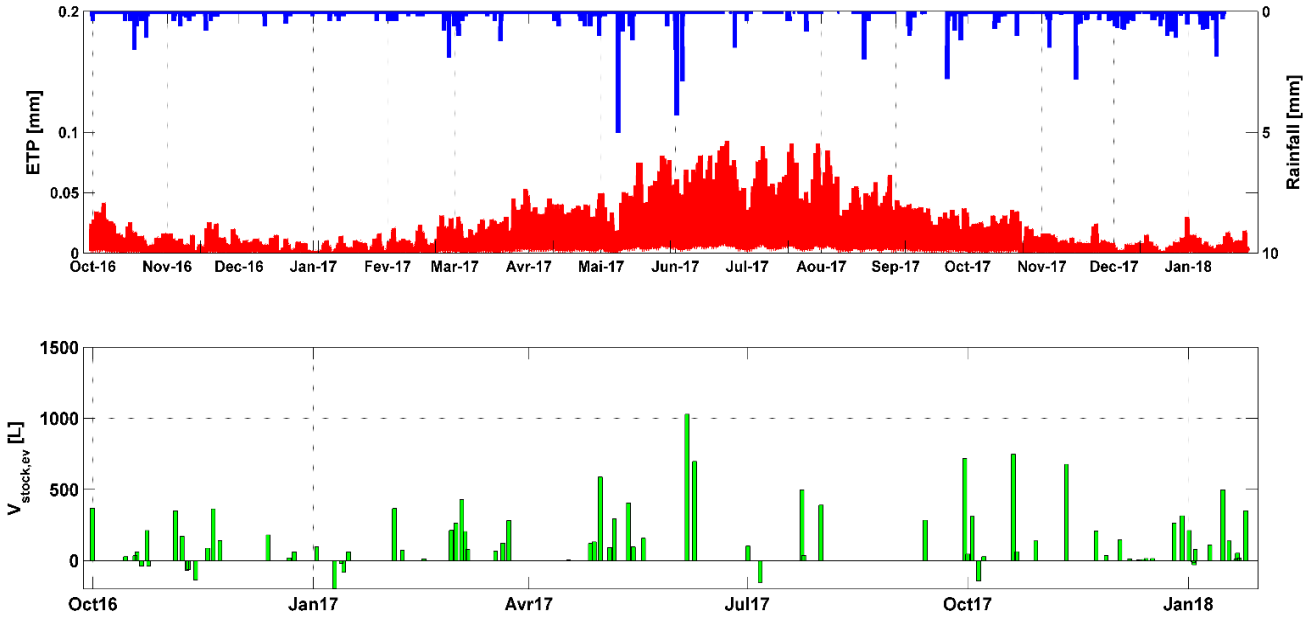


Figure 3.49. ETP (pas de temps 6 min, en rouge), pluie (pas de temps 6 min, en bleu) et stockage de l'eau dans le sol de la noue à l'échelle évènementielle (en vert).

3.3.7 Bilan hydrique

3.3.7.1 Bilan hydrique évènementiel

Définition et calcul du bilan hydrique évènementiel

Dans le système de noue filtrante étudié les flux d'eau entrant et sortant sont complètement calculés. Les flux qui rentrent et sortent de la noue sont identifiés dans la Figure 3.*50*. Les flux entrant sont le ruissellement de la chaussée et la pluie directe tombant sur la noue. L'eau sort de la noue par le drain, par surverse et par évapotranspiration potentielle. La différence entre les débits entrants et sortants à l'échelle de l'événement est égale au volume de stockage dans la noue pendant cet

événement. L'équation du bilan hydrique à l'échelle évènementielle est donc donnée par Équation 3.19 ci-dessous.

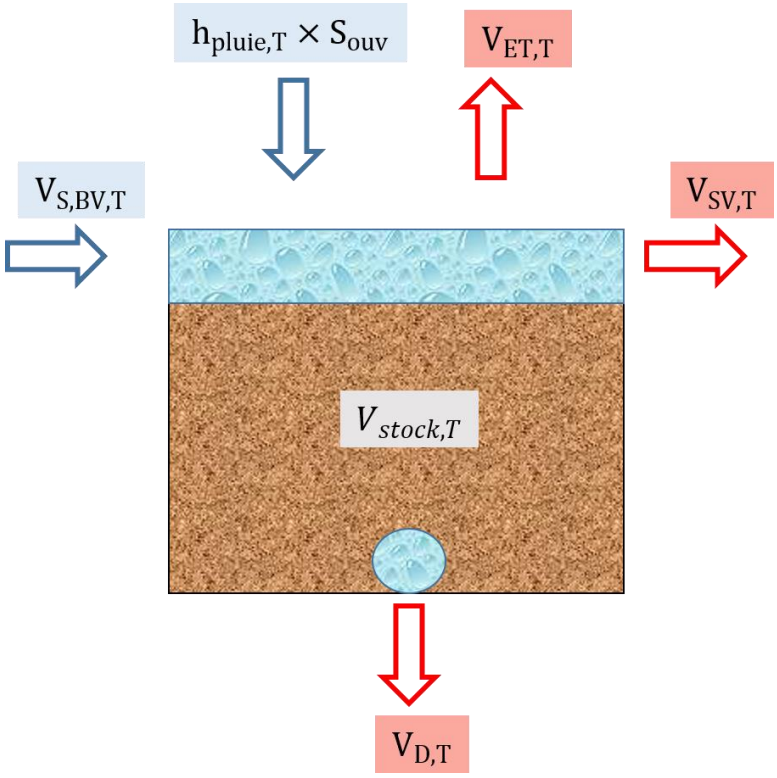


Figure 3.50. Flux d'eau entrants (bleu) et sortants (rouge) de la noue filtrante.

Équation 3.19

$$\underbrace{(V_{S,BV,ev} + h_{pluie,ev} \times S_{ouv})}_{\text{Volume entrant}} - \underbrace{(V_{SV,ev} + V_{D,ev} + V_{ET,ev})}_{\text{Volume sortant}} = V_{stock,ev}$$

Avec $h_{pluie,ev}$ cumul de la pluie pendant l'évènement; S_{ouv} surface de l'ouvrage; $V_{S,BV,T}$ volume de ruissellement sortant du bassin versant d'apport de l'ouvrage à l'échelle évènementielle; $V_{SV,ev}$ volume sortant de l'ouvrage par surverse à l'échelle évènementielle; $V_{D,ev}$ volume sortant de l'ouvrage par le drain à l'échelle évènementielle; $V_{ET,ev}$ volume sortant de l'ouvrage par évapotranspiration à l'échelle évènementielle; $V_{stock,ev}$ le volume de l'eau stocké dans le sol au cours de l'événement (Figure 3.17).

Tout d'abord, la différence entre le flux entrant et le flux sortant de la noue est tracée en fonction de la variation de volume pendant l'évènement (Figure 3.*51*). Seuls les 70 événements avec un stockage positif sont retenus. Les résultats montrent que pour la majorité des événements, la différence entre le flux entrant et le flux sortant est

supérieure au volume stocké dans le sol pendant l'événement. Cela signifie qu'une fraction importante du volume entrant est perdue quelque part.

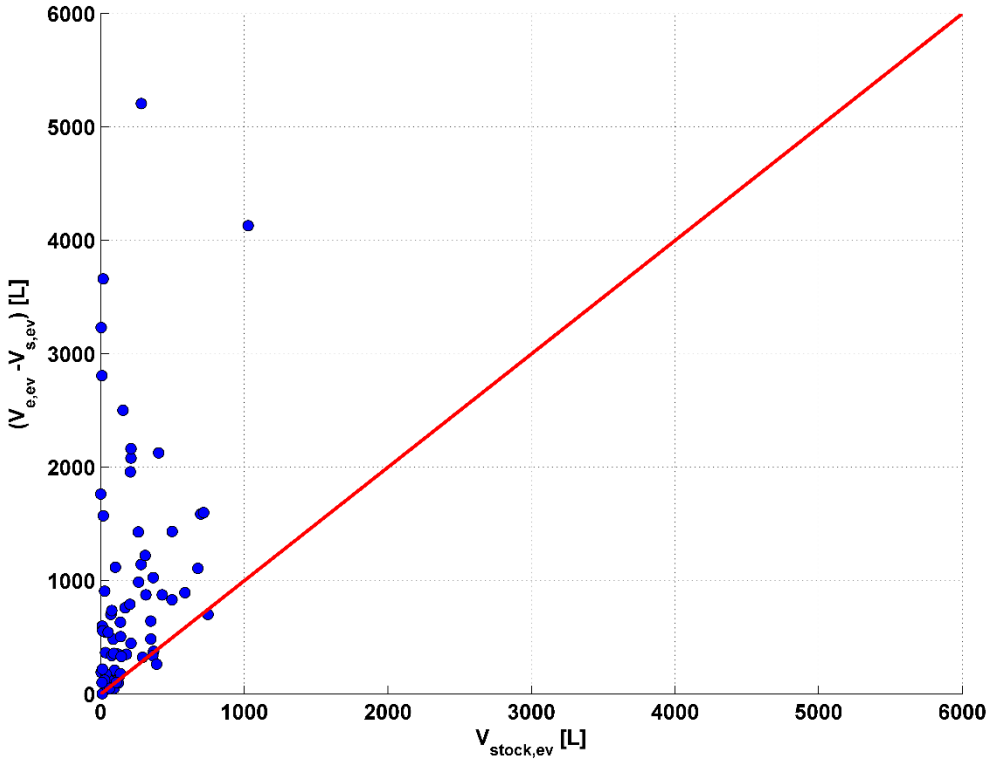


Figure 3.51. Différence entre volume entrant et volume sortant de la noue en fonction du volume stocké dans le sol, à l'échelle évènementielle.

L'équation du bilan hydrique est donc modifiée (Équation 3.**20**). Un terme ΔI correspondant à la perte à l'échelle de l'événement est ajouté.

Équation 3.20

$$(V_{S,BV,ev} + h_{pluie,ev} \times S_{ouv}) - (\mathrm{V_{SV,ev}}+\mathrm{V_{D,ev}}+\mathrm{V_{ET,ev}}) = V_{stock,ev} + \Delta \mathrm{I}$$

La question est donc de savoir si cette fraction est le résultat d'une incertitude dans le calcul des volumes ou d'un comportement *in situ*, voire les deux.

L'incertitude sur le calcul du bilan hydrique ΔI se décompose donc en deux, l'incertitude sur les volumes calculés ΔV et la perte (Équation 3.*21*) :

Équation 3.21

$$\Delta I = \Delta V + Perte$$

Incertitude sur les volumes calculés ΔV

L'incertitude ΔV (Équation 3.22) sur les volumes formant le bilan hydrique est égale à la somme des incertitudes sur chaque volume. Les incertitudes sur tous les volumes ainsi que leur source et valeurs sont données dans le Tableau 3.5. Les incertitudes considérées sont celles liées à la modélisation et à l'étalonnage correspondant aux volumes entrants dans l'ouvrage et le volume stocké dans le sol, respectivement. Les autres incertitudes liées aux appareils de mesure tels que l'auget basculant mesurant le débit drainé et le capteur de la hauteur d'eau de surverse ne sont pas retenues. Ceux-ci sont négligeables et contribuent à des incertitudes de moins de 5 % sur les débits mesurés (Herschy, 1971). En outre, l'incertitude liée à l'évapotranspiration est également négligée car celle-ci est faible à l'échelle de l'événement. L'incertitude totale sur ΔV est donc de ± 831 L. En plus les deux hypothèses faites pour le calcul de l'évapotranspiration et du stock de sol peuvent être des sources d'incertitudes supplémentaires dans le calcul du bilan hydrique. En fait, l'évapotranspiration potentielle est utilisée pour estimer l'évapotranspiration de la noue. Le calcul du volume stocké dans le sol est obtenu en moyennant les stocks évalués pour chaque capteur.

Équation 3.22

$$\Delta V = \Delta V_{S,BV,ev} + \Delta\,(h_{pluie,ev} \times S_{ouv}) + \Delta\,V_{SV,ev} + \Delta\,V_{D,ev} + \Delta V_{ET,ev} + \Delta\,V_{stock,ev}$$

Tableau 3.5. Incertitudes sur les volumes inclus dans le bilan hydrique évènementiel.

Mesure	Sources d'incertitudes	Valeur de l'incertitude
$\Delta V_{S,BV,ev}$	Modélisation par le logiciel EPA SWMM (évaluation de l'erreur sur le volume dans la partie 3.2.3.1)	± 1mm de pluie (modélisaion SWMM) ; S_{BV}= 340 m2 $\Delta V_{S,BV,T}$= ± 340 L
$\Delta\,(h_{pluie,ev} \times S_{ouv})$	Incertitude sur $h_{pluie,T}$: Calibration de l'auget basculant mécanique	**1 à 5 %** (Winter, 1981) ± 1 mm ; S_{ouv}= 15 m² $\Delta\,(h_{pluie,T} \times S_{ouv})$=± 15 L
$\Delta\,V_{SV,ev}$	La mesure de la hauteur d'eau en surface	Erreur dans H mesuré : ± 1 mm Erreur Débits : < 5 % (Herschy, 1971) $\Delta\,V_{SV,T}$~0 (négligeable)
$\Delta\,V_{D,ev}$	Nombre de basculement (basculement avant que l'auget soit complétement remplie)	**1 à 5 %** (Winter, 1981) $\Delta\,V_{D,T}$~0 (négligeable)
$\Delta V_{ET,ev}$	Paramètres de l'équation de Penman Monteith	Négligeable à l'échelle évènementielle
$\Delta\,V_{stock,ev}$	Estimation de la teneur en eau par étalonnage	$\Delta\,V_{stock,ev}$=Δ (Δθi)*V_{sol} =2 Δθ*V_{sol} Δθ =± 2,5% $\Delta\,V_{stock,ev}$=± 476 L

Le terme ΔI est tracé en fonction de la hauteur de pluie et de la hauteur d'eau maximale du stockage en surface enregistrée pendant l'événement. Cette incertitude est divisée en deux : en rouge l'incertitude en dehors de la valeur de ΔV et en noir l'incertitude tombant dans la limite de ΔV. Il convient de noter que pour 20 % des événements, l'incertitude sur le bilan hydrique est plus grande que l'incertitude liée au calcul des volumes. Ceci est plus remarquable pour les pluies d'une hauteur supérieure à 10 mm et entraînant une hauteur d'eau en surface de plus de 10 cm. Cela soulève l'hypothèse de la perte d'une fraction du ruissellement dans la noue par un écoulement additionnel non prévu. Compte tenu de la géométrie de la noue, on peut penser que l'eau déborde au-dessus de talus en terre-végétale de l'autre côté de la route, comme le montre les observations in situ (Figure 3.*53*). Lorsque l'eau est stockée en surface, une partie de l'eau stockée passe au-dessus de la butte située à gauche, surtout pour les fortes pluies.

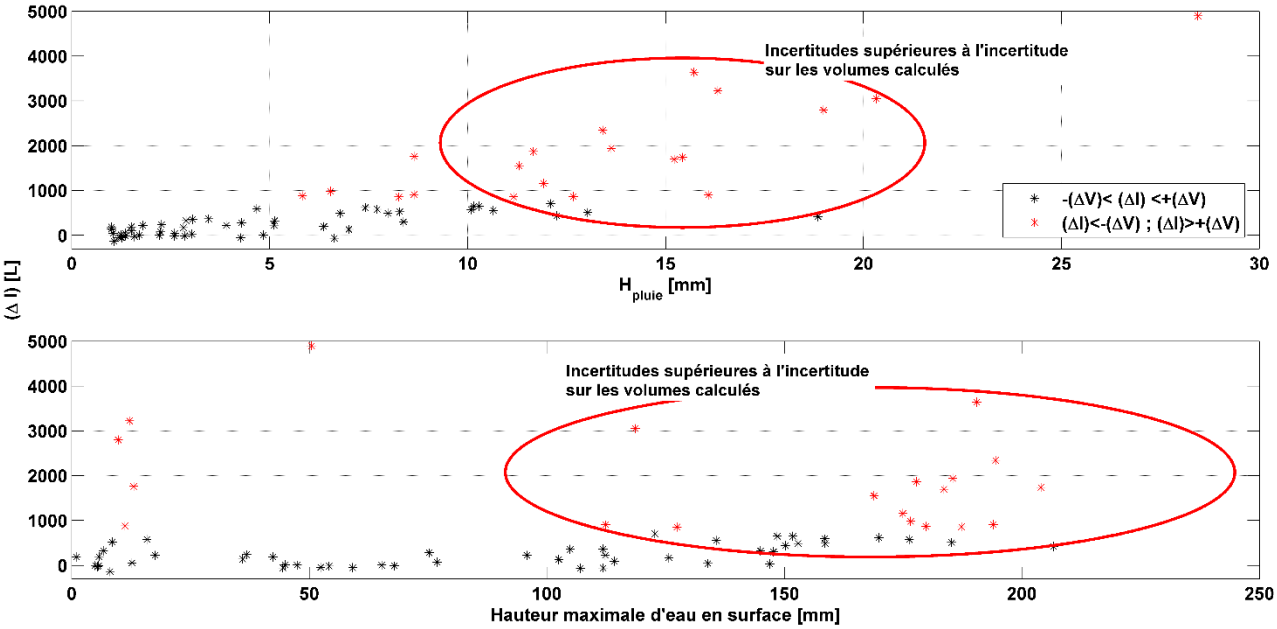


Figure 3.52. Incertitude sur le bilan hydrique de la noue filtrante en fonction de hauteur de pluie et la hauteur d'eau en surface (à l'échelle évènementielle).

Figure 3.53. Photo de la noue filtrante montrant une possibilité de perte d'eau sur le talus.

Résultats du bilan hydrique évènementiel Le bilan hydrique calculé à l'échelle événementielle donne une idée de la répartition des flux dans la noue filtrante. Par ailleurs, ces bilans soulignent l'importance de certains phénomènes hydrologiques par rapport aux autres pour la gestion des eaux pluviales. Pour les événements pluvieux étudiés, ces bilans ont été calculés et présentés dans la Figure 3.*54* pour chaque composante. On remarque que la proportion la plus importante est ce qui sort du drain avec une valeur médiane de 61 %. Cette proportion varie entre 20 et 97 %, avec une seule valeur nulle correspondant à un évènement de 1 mm de pluie. Étant donné que l'épaisseur du massif filtrant est de 50 cm et que le fond du massif est souvent humide, le volume disponible pour le stockage dans le sol à l'échelle évènementielle n'est pas très grand. Par conséquent, le volume stocké dans le sol lors d'un événement pluvieux vaut en médiane 10 % du volume entrant dans la noue. La noue ne déborde que pour 10 % du nombre total d'événements et la proportion de débordement est toujours inférieure à 30 % du volume entrant. L'évapotranspiration à l'échelle de l'événement est généralement faible, avec une médiane de 1%, mais varie entre 0 et 24 %. D'autre part, le volume lié à l'incertitude de calcul ou à la perte d'eau *in situ* représente 20 % du volume entrant.

On peut voir dans le diagramme circulaire (Figure 3.*55*) que la proportion du volume drainé en moyenne sur tous les évènements vaut 60% du volume entrant dans la noue. Le volume stocké dans le sol représente 14% du volume entrant. La surverse et l'évapotranspiration sont faibles et représentent en moyenne 1 % et 2 % du volume entrant, respectivement. Le volume qui reste correspondant à l'incertitude du calcul des volumes et aux pertes *in situ* constitue une proportion relativement importante du volume entrant et est égal à 23%.

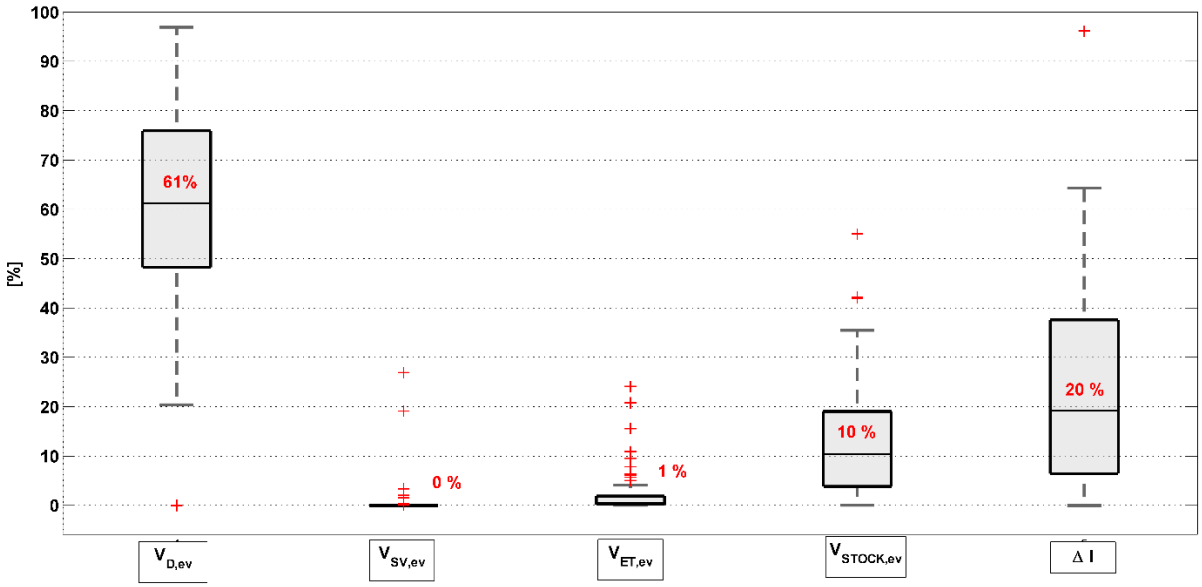


Figure 3.54. Boxplots de la répartition des volumes d'eau dans la noue à l'échelle évènementielle (% du volume entrant dans l'ouvrage).

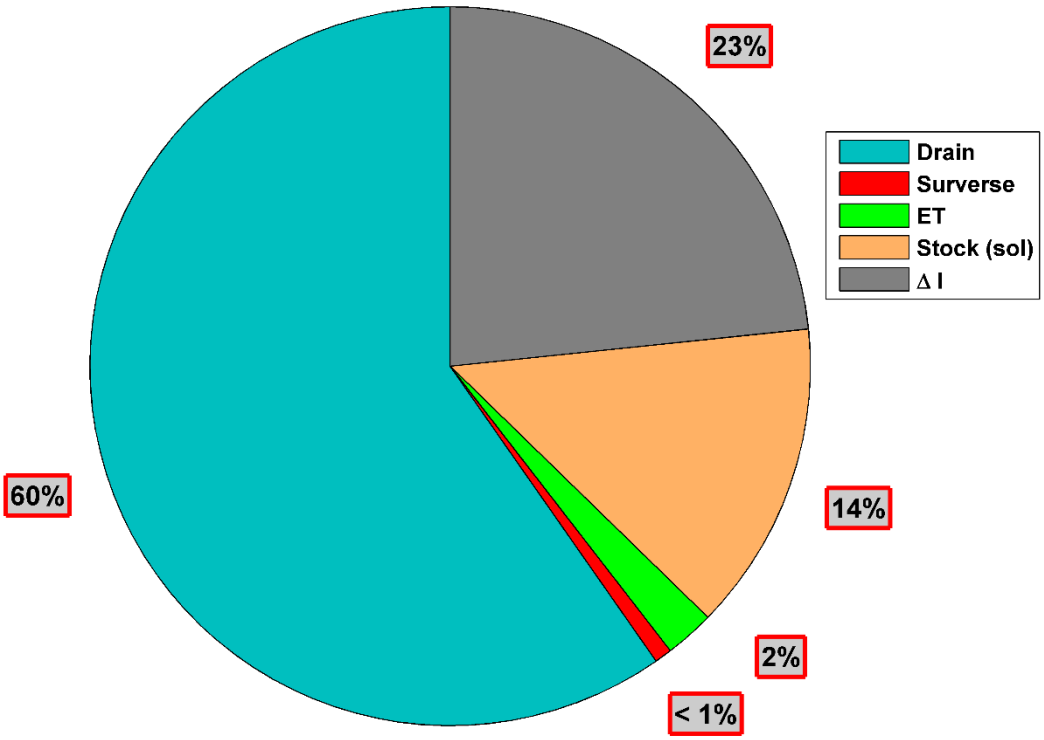


Figure 3.55. Bilan hydrique : Proportions moyennes des volumes drainé, sortant par surverse, evapotranspiré, stocké dans le sol, et incertitude sur le bilan, calculés à l'échelle évènementielle. Ces proportions sont calculées par rapport au volume entrant dans la noue.

3.3.7.2 Bilans hydriques saisonnier et annuel

Définition et calcul des bilans hydriques saisonnier et annuel

Ce bilan est évalué également à l'échelle saisonnière et annuelle (Équation 3.*23* et Équation 3.*24*, respectivement). A noter que ces bilans représentent les cumuls sur l'ensemble de la saison et de l'année et non les cumuls de tous les événements de la saison et de l'année. Le stockage dans le sol n'est pas pris en compte à ces échelles, car le volume stocké sera évacué à long terme, soit par évapotranspiration, soit par drainage. L'incertitude sur l'estimation de la teneur en eau par étalonnage n'est donc pas incluse dans ΔI.

Équation 3.23

$$(V_{S,BV,sai} + h_{pluie,sai} \times S_{ouv}) = V_{SV,sai} + V_{D,sai} + V_{ET,sai} + \Delta I$$

Équation 3.24

$$(V_{S,BV,an} + h_{pluie,an} \times S_{ouv}) = V_{SV,an} + V_{D,an} + V_{ET,an} + \Delta I$$

Résultats du bilan hydrique saisonnier Un bilan hydrique saisonnier est également calculé (Figure 3.*56*). Deux saisons sont définies, les saisons chaudes et froides, comme indiqué ci-dessus. Pendant la saison froide, le volume drainé est de 74% du volume entrant. Pendant la saison chaude, cette proportion n'est pas très différente et est de 66%. La surverse est plus importante pour la période chaude. En fait, les pluies de cette saison ont une hauteur totale plus élevée que les pluies qui tombent entre septembre 2016 et mai 2017. L'évapotranspiration est également plus importante et est égale à 26 % en moyenne pendant la saison chaude. Il est également remarquable que l'incertitude sur le bilan hydrique est moins importante pendant la saison chaude. La saison chaude est plus courte que l'autre saison, le nombre d'événements est donc plus petit et l'incertitude est donc moins importante.

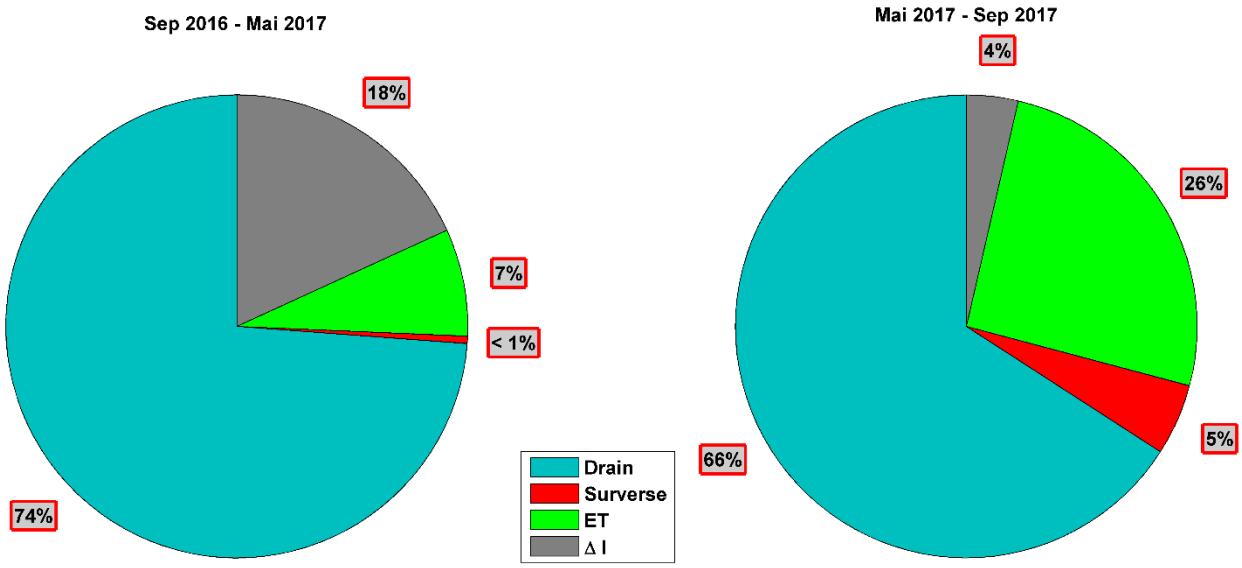


Figure 3.56. Bilan hydrique : Proportions des volumes drainé, sortant par surverse, évapotranspiré, et incertitude sur le bilan, calculés à l'échelle de la saison. Ces proportions sont calculées par rapport au volume entrant dans la noue.

Résultats du bilan hydrique annuel Le bilan hydrique annuel est calculé pour l'année 2017 (Figure 3.57), pour laquelle des mesures ont été effectuées sur la totalité de l'année. Les résultats montrent qu'au cours de l'année, 67 % du volume entrant sort par le drain. Le volume de surverse est égal à 5%. L'évapotranspiration forme 8 % du volume entrant dans la noue. L'évapotranspiration sur une période d'étude de deux ans rapportée par Brown et Hunt, 2011 pour deux cellules de biorétention est comprise entre 4 et 5 % du volume entrant dans l'ouvrage. Ces ouvrages ont une épaisseur de massif filtrant de 0,96 m (sable) et 1,1 m (limon argilo-sableux) et un stockage en surface de 13 et 16 cm, respectivement. Strauch et al. (2016) ont reporté des proportions d'évapotranspiration pour des ouvrages de biorétention à l'échelle annuelle entre 3 et 5 %. Dans l'étude de Li et al., (2009), l'évapotranspiration est estimée à 19 % pour l'un des six ouvrages étudiés. Ce dernier est formé par un massif filtrant de classe texturale limon sableux sur une épaisseur de 0,5 - 0,6 m. Les deux études précédentes sont menées en Caroline du Nord, mais l'ouvrage de l'étude de Brown et Hunt, 2011 est planté d'herbes, tandis que celui étudié par Li et al., (2009) est planté d'arbres et d'arbustes, entrainant une évapotranspiration plus élevée.

L'incertitude sur le calcul du bilan hydrique annuel incluant la perte *in situ* non mesuré vaut 20 % du volume annuelle entrant dans la noue.

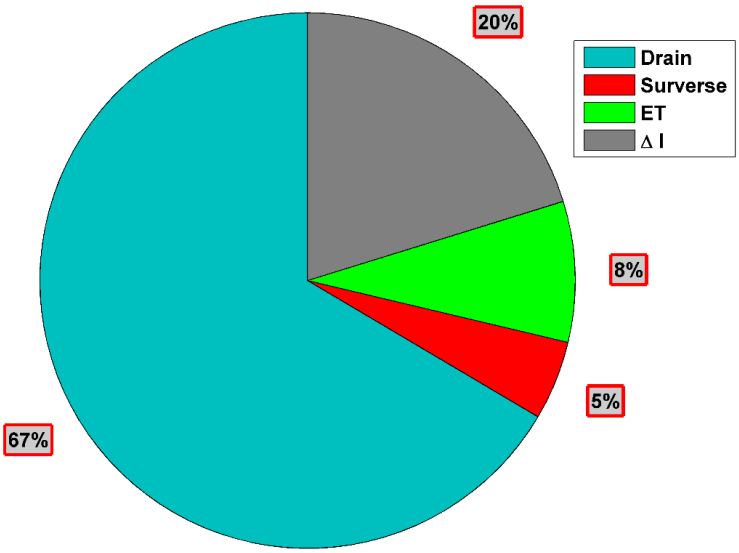


Figure 3.57. Bilan hydrique : Proportions des volumes drainé, sortant par surverse, évapotranspiré, et incertitude sur le bilan, calculés à l'échelle annuelle. Ces proportions sont calculées par rapport au volume entrant dans la noue.

3.4 Conclusions

Ce chapitre présente les résultats d'une étude expérimentale d'une noue filtrante en bordure de voirie. Plusieurs conclusions sont tirées de cette recherche.

La modélisation des débits de ruissellement superficiel sous EPA SWMM a donné des résultats satisfaisants. Pour la simulation retenue, le coefficient de Nash est de 0,9 avec une erreur sur le volume de ± 1mm d'eau. L'erreur relative absolue sur l'estimation des débits de pointe, pour les débits inférieurs à 8000 L/ h est en médiane de 9 %. Celle-ci augmente avec l'augmention des débits. Le coefficient de ruissellement du bassin versant noue à l'échelle de l'événement est égal à 86 % en moyenne. La perte au ruissellement est de 0,48 mm en moyenne. Pour l'année 2017, le coefficient de ruissellement annuel est égal à 94,2 %.

La noue a montré un bon fonctionnement hydrologique par la réduction des volumes de ruissellement, la réduction et le retardement des débits de pointe, et la limitation de la surverse.

La noue est capable d'abattre le volume entrant à l'échelle événementielle avec une valeur médiane de 39%. Cet abaissement est directement lié au rapport entre la surface d'infiltration et la surface du bassin versant, égal à 6 %. Le système noue + route permet d'abattre jusqu'à 16 mm de pluie. Un effet mensuel et saisonnier est remarqué pour l'abattement de volume. Pour la saison froide de septembre 2016 à mai 2017, la réduction est égale à 15 mm/mois. Cette dernière est plus élevée pour la saison chaude

mai 2017 - septembre 2017 et est égale à 18 mm/mois. La réduction annuelle de volume est de 44 % pour l'année 2017. La performance de la noue est réduite pour les pluies importantes mais elle abat presque entièrement les petites pluies. Tous les abattements supérieurs à 80 % sont obtenus pour des évènements inférieurs à 5 mm de pluie. Pendant 26% de la période d'étude, un stockage d'eau à la surface de la noue est enregistré. La noue surverse pour 9 des 85 événements, ce qui représente 10 % du nombre total d'événements.

La réduction des débits de pointe dépend de plusieurs facteurs. Les principaux sont la conductivité hydraulique du sol et le rapport entre la surface d'infiltration de l'ouvrage et la surface du bassin versant. La réduction des débits de pointe à 6 min par rapport au débit entrant se situe entre 18 et 100%. Pour 20 événements sur 85, soit 24% des événements, la réduction du débit de pointe est supérieure à 90 %. Une augmentation des débits du drain au fil du temps est constatée, probablement due à l'augmentation de la conductivité hydraulique du sol en raison du développement des racines de la végétation.

Les résultats montrent une différence entre les régimes hydrologiques du débit entrant et du débit sortant de la noue. Les débits à la sortie de la noue sont très tamponnés, étalés et peu variables dans le temps. En effet, 99,5 % du temps, le débit arrivant dans la noue est inférieur à 6,6 $L \cdot s^{-1} \cdot ha^{-1}$. Pour le même pourcentage de temps, les débits sortants sont inférieurs à 1,0 $L \cdot s^{-1} \cdot ha^{-1}$. La noue filtrante a retardé le débit de pointe pour la majorité des événements pluvieux. On peut remarquer que pour 89% des évènements, le ratio de retard de pic de débit est inférieur à 7. Pour 11 % des événements, la noue augmente la durée pour atteindre le pic de plus de 7 fois. Ce décalage aurait été plus important si la noue se vidait et s'asséchait plus rapidement après une pluie. Mais dans la présente étude, la noue compactée en profondeur et délimitée par une géomembrane était encore à moitié saturée en début d'événement pour 93 % des événements. La durée de vidange de la noue varie d'un événement à l'autre. Pour 24% des événements, cette durée est inférieure à 5 heures. Pour 30 % des événements, cette durée est supérieure à 10 heures.

Une variabilité spatiale longitudinale et verticale de la teneur en eau dans la noue est notée. Elle peut être causée par une alimentation non uniforme des différentes sections de la noue. La variabilité longitudinale a diminué avec le temps. Cela est probablement dû à la variabilité spatiale et temporelle des propriétés du sol (Kanso et al., 2018).

Le calcul du bilan hydrique a montré qu'à l'échelle évènementielle, la différence entre les volumes calculés entrant dans la noue et le volume sortant ne correspond pas au stockage dans le sol. Cette divergence est causée d'une part par une incertitude dans le calcul des volumes et les hypothèses faites sur l'évapotranspiration et le stockage

dans le sol et d'autre part par une perte *in situ* pour les fortes pluies. Une grande partie du volume entrant dans la noue passe par le drain. Cette proportion est de 61 % en médiane pour l'ensemble des événements. Viennent ensuite l'incertitude/perte et le stockage dans le sol qui sont respectivement de 20 et 10 %. La surverse et l'évapotranspiration forment un faible pourcentage du volume entrant dans la noue à l'échelle de l'événement et sont inférieures 1 % (en médiane). Un effet saisonnier de la répartition du bilan hydrique est déduit. Cela se manifeste notamment dans la proportion d'évapotranspiration, qui passe de 7 % à 26 % pour la saison froide et la saison chaude, respectivement, dans les bilans réalisés à ces échelles de temps. Pour l'année 2017, les volumes sont répartis comme suit : 67 % passe vers le drain, 5 % par surverse, 8 % par évapotranspiration. Une fraction de 20 % de l'eau entrant dans la noue correspond à l'incertitude du calcul et à la perte *in situ*.

Les résultats ont montré que la noue est capable de gérer les eaux de ruissellement de la chaussée, en particulier pour les pluies courantes. En cas de fortes pluies, l'efficacité hydrologique de la noue est réduite. Cette dernière peut être améliorée en augmentant la surface d'infiltration par rapport à la surface du bassin versant, et en augmentant l'épaisseur du massif filtrant.

L'imperméabilisation du massif filtrant de la noue par une géomembrane rend la noue humide en profondeur la plupart du temps. Cela réduit sa capacité hydrologique, notamment pour retarder le débit de pointe. L'utilisation d'une géomembrane est recommandée uniquement à des fins expérimentales ou s'il existe un risque de contamination des eaux souterraines. En ce qui concerne le bilan hydrique, l'incertitude du calcul ainsi que l'éventuelle perte *in situ* ne doivent pas être négligées. Ces derniers représentent un pourcentage relativement important du volume entrant dans l'ouvrage.

Partie 4. Modélisation de la performance hydrologique des bandes enherbées

4 .1 Introduction

Dans cette partie de la thèse, le fonctionnement hydrologique de deux bandes enherbées du site d'étude sera étudié. Ces bandes enherbées sont présentées dans les parties 2.1.2.3 et 2.1.2.4.

L'objectif principal est d'établir le bilan hydrique des bandes enherbées sur la période de simulation. Il s'agit d'évaluer pour différentes configurations la proportion d'eau infiltrée dans la bande, l'eau ruisselée, mais aussi le devenir de l'eau infiltrée (évapotranspiration et exfiltration ou infiltration profonde). L'impact des différentes conceptions, y compris l'effet de la structure portante de la route sur ce bilan hydrique, devrait également être mieux compris.

La détermination du bilan hydrique de ce type d'ouvrage est complexe. Contrairement au cas de la noue filtrante, le bilan hydrologique des deux bandes enherbées instrumentées à Compans ne peut être établi sur la seule base des mesures. En effet, l'ensemble des termes du bilan hydrique n'ont pas pu être mesurés ici. Seule l'évolution des teneurs en eau à différentes profondeurs et le débit du drain sont disponibles. Les bandes enherbées ne sont pas étanchées. Les flux d'eau s'infiltrant dans le sol sous-jacent ne sont donc pas mesurés. Le débit de ruissellement superficiel sortant des bandes enherbées vers le talus n'est pas non plus mesuré. De précédents travaux (Flanagan et al., 2017) laissent penser que celui-ci est généralement faible. Ces travaux ne prenaient cependant pas en compte l'effet des couches de sol sous-jacentes très peu perméables. Des suintements d'eau ont occasionnellement été observés au niveau du talus, laissant suspecter un possible écoulement horizontal sous la bande enherbée. L'occurrence des écoulements de sortie superficiels, voir celle d'écoulements ressortant au niveau du talus et d'exfiltration demande à être vérifiée.

La modélisation qui peut répondre à ces objectifs est la modélisation physique à long terme. C'est pourquoi les simulations numériques ont été réalisées sur le logiciel HYDRUS 2D/3D. Le logiciel comprend un modèle de transfert hydrique de l'eau dans le sol en 2D couplé à un module de ruissellement superficiel en 1D. Ce type de modèle 2D permet d'analyser plus précisément la distribution spatiale des flux dans une section transversale de la bande enherbée. Il prend également en compte l'effet des couches de sol sous-jacentes à faible perméabilité. Grâce aux simulations de long

terme, il est possible de représenter la redistribution de l'eau dans le sol après une pluie et son effet sur l'infiltration de la pluie suivante.

Dans la section suivante, le modèle est d'abord appliqué sur une partie du système qui consiste en la chaussée générant le ruissellement. Le but de cette modélisation est de valider le modèle de ruissellement superficiel 1D pour la production de ruissellement depuis la chaussée. Pour cela, les résultats du modèle ont été comparés aux résultats obtenus par le logiciel US EPA SWMM présenté dans la partie 3.2. Ensuite, le modèle est appliqué aux deux bandes enherbées et est validé à partir des données de teneur en eau du sol et de débit drainé. Le modèle validé sera utilisé avec différentes conceptions afin de voir comment la largeur de la bande dans le sens de l'écoulement, le type de sol, la présence ou non de la structure de la chaussée, la pente de la bande, la rugosité pourraient affecter la performance hydrologique de celle-ci.

4 .2 Méthodologie de modélisation des deux bandes enherbées

4.2.1 Modélisation des bandes enherbées sous HYDRUS 2D/3D couplée à un module de ruissellement superficiel 1D

Les deux bandes enherbées, bande enherbée 1 et 2 sont modélisées sous HYDRUS 2D /3D comme indiqué précédemment. HYDRUS 2D/3D (Šimůnek et al., 2016) peut représenter des formes géométriques complexes comme celles rencontrées dans notre cas. En plus de ces bandes, le talus versant dans le fossé est aussi ajouté au modèle (Figure 4.*1*). Pour pouvoir modéliser le ruissellement de la chaussée et sur la surface de la bande enherbée et du talus, nous avons recours au module de ruissellement 1D (Köhne et al., 2011). L'écoulement dans le sol est décrit à l'aide de l'équation de Richards en deux dimensions, tandis que l'écoulement superficiel est simulé à l'aide de l'équation des ondes cinématiques en une dimension (Köhne et al., 2011). Une description plus détaillée de ces équations est donnée dans le paragraphe suivant.

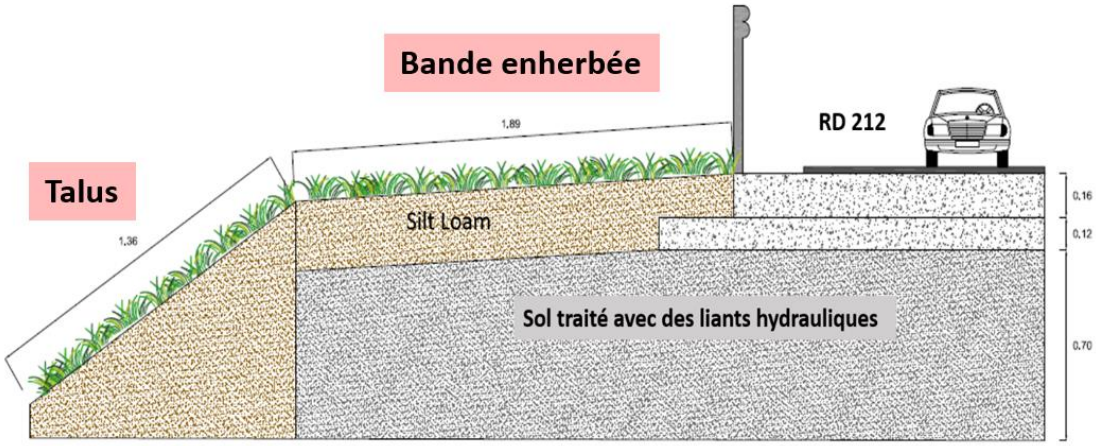


Figure 4.1. Schéma montrant la bande enherbée et le talus versant dans le fossé.

4.2.2 Hydrus 2D/3D

Le logiciel HYDRUS 2D/3D (Šimůnek et al., 2016) est un modèle simulant le mouvement bidimensionnel et tridimensionnel de l'eau, de la chaleur et de solutés en milieu poreux à différents niveaux de saturation. Ce logiciel résout numériquement l'équation de Richards (Équation 4.1) pour l'écoulement de l'eau dans la zone saturée/insaturée et les équations de convection-dispersion pour le transport de chaleur et de soluté.

Équation 4.1

$$\frac{\partial \theta(h)}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x_i}\left[K(h)\left(K_{ij}^{A}\frac{\partial h}{\partial x_j} + K_{iz}^{A}\right)\right] - \tau_e(h)$$

avec : θ la teneur en eau volumique du sol [$L^3 \cdot L^{-3}$] ; h le potentiel matriciel [L] ; K la conductivité hydraulique non saturée [$L \cdot T^{-1}$] ; K_{ij}^{A} composants d'un tenseur K^A non dimensionnel anisotrope (réduit à la matrice unitaire lorsque le milieu est isotrope) ; τ_e terme général source/puits [$L^3 \cdot L^{-3} \cdot T^{-1}$] prend en compte l'absorption de l'eau par les racines; t le temps [T] ; x_i coordonnées spatiales [L].

L'équation de Richards non-linéaire exige solution numérique pouvant par exemple être obtenue par différences finies ou éléments finis. Cela nécessite la connaissance de deux fonctions hydrauliques du sol décrivant les propriétés de rétention et de conductivité hydraulique. La courbe de rétention décrit la relation entre la teneur en eau θ et le potentiel matriciel h. La fonction de conductivité hydraulique K(h) caractérise la capacité du sol à transmettre l'eau.HYDRUS permet l'utilisation de plusieurs fonctions analytiques pour la description de ces deux courbes : Brooks and Corey, 1964, van Genuchten, 1980, Durner, 1994, Kosugi, 1996). Les équations choisies dans cette étude sont celles de van Genuchten montrées ci-dessous (Équation 4.2 et Équation 4.3).

Équation 4.2

$$\theta(h) = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \frac{1}{[1 + |\alpha h|^n]^m}$$

Équation 4.3

$$K(\theta) = K_s \times \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}\right)^l \left[1 - \left(1 - \left(\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}\right)^{\frac{1}{m}}\right)^m\right]^2$$

Avec θ_r et θ_s respectivement la teneur en eau résiduelle et à saturation du sol [$L^3 \cdot L^{-3}$] ; $\alpha = 1/h_e$ avec h_e un paramètre d'échelle homogène à un potentiel matriciel [L^{-1}] ; n et m des paramètres de forme avec m= 1-1/n (conditions de Mualem, 1976) ; K_s la conductivité hydraulique à saturation du sol [$L \cdot T^{-1}$] ; l paramètre lié à la connectivité des pores choisi ici égal à 0,5.

La résolution de l'équation de Richards nécessite également la connaissance des conditions aux limites et des conditions initiales. Les conditions initiales au début du calcul peuvent être spécifiées en termes de pression dans le domaine d'étude ou de teneur en eau initiale. Les différentes conditions aux limites présentes dans HYDRUS sont données dans le Tableau 4.*1*.

Tableau 4.1. Conditions aux limites du transfert d'eau dans le logiciel HYDRUS 2D/3D

Condition aux limites	Description + Equation
Flux nul	Aucun flux aux limites
Pression constante	Pression constante
Flux constant	Flux constant
Pression variable	Pression variable (Chroniques temporelles de pressions)
Flux variable	Flux variable
Drainage libre	Drainage libre : Gradient hydraulique vertical unitaire. Le débit sortant Q(n) affecté au nœud n (Equation X) : $$Q(n) = -Largeur\ (n) \times K(h)$$ Où Largeur (n) la longueur du segment aux limites associé au nœud n, h la pression interstitielle, et K(h) la valeur de la conductivité hydraulique correspondant à cette pression.
Drainage profond	Drainage vertical, à travers la limite inférieure du sol est parfois approximé par un flux qui dépend du niveau de la nappe phréatique
Suintement	Suintement : Débit sortant nul si la pression est négative. Débit non nul si le sol est saturé (pression est nulle). La pression (hseuil) à laquelle le débit est déclenché peut être spécifiée par l'utilisateur.
Condition limite atmosphérique	Condition aux limites variable dans le temps (chroniques temporelles). Les données à fournir sont l'intensité de la pluie, le taux d'évapotranspiration potentiel, HcritA. Ce dernier paramètre correspond à la valeur absolue de la pression minimale autorisée à la surface du sol.

Le ruissellement de l'eau en surface géré par le module « Overland flow » incorporé dans HYDRUS 2D/3D est décrit à l'aide de l'Équation 4.*4* d'onde cinématique (Köhne et al., 2011). Elle est une simplification des équations de Saint Venant.

Équation 4.4

$$\frac{\partial h_0}{\partial t} + \frac{\partial Q_0}{\partial x} = P - I$$

Avec h_0 la hauteur d'eau en surface (ou épaisseur moyenne pour les surfaces lisses) [L] ; Q_0 débit de ruissellement par unité de largeur [$L^2 \cdot T^{-1}$] ; x abscisse en surface du sol [L] ; t temps [T] ; P intensité de la pluie effective (pluie moins évaporation) [$L \cdot T^{-1}$] ; I taux d'infiltration de l'eau dans le sol [$L \cdot T^{-1}$].

Le débit de ruissellement en surface est calculé comme suit (Équation 4.*5*- équation de Manning) :

Équation 4.5

$$Q_0 = \alpha^* {h_0}^p \text{ avec } \alpha = S^{0.5}/n_M \quad \text{et } p = 5/3$$

Avec α^* [$L^{2-p} \cdot T^{-1}$] et p [-] paramètres liés à la pente, à la rugosité de surface et aux conditions d'écoulement (écoulement laminaire ou turbulent), habituellement évalué à l'aide de l'equation de Manning ; S la pente dans le sens de l'écoulement [-] ; n_M le coefficient de Manning pour le ruissellement superficiel.

En remplaçant l'équation 5 dans l'équation 4, et P-I par le débit par unité de surface q(x,t) [$L \cdot T^{-1}$], on obtient l'Équation 4.*6* de ruissellement superficiel suivante :

Équation 4.6

$$\frac{\partial h_0}{\partial t} + \alpha p {h_0}^{p-1} \frac{\partial h_0}{\partial x} = q(x,t)$$

Une méthode de différence finie est utilisée pour résoudre l'équation 6. Cette équation unidimensionnelle nécessite la connaissance des conditions initiales et jusqu'à deux conditions limites. La condition initiale est la hauteur d'eau initiale en surface supposée être égale au potentiel de pression dans le sol. Les conditions aux limites correspondent aux conditions de ruissellement en amont et en aval.

Le couplage écoulement superficiel 1D et écoulement dans le sol 2D s'effectue par l'intermédiaire des conditions atmosphérique limites (Köhne et al., 2011). Si le sol n'est pas saturé, il n'y a pas de ruissellement en surface et le taux d'infiltration dans le sol est égal à l'intensité de la pluie effective appliquée en surface (condition aux limites supérieures de flux spécifique, dite condition de Neumann (Neuman, 1972; Neuman et al., 1974)). Si le sol est saturé, il y a donc formation d'une flaque d'eau en surface et le potentiel de pression devient supérieure à zéro, la limite supérieure passe à une

condition de pression spécifique (condition de Dirichlet). L'infiltration I dans le sol, dans ce cas, est calculée à partir de l'équation de Richards, avec une pression à la limite supérieure du domaine égale à la hauteur d'eau en surface obtenu par l'équation 4.

4.2.3 Stratégie de modélisation des bandes enherbées et période de simulation

Les périodes de simulation utilisées sont sélectionnées en raison de plusieurs facteurs. Les débuts de ces périodes sont choisis après la délimitation des bassins versants par des redans en béton (section 2.1.2.2). De plus, la série de pluies qui couvre ces périodes est continue et ne comporte pas d'erreurs. Cette série est également entièrement mesurée par le pluviomètre de Compans, qui est situé très près des sites d'étude. Enfin, les données mesurées sur la base desquelles le modèle sera validé sont disponibles et correctes pendant ces périodes.

Plusieurs périodes de mesure ont été choisies pour effectuer les simulations (Tableau 4.2). En premier lieu, la modélisation de la chaussée uniquement est effectuée. La période de cette simulation (période 1) s'étend du 23 novembre 2016 au 26 juin 2017, soit 7 mois continus. La totalité des pluies sur cette période est de 251 mm répartis en 35 évènements. La hauteur maximale des précipitations tombées par événement est de 20,3 mm avec une intensité de 43 $mm \cdot h^{-1}$. Le pas de temps des séries de pluie et d'évapotranspiration est de 6 min.

Après avoir modélisé la chaussée, les bandes enherbées sont également modélisées. Plusieurs configurations de modèles ont été choisies pour chacune d'entre elles. L'objectif était de vérifier, d'une part, l'effet de la structure de la chaussée sur la distribution des flux. D'autre part, évaluer l'effet des choix des conditions limites, en particulier pour la bande enherbée numéro 1 (section 2.1.2.3) dont la géométrie est plus complexe. Ces configurations ont été modélisées sur une période d'un mois et demi (période 2). La période a été retenue pour que la durée de simulation soit réduite, pour pouvoir tester plusieurs configurations de modèles. Cette période s'étend du 1er février 2017 au 15 mars 2017. La somme cumulée des hauteurs de pluie est de 78 mm, pour 10 événements pluvieux. La hauteur de pluie la plus importante est 12,2 mm avec une intensité de 6 mm/h.

Après avoir comparé les résultats des différentes simulations avec des mesures *in situ*, la configuration conduisant au meilleur résultat a été choisie en vue d'être modélisée pour une durée de simulation plus longue (période 3). Cette troisième période s'étend du 23 novembre 2016 au 15 avril 2017 (5 mois). La totalité du cumul des pluies est de 146,4 mm répartis sur 22 événements. L'événement ayant la hauteur la plus élevée est le même que celle de la deuxième période.

Tableau 4.2. Les différentes périodes de simulation appliquées dans le modèle.

Période de simulation	Dates	h_{totale} (mm)	hmax (mm)/ Intensité (6min) ($mm \cdot h^{-1}$)	Pas de temps	Utilisation des données
Période 1	23 Nov 2016 – 26 Juin 2017	251	20 / 43	6 min	Modélisation de la chaussée
Période 2	1 Fev 2017 – 15 Mar 2017	78	12,25 / 6	6 min	Calage du modèle
Période 3	23 Nov 2016 - 15 Avr 2017	146,4		6 min	Modélisation à long terme (validation du modèle)

La configuration de la chaussée est présentée dans ce qui suit. Concernant les bandes enherbées, nous les présentons de la plus simple à la plus complexe, ainsi la bande enherbée 2 est présentée avant la bande enherbée 1.

4.2.4 Configuration de la chaussée dans Hydrus 2D/3D

La chaussée a été modélisée sous HYDRUS 2D/3D comme le montre la Figure 4.2. Cette chaussée fait 10,43 m de large avec une pente de 2,3 %. Dans le modèle, la chaussée est représentée par un sol de type argileux ayant une épaisseur de 2 cm (épaisseur minimale pour représenter cette couche dans le modèle). Ce type de sol est choisi de manière à imiter l'asphalte qui est très peu perméable. Les paramètres hydrodynamiques du sol ont été estimés à partir de sa classe texturale (argile), en utilisant le logiciel ROSETTA (Schaap et al., 2001). Certains paramètres tels que la conductivité hydraulique à saturation et la teneur en eau à saturation ont été diminués par rapport aux valeurs de Rosetta. Des valeurs faibles ont été retenues afin de mieux refléter les propriétés hydrodynamiques de l'asphalte et de permettre en même temps la convergence numérique de la simulation. La conductivité hydraulique est fixée à 10^{-7} $m \cdot s^{-}1$ et la porosité à 11%. Les paramètres hydrodynamiques de ce matériau retenus dans le modèle sont donnés dans le ***Tableau 4.3*** (clay). La teneur en eau initiale du sol est fixée à 10%, presque à saturation, afin que toute l'eau précipitée puisse ruisseler sur la chaussée. La condition de limite supérieure appliquée à la chaussée est constituée du module de ruissellement de surface 1D incorporé dans les conditions atmosphériques limites d'HYDRUS 2D/3D (Atmospheric BC, cf. Tableau 4.*1*). Cette condition est déterminée par la série de données de pluie et d'évapotranspiration potentielle en région parisienne. Pour le module de ruissellement, le coefficient de rugosité de Manning est pris égal à 0,01 (Chow, 1959). La route a été considérée comme

une surface imperméable, une condition de flux nul est donc placée à sa limite inférieure. La chaussée est discrétisée en mailles triangulaires de 10 cm.

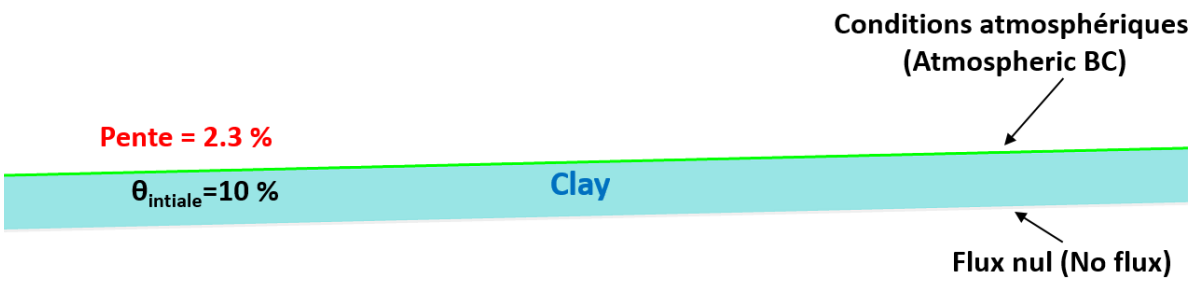


Figure 4.2. Description de la chaussée modélisée sous HYDRUS 2D/3D couplé avec le module de ruissellement superficiel 1D**.**

4.2.5 Configuration du système modélisé : Bande enherbée 2

La géométrie du modèle, les conditions initiales, les conditions aux limites ainsi que la discrétisation en éléments finis de la bande enherbée 2 sont décrits dans ce qui suit.

Géométrie de la bande La Figure 4.*3* montre la géométrie de la bande enherbée 2. Pour rappel, cette dernière a une largeur de 1,9 m (±0.1 m) et une pente de 5%. Elle reçoit l'eau d'une route à forte circulation de 10,43 m de large avec une pente de 2,3 %. L'eau qui traverse la bande se jette dans un talus d'une largeur de 1,14 m (±0.1 m) et d'une pente de 65%. Le sol formant la bande et le talus est classé comme "Silt Loam" (USDA soil texture triangle) avec une texture de 9,5% de sable, 66,6% de limon et 23,9% d'argile. La densité apparente moyenne du sol a été évaluée *in* situ en trois points équidistants et est égale à 1,48 $g{\cdot}cm^{-3}$ (±0,15 $g{\cdot}cm^{-3}$). La structure de la chaussée que l'on trouve sous le sol formant la bande enherbée est constituée d'un sol traité avec des liants hydrauliques et atteint approximativement le bord de la bande.

L'effet de la structure de la chaussée est testé sous trois configurations différentes du modèle. Les première et deuxième configurations visent à tester la perméabilité de la structure. La première (Figure 4.3) considère une structure à très faible perméabilité atteignant l'extrémité de la bande enherbée / le haut du talus et est de 1 m de profondeur. Cette structure est représentée par un sol argileux, comme pour la chaussée, avec une faible conductivité hydraulique à saturation de 10^{-7} $m{\cdot}s^{-1}$. La deuxième configuration (Figure 4.4) considère que la structure de la chaussée est complètement étanche. Dans la troisième (Figure 4.5), la structure est de même complètement étanche et affleure à la surface du talus. Cette configuration est étudiée

pour examiner la présence de la structure sous le talus ou si elle se trouve uniquement sous la bande enherbée. Ces configurations sont évoquées dans les sections suivantes sous les termes C 2.1, C 2.2 et C 2.3, respectivement.

Les paramètres des relations van Genuchten-Mualem ont été estimés en utilisant les prédictions de Rosetta (Schaap et al., 2001a). Pour le limon fin, ces prédictions sont basées sur la fraction de sable, de limon et d'argile et sur la densité apparente mesurée du sol. Pour la structure de la chaussée ainsi que la chaussée, les prédictions sont faites sur la base de la classe texturale uniquement, et modifiées comme indiqué dans la partie 4.2.4 sur la modélisation de la chaussée. Le Tableau 4.*3* résumant l'ensemble des paramètres est donné ci-dessous.

Conditions initiales Les conditions initiales du sol sont choisies par rapport à la teneur en eau du sol (Tableau 4.*3*). La teneur en eau est obtenue à partir de capteurs installés sur place. Dans le sol de la bande enherbée six capteurs sont installés. La condition initiale de teneur en eau, dans le modèle, est égale à la moyenne des valeurs données par ces six capteurs au début de la simulation. La teneur en eau est la même pour les trois configurations de modèle. Cette valeur est égale à 37,5 % et 26 % pour les périodes 2 et 3 de simulation, respectivement. Le talus formé par le même sol que celui formant la bande est supposé avoir la même teneur en eau initiale que celui-ci. Les mêmes conditions initiales sont choisies pour les trois configurations de modèle. Concernant la structure de la chaussée, présente dans la première configuration, l'humidité initiale de cette couche est fixée à 10 %, proche de la saturation.

Tableau 4.3. Paramètres des relations van Genuchten-Mualem des couches du sol formant la bande enherbée 2.

Sol	ROSETTA	θ_r [%]	θ_s [%]	α [1/cm]	n [-]	K_s [m·s^{-1}]	l [-]	θ_i [%] P2/P3
Silt loam	% sable ; % limon ; % argile ; Densité apparente	7,6	43,9	0,0062	1,5976	$4{,}6 \cdot 10^{-7}$	0,5	37,5/ 26
Clay (la chaussée + structure de la chaussée)	Classe texturale : Clay	9,8	11	0,015	1,2529	$1 \cdot 10^{-7}$	0,5	10 /10

Conditions aux limites Les conditions aux limites du domaine sont illustrées aux figures ***Figure 4.3***, ***Figure 4.4***, et ***Figure 4.5***. Une série de données de pluie et d'évapotranspiration potentielle de la région parisienne est appliquée à la condition

de limite supérieure du modèle. Le coefficient de rugosité de Manning fixé dans le module de ruissellement superficiel est égal à 0,01 pour la route et à 0,03 pour la bande enherbée et le talus (Chow, 1959). La structure de la chaussée ainsi que la chaussée ont été considérées comme des surfaces imperméables, comme pour la modélisation de la chaussée, de sorte qu'une condition limite de flux nul a été placée sur leur circonférence. La condition de la limite inférieure dans la configuration C 2.1 (Figure 4.*3*), ou la structure de la chaussée n'est plus présente, a été choisie comme drainage libre à une profondeur de 1 m. Ce choix d'une profondeur de 1 m et d'un drainage libre est fait en considérant que la nappe phréatique est très profonde. Pour la configuration C 2.2 (Figure 4.*4*), les conditions limites imposées au fond ne permettent aucun écoulement, étant donné que la structure est imperméable. Au niveau du talus, une condition de drainage libre est placée sur la limite inférieure. Dans le cas de la configuration C 2.3 (Figure 4.*5*), où la structure est également complètement étanche et atteint la surface du talus, une condition de flux nul est imposée à la limite inférieure. Une condition de suintement est cependant considérée pour la surface du talus de sorte que l'eau s'écoulant horizontalement le long de la limite inférieure puisse sortir par celle-ci.

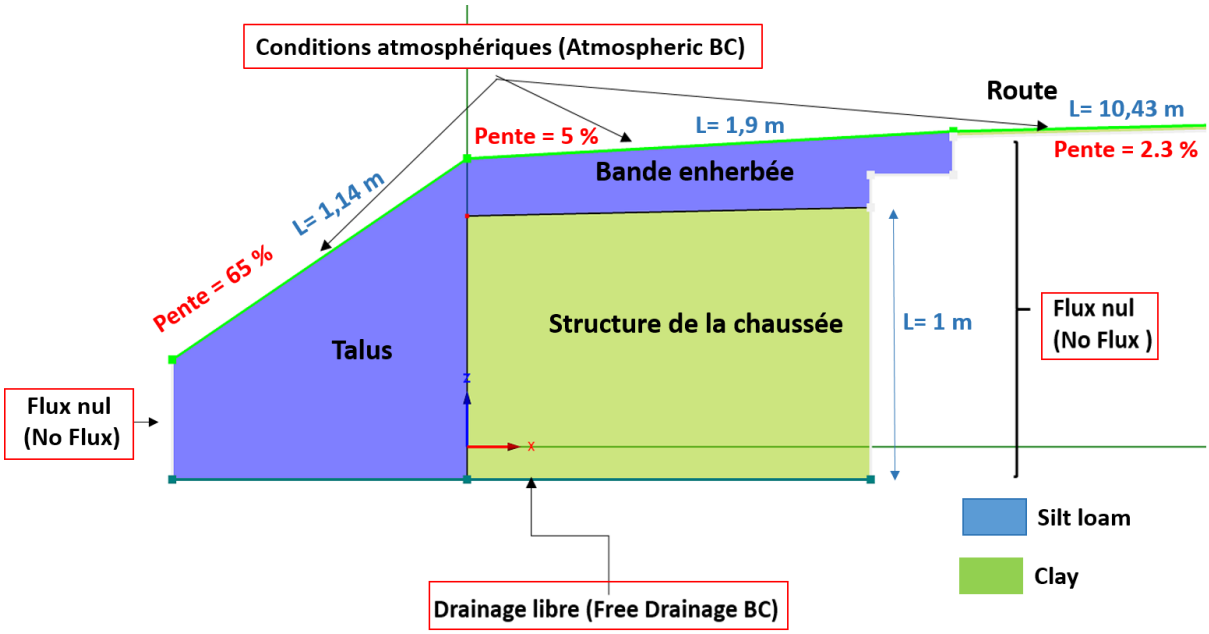


Figure 4.3. Description du système bande enherbée 2, configuration C 2.1, modélisée sous HYDRUS 2D/3D - Géométrie du modèle et conditions aux limites.

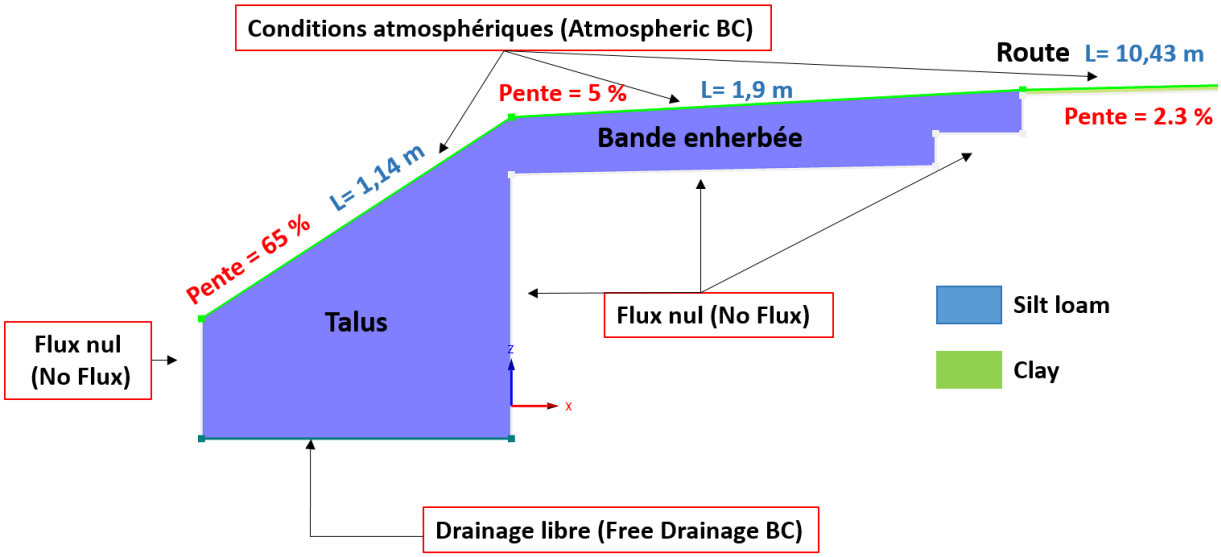


Figure 4.4. Description du système bande enherbée 2, configuration C 2.2, modélisée sous HYDRUS 2D/3D - Géométrie du modèle et conditions aux limites.

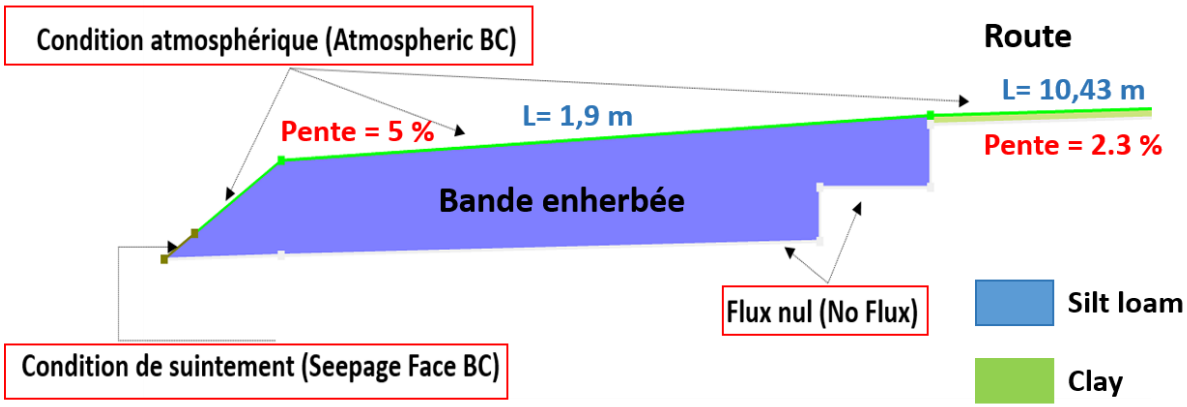


Figure 4.5. Description du système bande enherbée 2, configuration C 2.3, modélisée sous HYDRUS 2D/3D - Géométrie du modèle et conditions aux limites.

Discrétisation en éléments finis Le logiciel HYDRUS 2D/3D utilise la méthode des éléments finis pour la discrétisation spatiale (Figure 4.6). Un maillage triangulaire de 10 cm est choisi pour l'ensemble du modèle. Des raffinements de mailles de 2 cm sont ajoutés aux contours de la partie du sol formant la bande et dans laquelle sont installés les capteurs. Le domaine a ainsi été discrétisé en 7569, 5128, 4961 mailles, pour les configurations C2.1, C2.2 et C2.3, respectivement. En plus des points d'observation ont été ajoutés sur les nœuds d'éléments finis, au même endroit que les capteurs *in situ*, afin de valider le modèle sur la base de ces capteurs. Le nombre total de points d'observations est égal à 6 répartis à différentes profondeurs allant de 6 à 21 cm, et à différentes distances de la route de 30 à 155 cm.

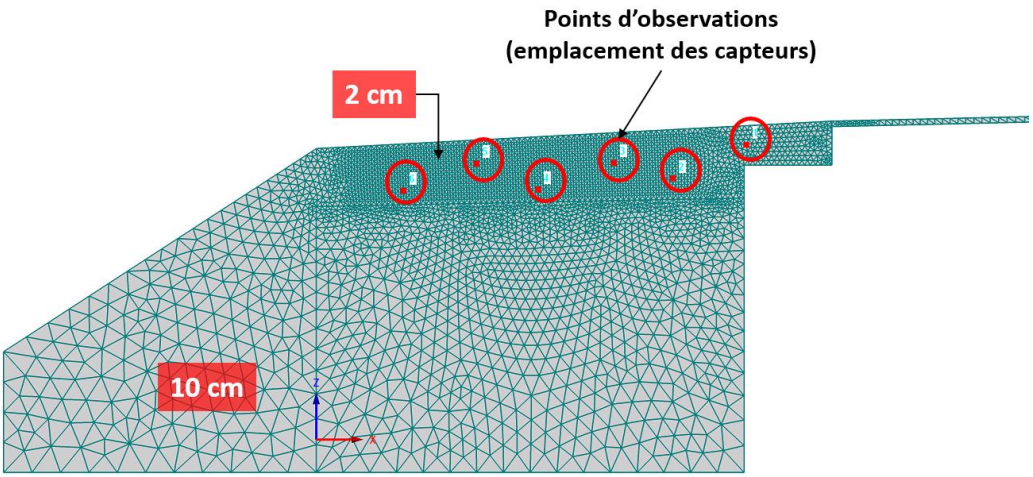


Figure 4.6. Description du système bande enherbée 2, configuration C 2.1, modélisé sous HYDRUS 2D/3D – Discrétisation spatiale en éléments finis du modèle et points d'observation.

4.2.6 Configurations du système modélisé : Bande enherbée 1

La géométrie du modèle, les conditions initiales, les conditions aux limites ainsi que la discrétisation en éléments finis sont décrites dans ce qui suit.

Géométrie des différentes configurations La bande enherbée 1 reçoit l'eau d'une chaussée de 10,43 m de large avec une pente transversale de 2,3 %. Cette bande ainsi que le talus sont modélisés. La largeur dans le sens de l'écoulement et la pente de ces deux derniers sont 1,7 (±0,1 m) et 1,19 (±0,1 m) m et 5 et 62 %, respectivement. La bande enherbée est formée d'un sol classé "Sandy Loam" par l'USDA, ayant la texture suivante : 60,7% de sable, 28,2% de limon et 11,1% d'argile. La densité apparente moyenne du sol, 1,54 $g \cdot cm^{-3}$ (±0,15 $g \cdot cm^{-3}$), (Kanso et al., 2018), a été évaluée à partir de mesures effectuées sur 9 points équidistants dans le sens longitudinal. La conductivité hydraulique à saturation du sol mesurée en ces 9 points par la méthode BEST est égale à $4{,}8 \cdot 10^{-6}$ $m \cdot s^{-1}$ (coefficient de variation spatiale 64%). Une nappe drainante est installée sous le sol "Limon sableux" à une profondeur variant entre 12 et 23 cm. Entre la nappe drainante et la structure de la chaussée se trouve une couche de sol naturel identique au sol formant la bande enherbée 2. Ce sol est classé en " silt loam " avec la texture suivante : 9,5% de sable, 66,5% de limon et 23,9% d'argile. La densité apparente de ce sol mesurée *in situ* est de 1,48 $g \cdot cm^{-3}$ (±0,15 $g \cdot cm^{-3}$), mesurée en 9 points. Le talus est également formé par le sol naturel. La structure de la chaussée (sol traité avec des liants hydrauliques) est présente sous le sol " silt loam ".

Trois configurations de modèle ont été testées pour cette bande enherbée. Ces configurations se distinguent les unes des autres par la représentation de la nappe drainante ainsi que par la présence ou l'absence de la structure de la chaussée. Dans HYDRUS, il n'y a pas de condition limite qui puisse reproduire directement la nappe

drainante, c'est pourquoi cette nappe est reproduite par deux représentations différentes. Les configurations sont intitulées de C1.1 à C1.3 et sont décrites dans le Tableau 4.*4*. Dans les configurations C1.1 et C1.2 (Figure 4.*7* et Figure 4.*8*, respectivement), la couche de drainage est représentée par une couche de sable à travers laquelle l'eau passe et sort par suintement. Afin de déterminer l'effet de la perméabilité de la structure de la chaussée, cette dernière est considérée peu perméable dans la configuration C1.1 et complètement étanche dans la configuration C1.2. Dans la configuration C1.3 (Figure 4.*9*), la nappe drainante est représentée par une condition limite de suintement, placée tout le long de la nappe. Concernant la condition limite de suintement placée le long de la nappe phréatique et au bout de la couche de sable, la pression seuil (Hseuil) est égale à 0. Dans ce cas, si le sol est saturé et donc la pression est nulle, le flux est déclenché ainsi l'eau sort de cette condition limite.

Tableau 4.4. Description des configurations de modèle de la bande enherbée 1.

Configuration	**Représentation de la nappe drainante**	**Représentation de la structure de la chaussée**	**Emplacement de la condition de suintement**	**H_{seuil} (condition de suintement)**
C 1.1	Couche de sable de plus forte perméabilité	Couche d'argile très peu perméable	Au bout de la couche de sable	**0**
C 1.2	Couche de sable de plus forte perméabilité	Non modélisée (CL de flux nul)	Au bout de la couche de sable	**0**
C 1.3	Non	Non modélisée (CL de suintement au niveau de la nappe)	Tout au long du drain	**0**

Dans les configurations présentant la structure de la chaussée, celle-ci est représentée par un sol argileux (identique à celui modélisant la chaussée) avec une faible conductivité hydraulique à saturation de l'ordre de 10^{-7} m·s^{-1}. Dans celles représentant la nappe drainante avec une couche de sable, celle-ci est représentée par du sable avec une conductivité hydraulique de $7{,}4 \cdot 10^{-5}$ m·s^{-1} (« sand » dans le Tableau 4.*5*). Les paramètres des relations van Genuchten-Mualem ont été estimés en utilisant les prédictions de Rosetta (Schaap et al., 2001a). Pour le limon sableux et le limon fin, ces

prédictions sont basées sur la fraction de sable, de limon et d'argile et sur la densité apparente mesurée du sol. Pour la conductivité hydraulique du limon sableux, c'est l'estimation par des mesures *in situ* qui est utilisée dans le modèle. Pour les autres couches de sol, les prédictions sont faites sur la base de la classe texturale.

Conditions initiales Les conditions initiales du sol sont choisies par rapport à la teneur en eau du sol (Tableau 4.5). La teneur en eau est obtenue à partir de capteurs installés sur place. Dans le sol limon sableux et limon fin, six capteurs sont installés, trois dans chaque sol. La teneur initiale en eau de ces deux sols est obtenue en moyennant les lectures des trois capteurs au moment du début de la simulation et est respectivement égale à 29 et 30% pour la deuxième période de simulation. Pour la troisième période de simulation, ces valeurs sont égales à 20,5 et 29%. Le talus formé par le même sol que celui situé sous la couche de drainage est supposé avoir la même teneur initiale en eau que celui-ci. La teneur en eau initiale de la couche représentant la structure de la chaussée et la chaussée est fixée à 10 %, en supposant que ce sol est initialement proche de la saturation pour garantir que toute l'eau arrivant sur la chaussée puisse ruisseler. Pour la couche de sable, elle est fixée à 9 %, en supposant qu'il n'y a pas d'eau initialement dans le drain, de sorte qu'elle n'affecte pas le volume sortant du drain pour la première pluie. Ces conditions initiales sont les mêmes pour toutes les configurations.

Conditions aux limites Les conditions aux limites pour les trois configurations (Figure 4.7, Figure 4.8 et Figure 4.9) de cette bande sont les mêmes que pour la bande enherbée 2, sauf pour la couche de sable (Configuration C1.1 et C1.2): une condition limite de suintement est placée à l'extrémité de la couche pour que l'eau puisse sortir par celle-ci. En plus, pour la configuration C1.3 la nappe drainante est remplacée complètement par une condition limite de suintement.

Tableau 4.5. Paramètres des relations van Genuchten-Mualem des couches du sol formant la bande enherbée 1.

Sol	ROSETTA	θ_r [%]	θ_s [%]	α [1/cm]	n [-]	K_s [m·s^{-1}]	l [-]	θ_i [%] P2/P3
Sandy loam	% sable ; % limon ; % argile ; densité apparente	4,1	37	0,0275	1,4139	$4{,}8 \cdot 10^{-6}$	0,5	29/20,5
Silt loam	% sable ; % limon ; % argile ; densité apparente	7,5	43,9	0,0062	1,5976	$4{,}6 \cdot 10^{-7}$	0,5	30/29
Clay	Classe texturale : Clay	9,8	11	0,015	1,2529	$1 \cdot 10^{-7}$	0,5	10
Sand	Classe texturale : Sand	5,3	37,5	0,0353	3,1798	$7{,}4 \cdot 10^{-5}$	0,5	9

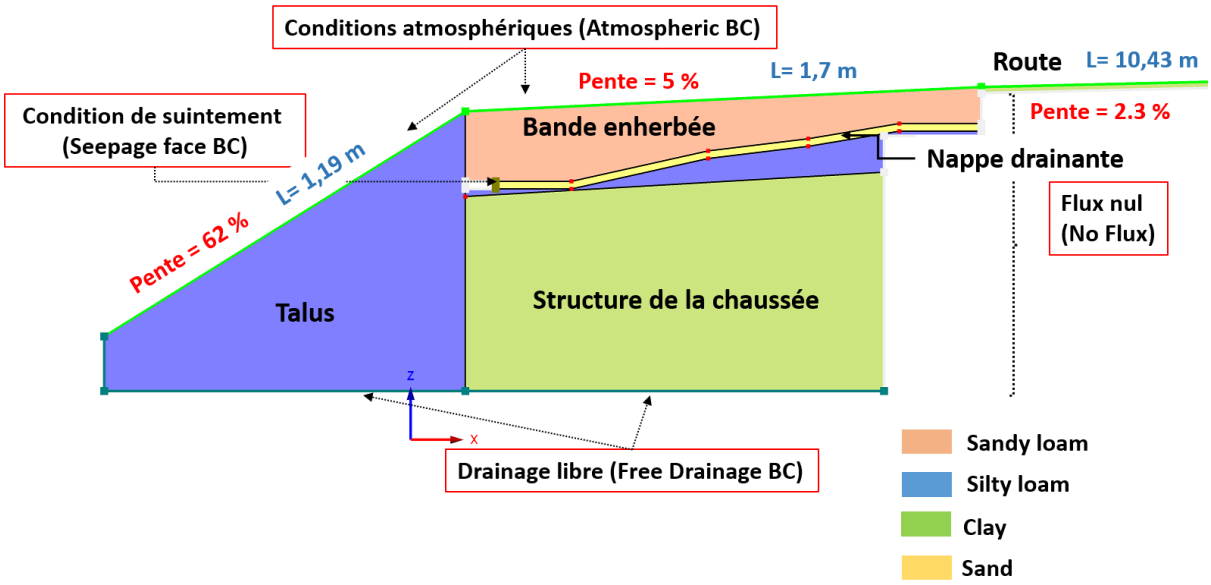


Figure 4.7. Description du système bande enherbée 1, configuration C 1.1, modélisé sous HYDRUS 2D/3D - Géométrie du modèle et conditions aux limites.

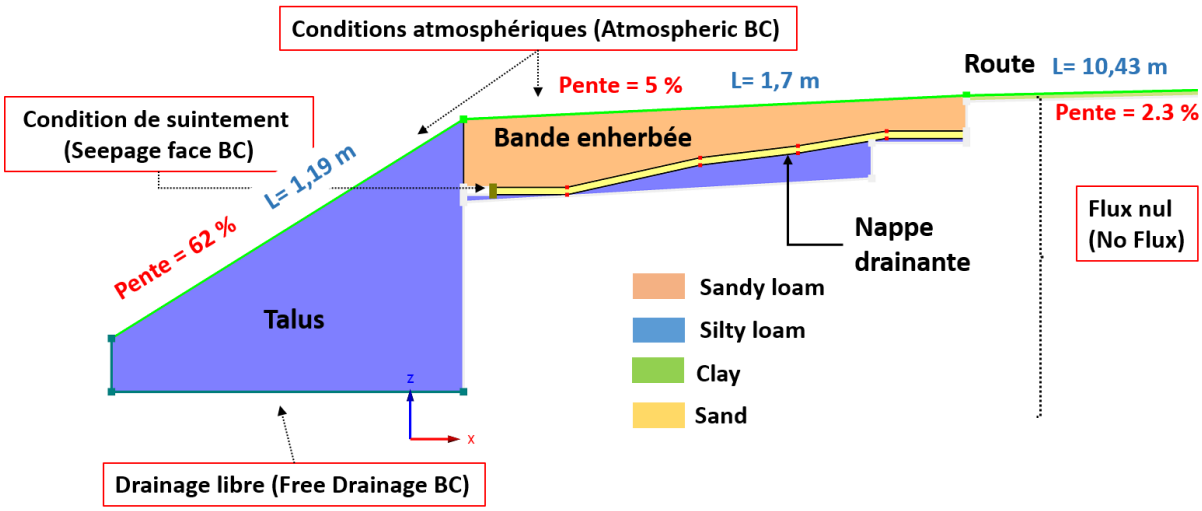


Figure 4.8. Description du système bande enherbée 1, configuration C 1.2, modélisé sous HYDRUS 2D/3D - Géométrie du modèle et conditions aux limites.

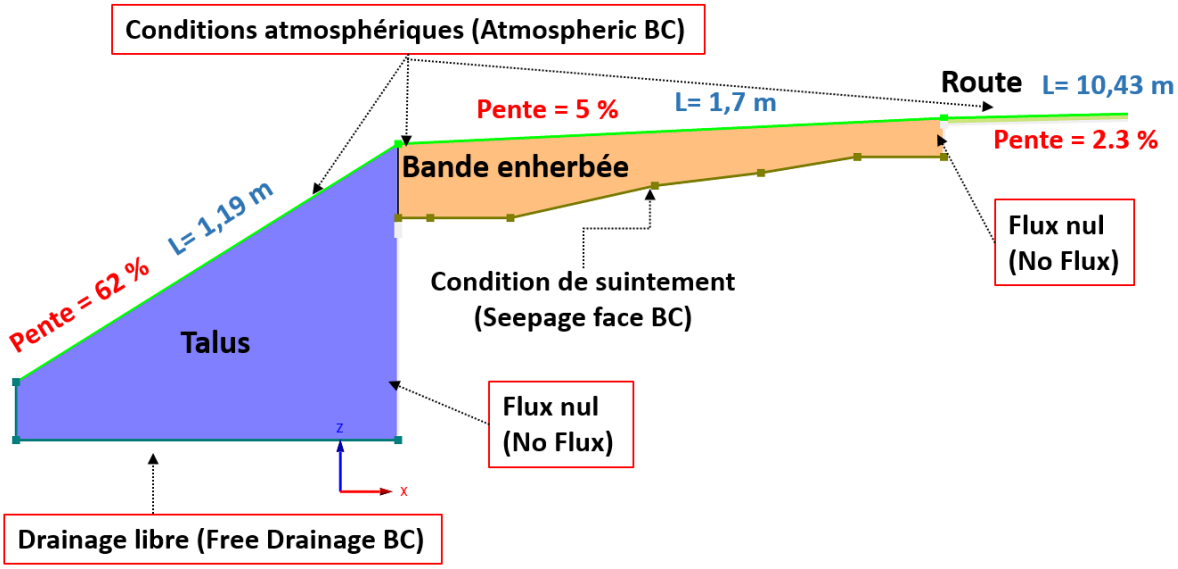


Figure 4.9. Description du système bande enherbée 1, configuration C 1.3, modélisé sous HYDRUS 2D/3D - Géométrie du modèle et conditions aux limites.

Discrétisation en éléments finis Le logiciel HYDRUS 2D/3D utilise la méthode des éléments finis pour la discrétisation spatiale (Figure 4.*10*). Un maillage triangulaire de 10 cm est choisi pour l'ensemble du modèle. Des raffinements de mailles de 2 cm sont ajoutés aux contours de la partie du sol formant la bande et la nappe drainante et dans laquelle sont installés les capteurs. En plus des points d'observation ont été ajoutés sur les nœuds d'éléments finis, au même endroit que les capteurs *in situ*, afin de valider le

modèle sur la base de ces capteurs. Le nombre total de points est égal à 6 répartis à différentes profondeurs.

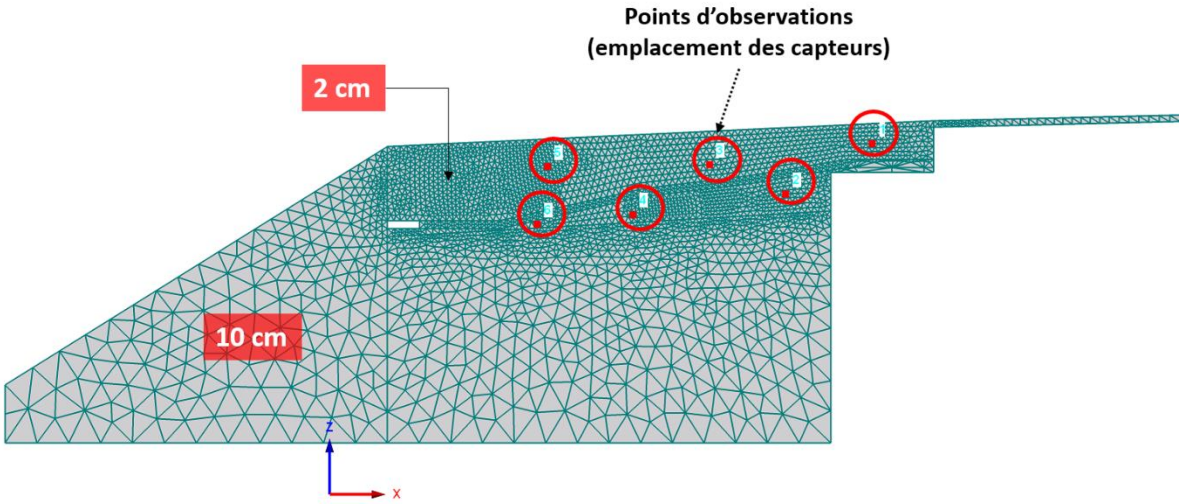


Figure 4.10. Description du système bande enherbée 1 modélisé sous HYDRUS 2D/3D - Géométrie du modèle.

4.2.7 Validation du modèle

Le modèle est évalué sur la base de données mesurées *in situ*. Pour la comparaison HYDRUS avec SWMM, une comparaison du volume cumulé ruisselé de la chaussée ainsi que du débit non cumulé est faite.

Pour les bandes enherbées une évaluation des résultats est faite à travers les données de teneur en eau mesurées *in situ*. Les capteurs mesurant la teneur en eau dans le sol sont étalonnés en laboratoire et *in situ*. Les enregistrements dans le sol sont à un pas de 30 minutes. Pour rappel le sol a été équipé de 6 capteurs capacitifs de teneur en eau, 4 EC5 et 2 5TE, de la série ECH2O (METER Group, 2018a, 2018b). Ces capteurs sont nommés S1 à S6 et montrés dans les Figure 4.*11* et Figure 4.*12* pour les bandes enherbées 2 et 1 respectivement. Des RMSE (Root Mean Square Error), la racine de l'erreur moyenne quadratique, sont calculés pour chacun des capteurs.

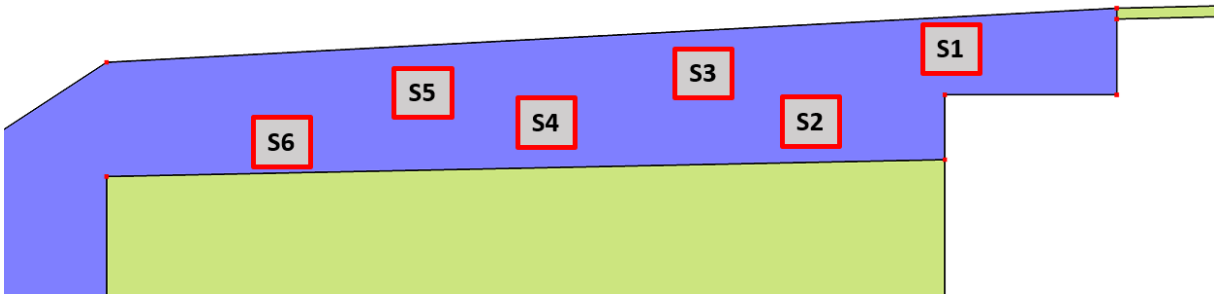


Figure 4.11. Emplacement des capteurs dans la bande enherbée 2.

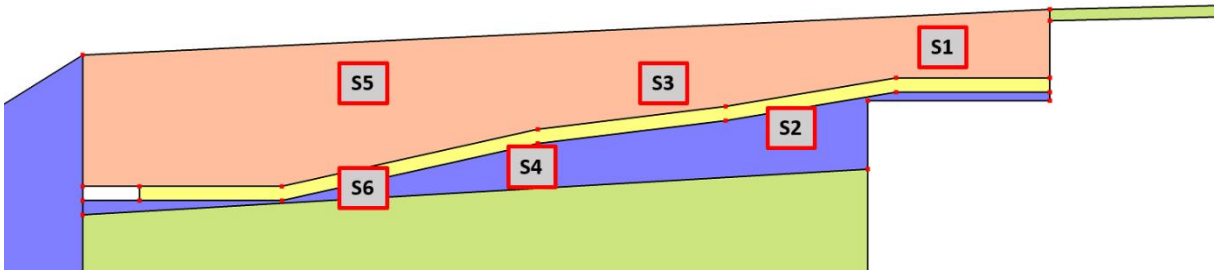


Figure 4.12. Emplacement des capteurs dans la bande enherbée 1.

Dans la bande enherbée 1, certains capteurs sont placés sous la nappe drainante. Ils sont appelés S2, S4 et S6. La Figure 4.*13* montre les teneurs en eau mesurées par les capteurs pendant toute la période choisie pour la simulation. Il est assez remarquable que les capteurs placés sous la nappe drainante montrent des valeurs importantes de teneur en eau (entre 50 % et 140 %). Ces valeurs ne représentent pas physiquement la teneur en eau du sol, mais peuvent plutôt indiquer la présence de cavités qui se remplissent d'eau après chaque pluie. Pour rappel, ces capteurs ont été installés *in situ* dans des conditions délicates, et notamment pour les capteurs sous la nappe drainante. Le capteur S3 présente également un comportement particulier pendant une période de mesure qui inclut la période de simulation, puisque la teneur en eau atteint un maximum de 12 % même après étalonnage. Ce capteur est du type EC5TE, ayant trois broches, il est donc difficile de l'enfoncer dans le sol. Il suffit qu'il ne soit pas complètement enfoncé dans le sol et qu'une partie se trouve dans l'air pour qu'il donne des valeurs biaisées. Dans ce qui suit, la validation des résultats de la modélisation de la bande enherbée 1 sera basée sur S1 et S5 qui présentaient des valeurs correctes de la teneur en eau.

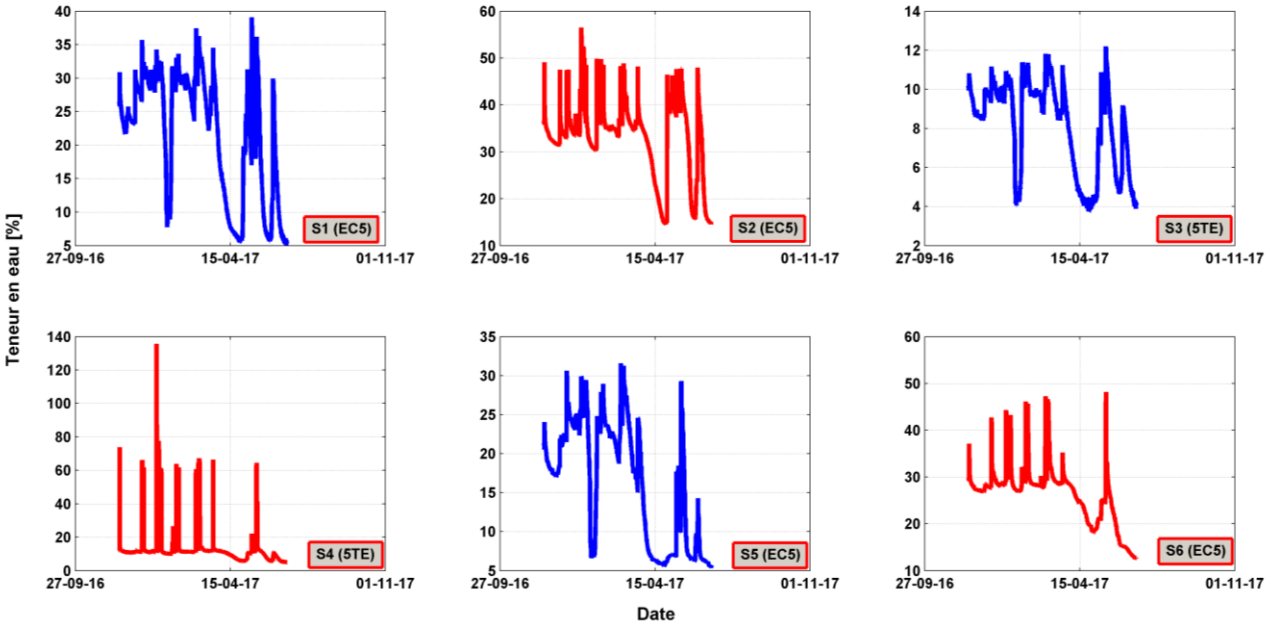


Figure 4.13. Teneurs en eau mesurées par les capteurs dans la bande enherbée 1.

Pour la bande enherbée 1, et qui est drainée, les résultats de la simulation sont de plus comparés aux observations du drain. Dans ce cas, les débits drainés et les volumes cumulés, mesurés et simulés sont comparés. Pour les volumes cumulés une erreur absolue est calculée en utilisant l'Équation 4.**7**.

Équation 4.7

$$\delta = \frac{V_{simulé} - V_{mesuré}}{V_{mesuré}} \times 100\%$$

Avec $V_{simulé}$ le volume cumulé simulé [L], $V_{mesuré}$ le volume cumulé mesuré [L].

Pour les débits mesurés et simulés, le coefficient de Nash-Sutcliffe est calculé sur toute la période de mesure à un pas de temps de 6 minutes (Équation 4.**8**). Ce coefficient varie entre -∞ et 1 (1 inclus), 1 étant la valeur optimale. Les valeurs comprises entre 0 et 1 sont considérées comme des niveaux de performance acceptables (Moriasi et al., 2007), tandis que les valeurs <0 indiquent que la valeur moyenne observée est un meilleur prédicteur que la valeur simulée, indiquant une performance inacceptable.

Équation 4.8

$$NASH = 1 - \frac{\sum_{t=1}^{T}(Q_s^t - Q_m^t)^2}{\sum_{t=1}^{T}(Q_m^t - \overline{Q_m})^2}$$

Avec Q_s^t et Q_m^t les débits simulé et mesuré au pas de temps t, respectivement [L·h^{-1}] et $\overline{Q_m}$ le débit moyen des valeurs mesurées sur toute la période de mesure [L·h^{-1}]; t et T sont respectivement le pas de temps de début de la période de simulation et le pas de temps de fin de la simulation.

4.3 Résultats

4.3.1 Modélisation de la chaussée : HYDRUS vs SWMM

Les résultats de la simulation du ruissellement superficiel de la chaussée obtenus par HYDRUS d'une part et EPA SWMM d'autre part sont présentés dans cette section. Pour rappel, le logiciel SWMM a été validé dans la partie 3.2 par des mesures *in situ*. Les volumes cumulés et les débits obtenus par les deux logiciels sur l'ensemble de la période de simulation sont donnés respectivement dans les Figure 4.***14*** et Figure 4.***15***. Les résultats de volume cumulés montrent une forte corrélation entre SWMM et HYDRUS. Il y a une faible différence de 15 m^3 dans le volume cumulé à la fin de la simulation, faisant que HYDRUS donne un ruissellement cumulé supérieur de 13% à celui donné par SWMM. Ceci s'explique par les débits légèrement plus élevés générés par HYDRUS. La différence maximale entre les débits simulés par HYDRUS et ceux simulés par SWMM est de 12,8 % (Figure 4.***15***). La différence entre HYDRUS et SWMM peut être due à la méthode de calcul, puisque HYDRUS est un modèle physique alors que SWMM est un modèle conceptuel. En fait, les résultats de la modélisation SWMM présentés dans la section 3.2.3 montrent que ce logiciel sous-estime légèrement le volume de ruissellement mesuré. En zoomant sur les événements du 1er (Figure 4.***16***) et 23 mars 2017 (Figure 4.***17***), on remarque que les débits simulés par HYDRUS et SWMM sont très similaires et presque identiques aux débits mesurés. Par conséquence, les résultats donnés par HYDRUS sont satisfaisants et la différence entre les deux modèles n'est pas significative. Le module de ruissellement superficiel 1D couplé à HYDRUS 2D/3D est donc un bon outil de prédiction des débits alimentant les bandes enherbées et peut être appliqué dans les simulations qui suivent.

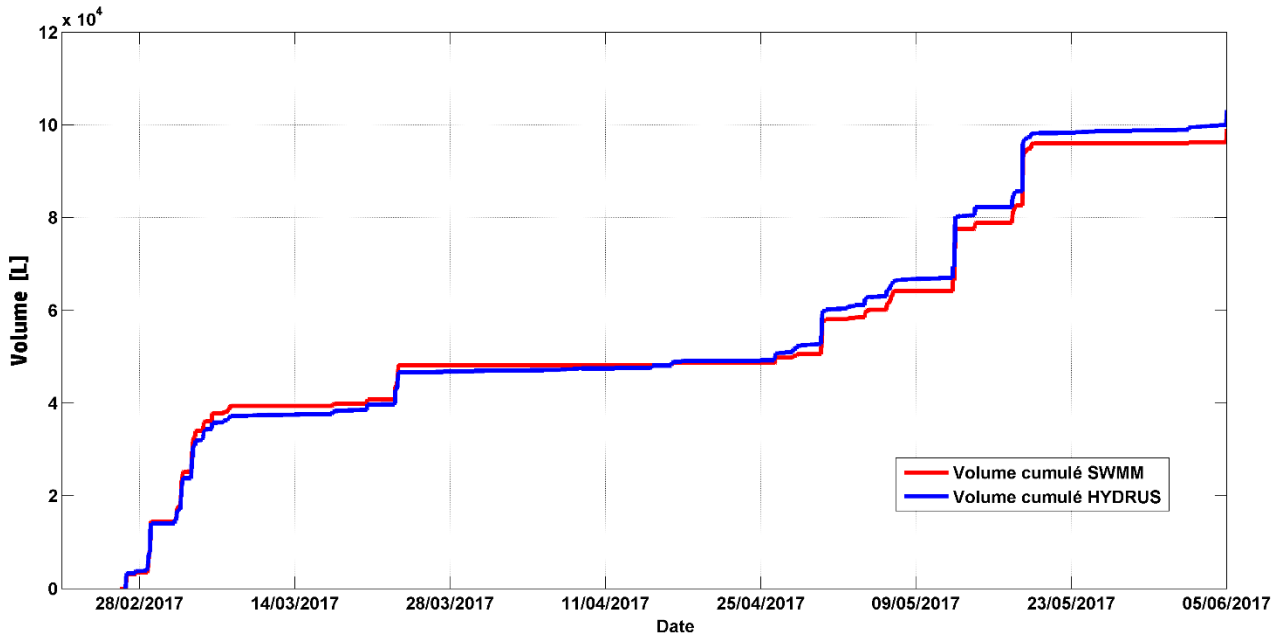


Figure 4.14. Volume cumulé de ruissellement de la chaussée obtenue par SWMM et par HYDRUS 2D/3D couplé au module de ruissellement superficiel.

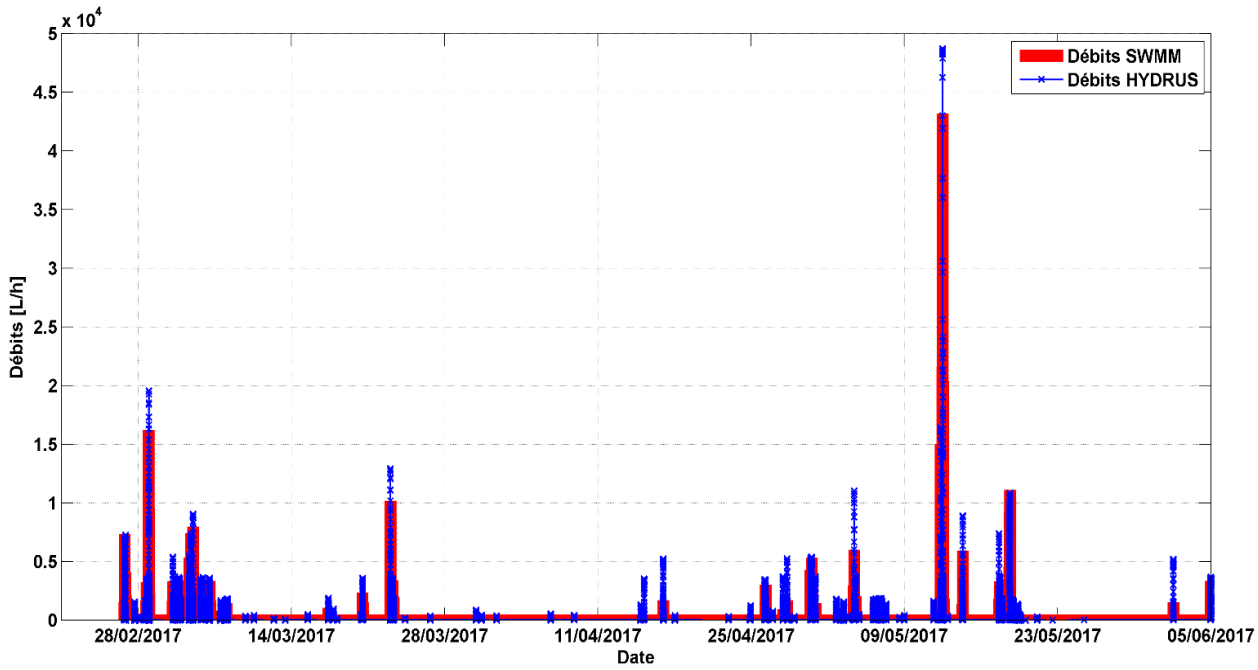


Figure 4.15. Débit de ruissellement de la chaussée obtenue par SWMM et par HYDRUS 2D/3D couplé au module de ruissellement superficiel.

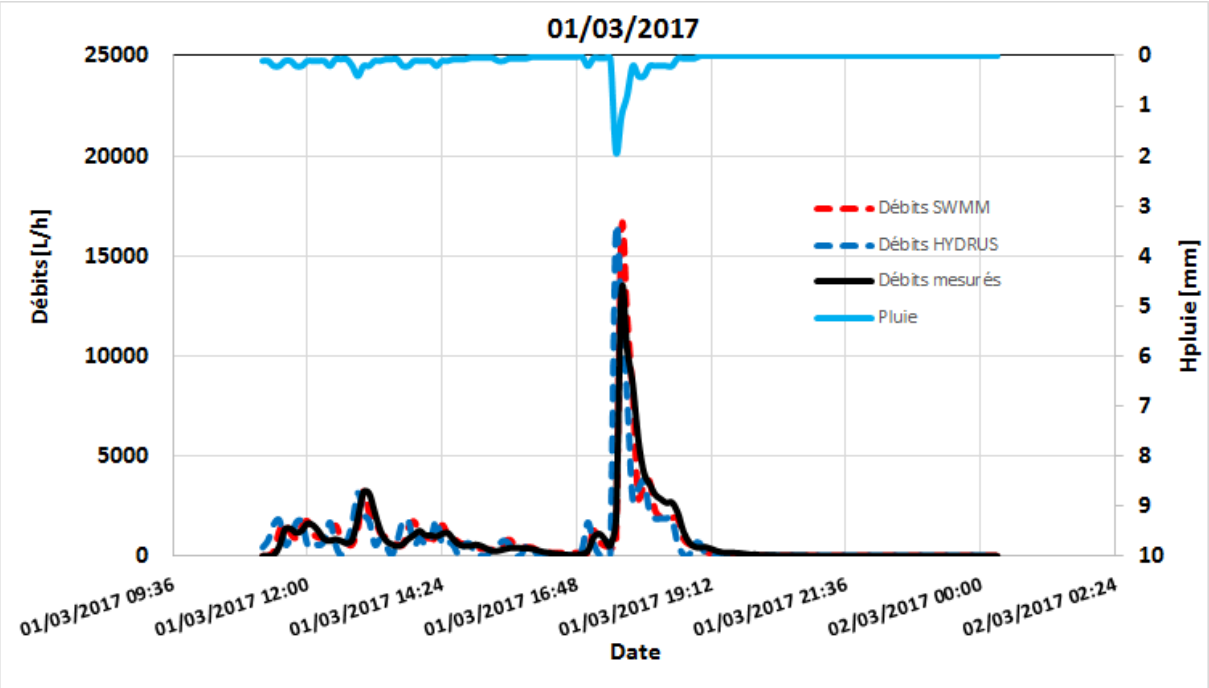


Figure 4.16. Débits simulés par SWMM et HYDRUS et débits mesurés, pour l'évènement du 1 er mars 2017.

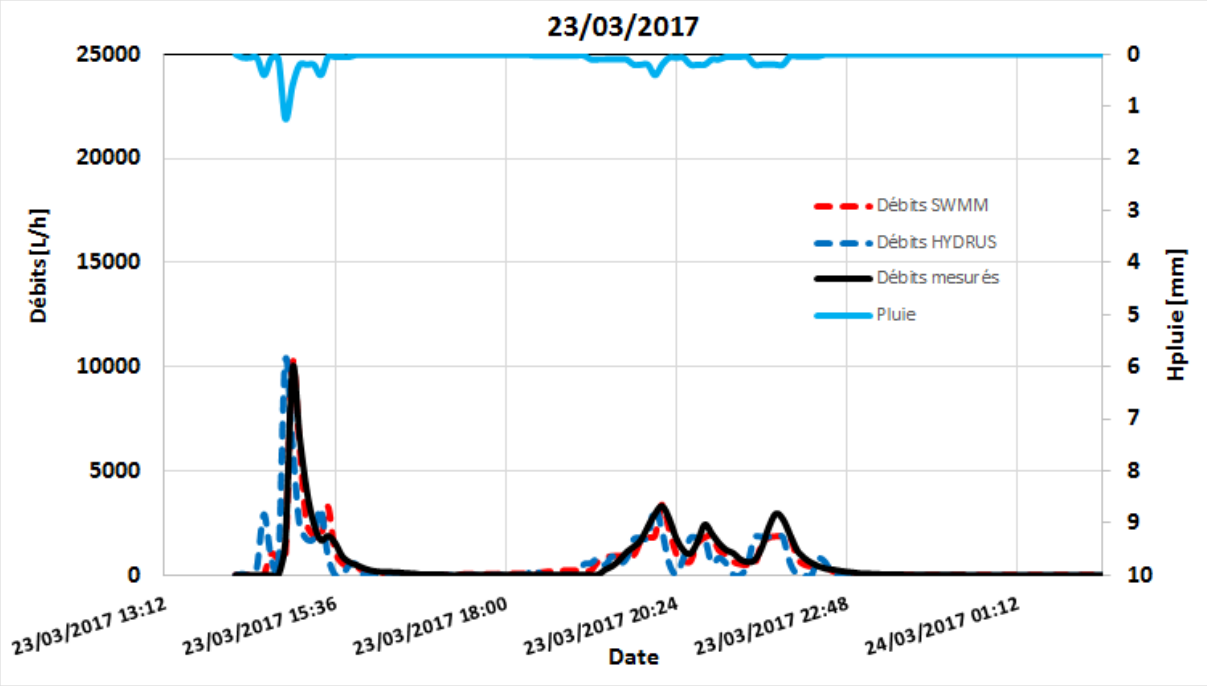


Figure 4.17. Débits simulés par SWMM et HYDRUS et débits mesurés, pour l'évènement du 23 mars 2017.

4.3.2 Résultats de la modélisation de la bande enherbée 2

Les résultats de la modélisation de la bande enherbée 2 pendant la période de simulation 2, sous différentes configurations de modèles, sont présentés dans cette partie.

Mesure vs simulation Tout d'abord, une comparaison des données mesurées et simulées pour les six capteurs de teneur en eau à six endroits différents est faite. Les résultats de la teneur en eau pour les trois configurations sont donnés dans les Figure 4.*18*, Figure 4.*19* et Figure 4.*20*. Ces figures représentent la variation de la teneur en eau volumétrique du sol sur la période de simulation de 1 mois et demi.

Le modèle a reproduit la dynamique générale de mouillage et de drainage du sol, avec un RMSE inférieur à 9 % pour tous les capteurs et les trois configurations de modèles. La plupart des pics sont bien reproduits par le modèle presque pour tous les capteurs. Pour les trois configurations, la teneur en eau simulée ne montre pas une grande variabilité d'un capteur à l'autre, alors que cette variabilité est bien visible pour les données observées. La différence entre les données simulées et mesurées est donc explicable par une divergence des données *in situ*. Deux comportements sont particulièrement notables. Tout d'abord le comportement des capteurs S3 et S4, ceux-ci ont une dynamique et une gamme de valeurs différentes des autres capteurs. La teneur en eau volumique du sol mesurée par ces capteurs varie entre 30% et 40%. Par

contre, les quatre autres capteurs varient autour de 40%. A noter que les capteurs S3 et S4 sont de type EC5TE, tandis que les autres capteurs sont de type EC5. Cette différence de comportement peut donc être causée par la spécificité du type de capteur. Dans l'étude réalisée par (Kanso et al., 2020), il est ressorti que le capteur EC5 est plus précis que l'EC5TE, ce dernier ayant une plus grande variabilité d'un capteur à l'autre.

Un autre comportement remarquable est celui du capteur S5 qui montre des valeurs de teneur en eau légèrement inférieures à celles du capteur S6. Ceci devrait être en sens inverse puisque le capteur S5 est plus proche de la route et moins profond que le capteur S6, il est donc susceptible de recevoir plus d'eau que ce dernier. La différence de comportement entre les capteurs S5 et S6 peut être due à un facteur *in situ*. Le capteur S6 plus profond et donc plus proche de la structure de la chaussée est situé dans une zone qui reste plus saturée. Cela peut expliquer qu'*in situ* le capteur S6 donne des teneurs en eau plus élevées que le capteur S5 mais ne peut pas expliquer le fait que le modèle a mieux reproduit les teneurs maximales du capteur S6 que celles du capteur S5. Cette différence peut donc être expliquée par le fait que l'eau de surface atteint moins abondamment le capteur S5 dans la réalité que dans le modèle en raison du tassement du sol dans certains endroits.

Les périodes de séchage du sol sont différentes entre le modèle et la simulation pour les trois configurations. Il est constaté que le modèle donne des valeurs de teneur en eau en séchage plus faibles que celles mesurées *in situ*. Ceci est probablement dû à l'utilisation de l'évapotranspiration potentielle dans le modèle.

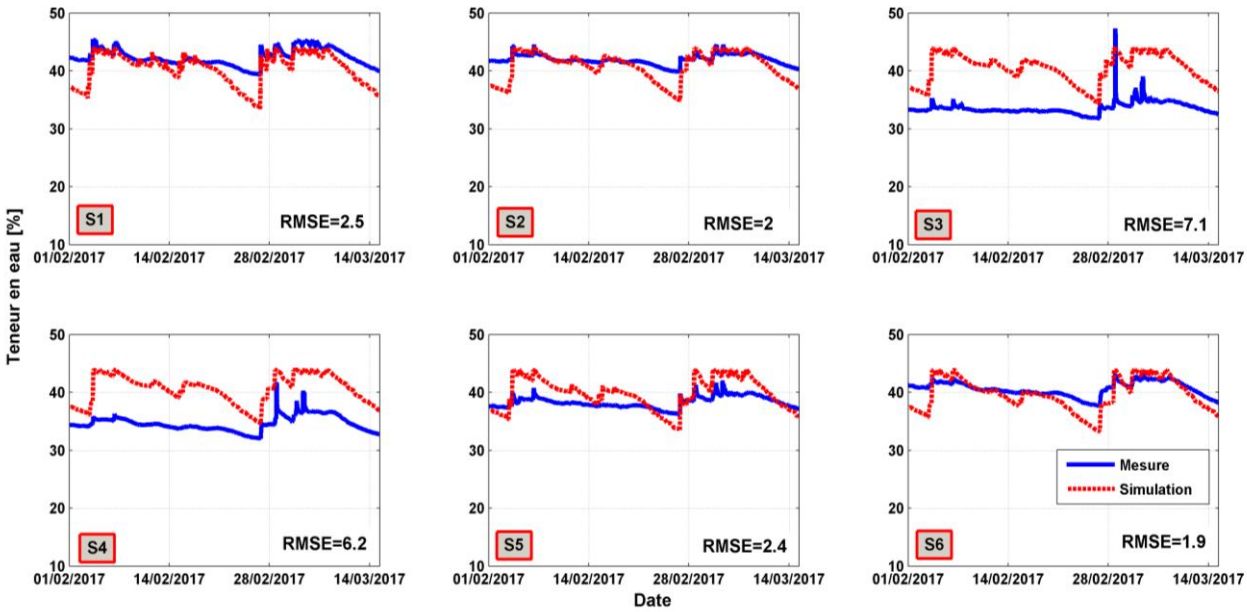


Figure 4.18. Teneur en eau aux points d'observation de la bande enherbée 2, configuration C 2.1. Mesurés Vs simulés.

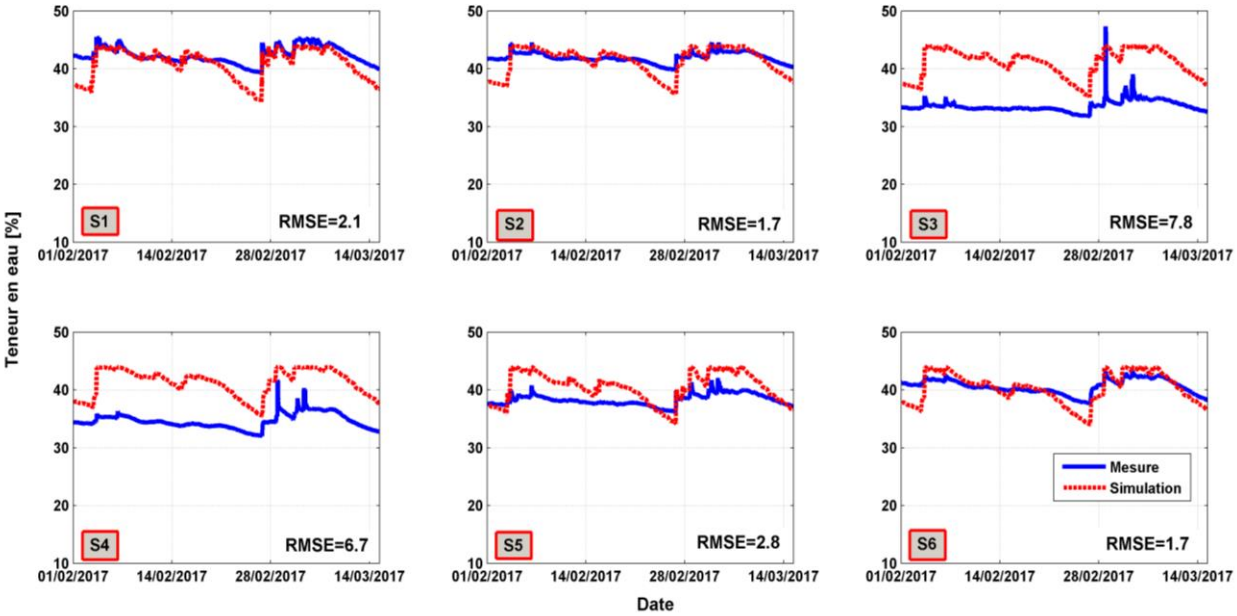


Figure 4.19. Teneur en eau aux points d'observations de la bande enherbée 2, configuration C 2.2. Mesurés Vs simulés.

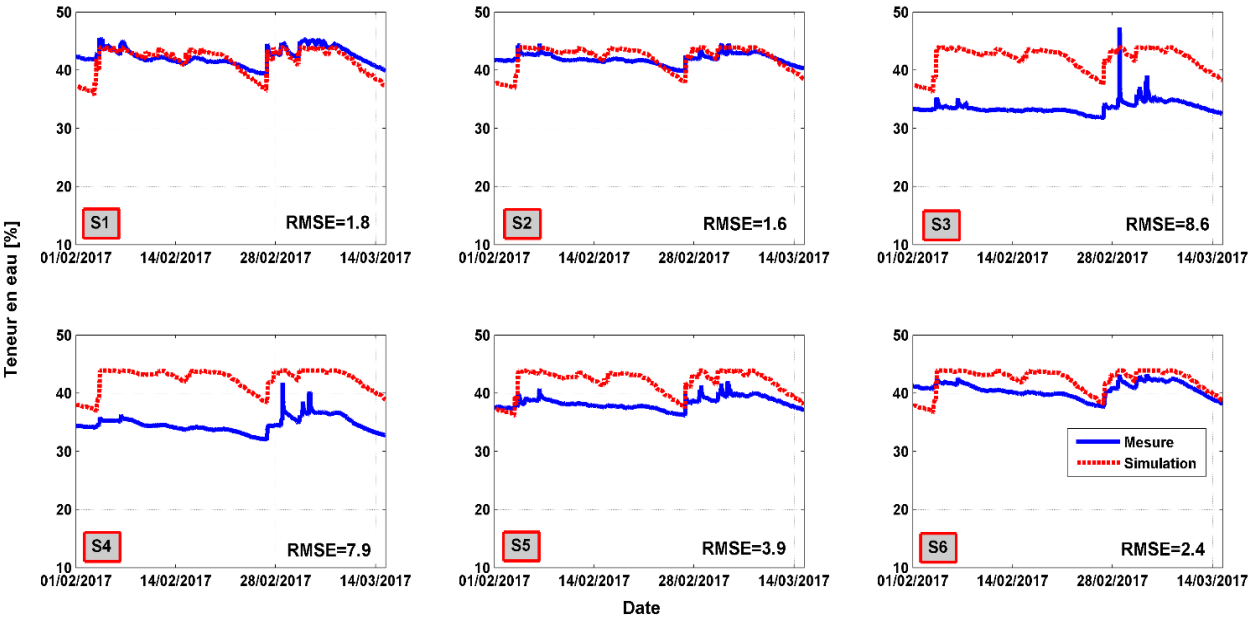


Figure 4.20. Teneur en eau aux points d'observations de la bande enherbée 2, configuration C 2.3. Mesurés Vs simulés.

<u>Distribution des flux</u> Les volumes cumulés des différents flux formant le bilan hydrique du système pour les trois configurations sont présentés dans la Figure 4.*21*. Ces flux sont le ruissellement sortant du talus, l'évapotranspiration, l'exfiltration et le suintement. Ce dernier est uniquement présent dans la configuration C 2.3. Le ruissellement correspond ici à ce qui sort du talus par ruissellement superficiel et non au ruissellement de la chaussée arrivant dans la bande enherbée. Normalement, le volume total des différents flux devrait être le même pour toutes les configurations.

Cependant, comme la configuration C 2.3 n'a pas la même dimension du domaine formé par la bande, le talus et la structure de la chaussée, le volume d'eau initial dans ce domaine est donc inférieur à celui des deux premières configurations. Pour cette configuration C 2.3, ce volume est censé être évacué principalement par évapotranspiration en absence d'exfiltration. C'est pourquoi l'évapotranspiration résultant de C 2.3 est moins importante que les deux autres et par conséquent le volume total n'est pas identique.

Dans la configuration C 2.1, la structure de la chaussée présente sous le sol formant la bande n'est pas étanche. Cependant, dans la configuration C 2.2, la structure est considérée totalement étanche. Il est constaté que si la structure de la chaussée est étanche, le ruissellement de surface sortant du talus augmente de 12,2 % contre une diminution de 15 % du volume sortant par exfiltration. Cela peut s'expliquer par la diminution de la capacité d'infiltration du sol dans le second cas, causée par l'absence de sol sous-jacent. Dans la troisième configuration, la structure atteint le talus et est complètement étanche. L'évapotranspiration diminue légèrement, ce qui est normal car la surface de talus modélisé est plus faible. Le ruissellement de surface augmente de 33 % par rapport à la configuration C 2.2. Le flux qui sort de l'ouvrage par suintement est négligeable. Cela montre que dans les deux premières configurations, le talus gère une fraction importante de ruissellement de surface mais aussi de l'écoulement dans le sol. En effet, dans la configuration 2.2, l'eau s'écoule horizontalement le long de la structure de la chaussée et passe dans le talus. En plus le ruissellement superficiel des eaux de la bande s'infiltre au niveau du talus avant d'atteindre le bord de celle-ci et sortir du système.

Ainsi, la structure de la chaussée a un effet important sur la répartition des flux dans le système de bande enherbée. Si cette structure est étanche et ne permet pas l'infiltration de l'eau, l'eau sortant du système par ruissellement augmente et l'eau passant dans le sol sous-jacent diminue. Ajoutons que le talus joue un rôle important, en gérant une quantité d'eau de ruissellement provenant de la chaussée et de la bande.

Le volume sortant par ruissellement du talus pour la première et la deuxième configuration sur toute la période de simulation est d'environ 40% des précipitations. Ce chiffre est beaucoup plus élevé que les résultats de l'étude réalisée par Flanagan et al., 2017. Dans cette étude, la même bande enherbée a été modélisée sous SWMM, dans laquelle la route, la bande enherbée et le talus ont été représentés par des sous-bassins versants. Dans ce modèle conceptuel, chaque sous bassin versant est considéré comme un réservoir non linéaire. Pour une période de simulation de 4 ans appliquée dans SWMM sur la bande enherbée 2, on trouve un coefficient de ruissellement de 9% à 12 %, selon l'état initial du sol. Notons que dans SWMM, les différentes couches constituant la bande et la couche sous-jacente comme la structure de la chaussée ne

sont pas toutes représentées. Le profil du sol est considéré uniforme et illimité. Cela signifie qu'une partie importante de l'eau peut s'infiltrer dans la bande sans passer au talus. En revanche, dans HYDRUS, la structure sous-jacente est soit peu perméable, soit complètement étanche, et dans les deux cas elle empêche l'eau de s'infiltrer. Pour cela une plus grande partie de l'eau ruisselle en surface et sort par ruissellement superficiel du talus.

Par ailleurs, une différence entre le volume de ruissellement simulé par HYDRUS, qui est de 40%, et les observations *in situ* peut être notée. En effet, les observations *in situ* montrent que l'eau ne sort pas fréquemment du talus. Cette observation peut être liée à un taux d'exfiltration réel plus élevé que celui simulé. Des fissures dans la structure de la chaussée et un positionnement différent de celui modélisé, peuvent augmenter le taux d'exfiltration. D'autre part, la pente de 5% fixée dans le modèle HYDRUS peut être surestimée. La pente réelle risque d'être inférieure en raison du tassement du sol causé par le piétinement.

La validation de ces simulations sur la base de la teneur en eau uniquement n'est pas suffisante. En particulier pour les valeurs de ruissellement qui ne peuvent être validées sans mesures de ruissellement superficiel.

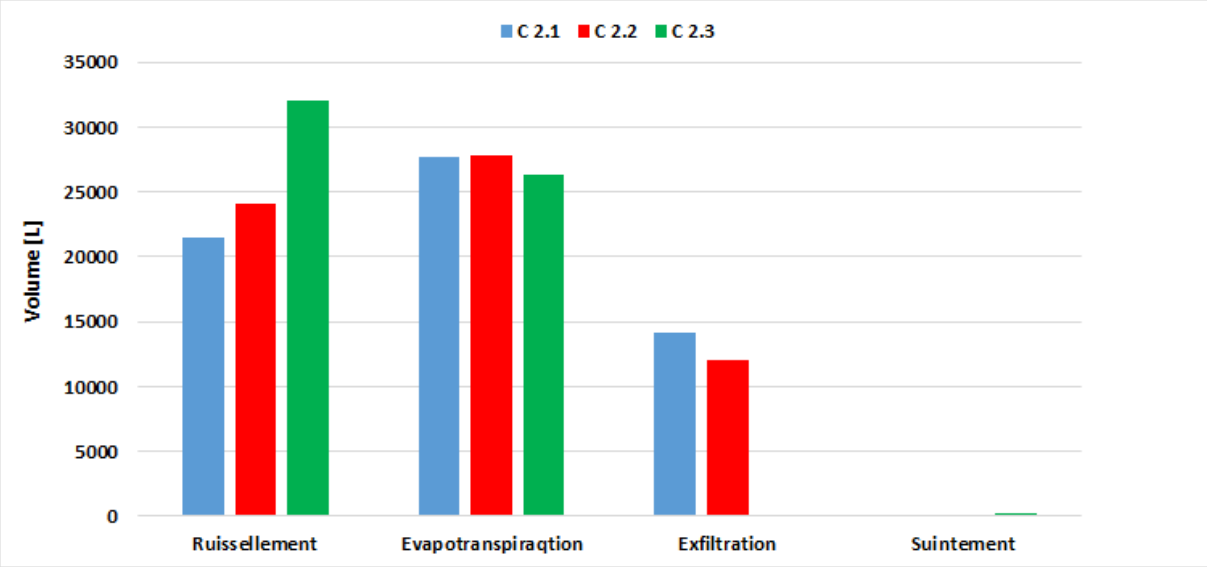


Figure 4.21. Distribution des volumes pour les trois configurations, C 2.1, C 2.2 et C 2.3, de la bande enherbée 2.

Pour les capteurs placés au bout de la bande, la configuration C 2.3 donne les erreurs les plus élevées. Cela signifie que le ruissellement de 65 % par rapport aux précipitations, obtenu par cette configuration, est surestimé. Si nous considérons uniquement les capteurs de type EC5, la première configuration a donné les erreurs les plus faibles avec un maximum de 2,5 %. Cette erreur est égale à la précision du capteur lui-même (Kanso et al., 2020). Donc la configuration qui sera retenue dans les

parties suivantes et qui sera exécutée sur une période de simulation plus longue est la première. Celle-ci considère que la structure de la chaussée est peu perméable.

4.3.3 Résultats de la modélisation de la bande enherbée 1

Les résultats de la modélisation de la bande enherbée 1 pendant la période de simulation 2, sous différentes configurations de modèles, sont présentés dans cette partie.

Mesure vs simulation (débits du drain) En premier lieu, le volume cumulé mesuré sortant de la nappe drainante de la bande a été comparé au volume cumulé modélisé pour la période entre février 2017 et mars 2017 (Figure 4.22). L'erreur sur le volume cumulé pour chaque configuration est donnée dans le Tableau 4.6. L'erreur sur le volume varie d'une configuration à l'autre. Pour les deux premières configurations, dans lesquelles la couche de drainage est représentée par une couche de sable, les erreurs sont les plus faibles. Pour les configurations C 1.1, le modèle sous-estime de 3,9 % le volume du drain mesuré. Dans cette configuration, la structure de la chaussée est considérée peu perméable. Le volume est surestimé par le modèle de 25,8% pour la configuration C 1.2, identique à la configuration C 1.1 mais dans laquelle la structure de la chaussée est complètement étanche. En effet, comme la structure est étanche, il y a moins d'eau qui sort par exfiltration (CL : drainage libre) et donc l'eau sort par le drain (CL : condition de suintement de la couche de sable). Le volume estimé par le modèle dans le cas d'une couche drainante entièrement représentée par une condition limite de suintement, configuration C 1.3, est significativement plus élevé que la valeur mesurée. D'après ces résultats, la nappe drainante ne collecte pas toute l'eau infiltrée et une partie importante de l'eau passe dans le sol sous la nappe et ensuite vers la structure de chaussée à faible perméabilité.

En ce qui concerne les débits, le coefficient NASH est calculé et indiqué dans le Tableau 4.6. Les résultats montrent, de même que pour le volume, des coefficients de Nash >0,6 pour les deux configurations C 1.1 et C 1.2. Tandis que pour la configuration C 1.3 le modèle montre des divergences importantes par rapport à la mesure, avec des NASHs négatifs. Un coefficient de NASH négatif signifie que la moyenne des valeurs mesurées prédit mieux les observations que le modèle lui-même. Par conséquent, en termes de débit, la nappe drainante est mieux représentée par une couche de sable à forte perméabilité. La considération d'une structure de chaussée sous-jacente peu perméable améliore également les résultats du modèle.

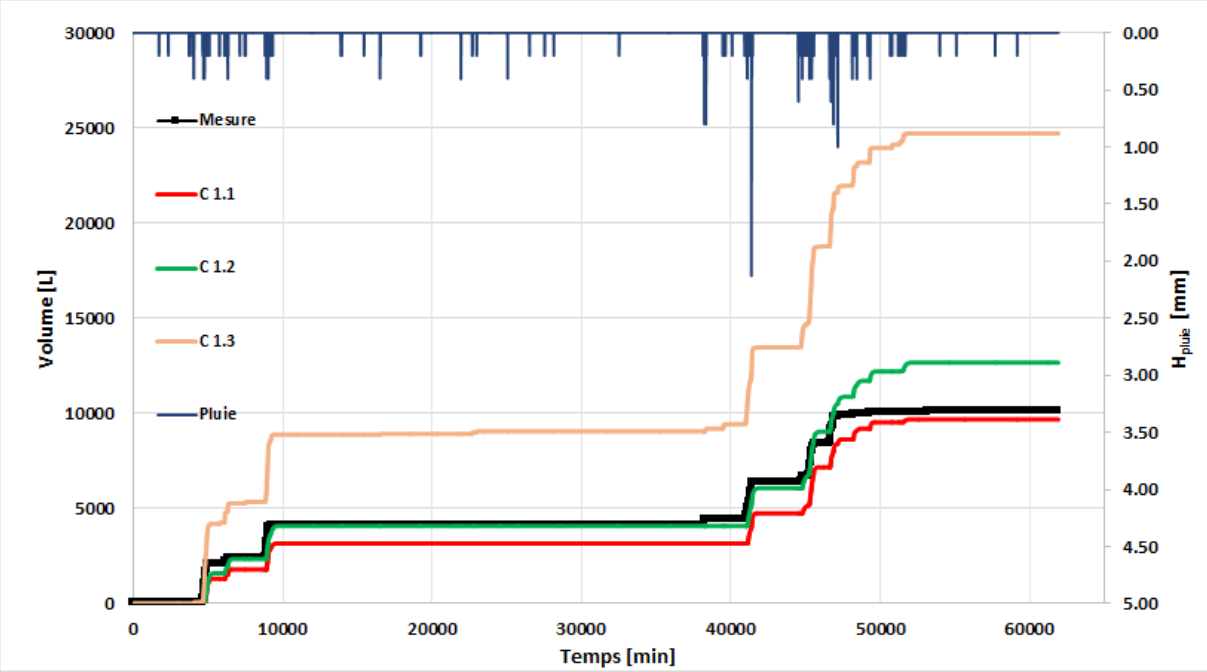


Figure 4.22. Volume cumulé sortant du drain de la bande enherbée 1. Mesuré Vs Simulé.

Tableau 4.6. Erreur sur le volume et coefficient de Nash de la simulation de la bande enherbée 1 sous différentes configurations

Configuration	C 1.1	C 1.2	C 1.3
Erreur δ [%]	-3,9	25,8	145,5
NASH	0,63	0,6	-0,98

Un zoom sur trois événements pluvieux montre les débits no cumulés sortant du drain mesurés et simulés pour toutes les configurations (Figure 4.*23*, Figure 4.*24* et Figure 4.*25*). Pour les trois événements, la configuration C 1.3 donne des résultats très divergents des mesures, avec des débits très élevés. Il est également remarquable que pour les deux premières configurations, le débit simulé plafonne à des valeurs comprises entre 400 et 500 L/h. Cela résulte de la perméabilité limitée de la couche de sable représentant la nappe drainante. Par exemple dans la Figure 4.*23*, le débit de pointe simulé est de 400 L/h alors que celui mesuré est de 1400 L/h. Dans le cas de l'évènement du 4 mars (Figure 4.*24*), ayant des débits mesurés inférieur à 600 L/h, le modèle semble bien reproduire la dynamique du débit pour les deux configurations C 1.1 et C 1.2. Les débits mesurés inférieurs à 400 L/h sont légèrement surestimés par le modèle (Figure 4.*25*, 5/3/2017 18 :00). Les hydrogrammes simulés sont plus étalés et ont des fins plus longues. Ainsi, le volume cumulé à la fin de la période de simulation est proche du volume cumulé mesuré, même si les débits mesurés et simulés sont différents.

La capacité du modèle à reproduire les pics est liée à la représentation de la nappe drainante. Celle-ci ne peut pas être reproduite exactement sous HYDRUS 2D/3D. Les résultats ont montré que la nappe drainante en réalité a un comportement plus similaire à celui d'une couche de sable, mais pas complètement. En effet, la couche de sable est limitée par une perméabilité fixe alors que le tuyau de la nappe drainante ne l'est pas, ce qui fait que le modèle sous-estime les forts débits. D'autre part, les résultats ont montré qu'une proportion importante de l'eau passe sous la nappe. Par conséquent, cette dernière ne fonctionne pas comme un simple drain et n'est pas parfaitement reproduite par une couche de sable en termes de dynamique.

De même que pour la bande enherbée 2, on constate un effet remarquable de la structure de la chaussée. La perméabilité de cette structure modifie la distribution des flux dans le système. Les résultats du volume et du débit drainé de la bande enherbée 1 , modélisé et mesuré, montrent que la structure de la chaussée a une perméabilité non négligeable et qu'une partie de l'eau infiltrée passe à travers elle.

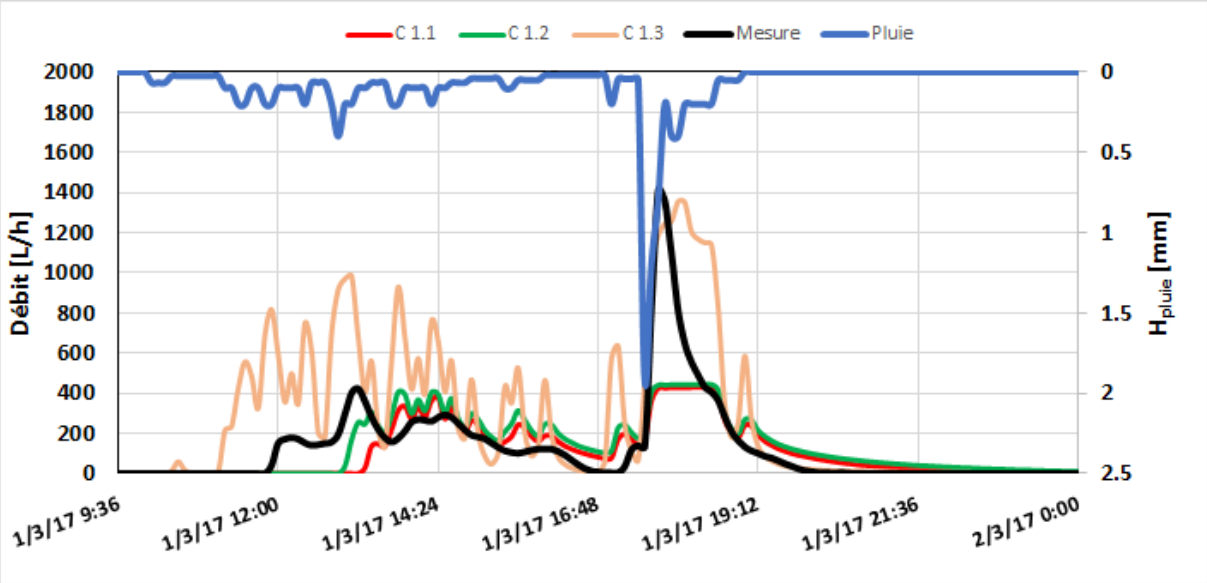


Figure 4.23. Débit du drain de la bande enherbée 1, évènement du 1er mars 2017. Mesuré Vs Simulé.

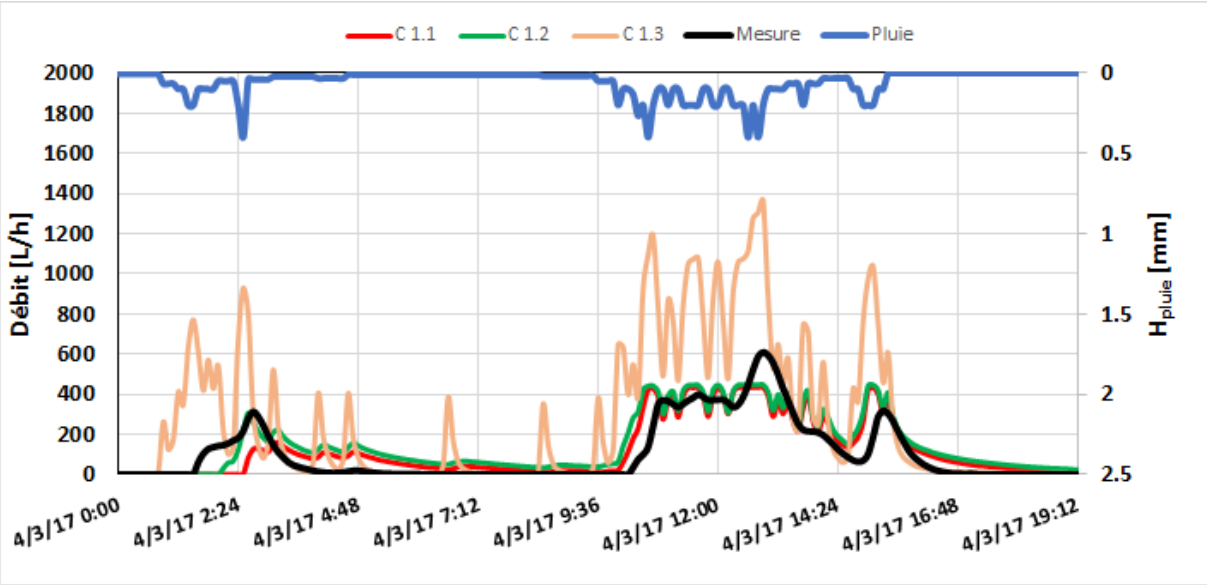


Figure 4.24. Débit du drain de la bande enherbée 1, évènement du 4 mars 2017. Mesuré Vs Simulé.

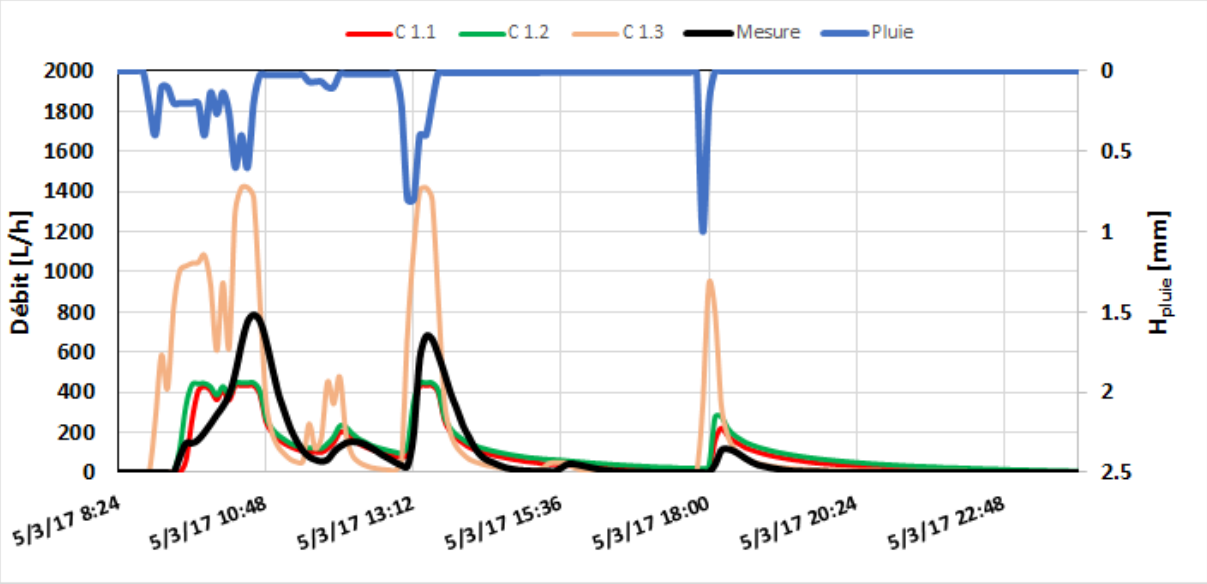


Figure 4.25. Débit du drain de la bande enherbée 1, évènement du 5 mars 2017. Mesuré Vs Simulé.

<u>Mesure vs simulation (teneur en eau)</u> En plus des volumes cumulés et des débits non cumulés, les résultats de la teneur en eau simulée pour les capteurs S1 et S5 ont été comparés aux données observées. Ces résultats sont présentés dans les Figure 4.*26* , Figure 4.*27* et Figure 4.*28* pour toutes les configurations du modèle. Le modèle a montré une assez bonne reproduction de la dynamique de la teneur en eau dans les conditions humides et sèches pour toutes les configurations. En effet, d'après la comparaison du débit du drain mesuré et simulé, la configuration C 1.3 a donné des résultats très divergents de la mesure. Alors que pour la teneur en eau, elle donne des résultats

acceptables avec un RMSE de 3,1% pour le capteur S1. Ainsi, la validation du modèle à partir des données de teneur en eau uniquement n'est pas suffisante.

On remarque également que les niveaux de teneur en eau mesurés et simulés sont identiques pour S1, alors que pour S5 il y a un écart systématique entre la mesure et le modèle. Ce comportement a aussi été remarqué pour la bande enherbée 2 et s'explique par le fait que l'eau de surface atteint moins abondamment le capteur S5 en réalité comparé au modèle en raison du tassement du sol à certains endroits.

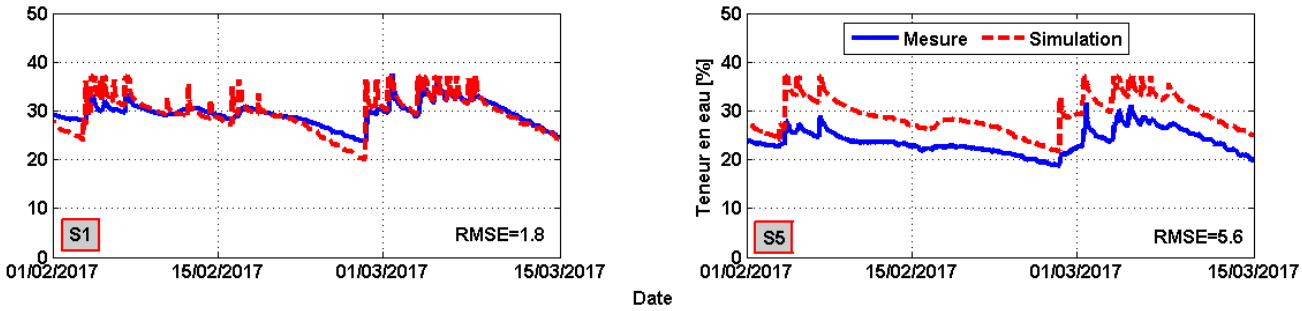


Figure 4.26. Teneur en eau aux points d'observation de la bande enherbée 1, configuration C 1.1. Mesurés Vs simulés.

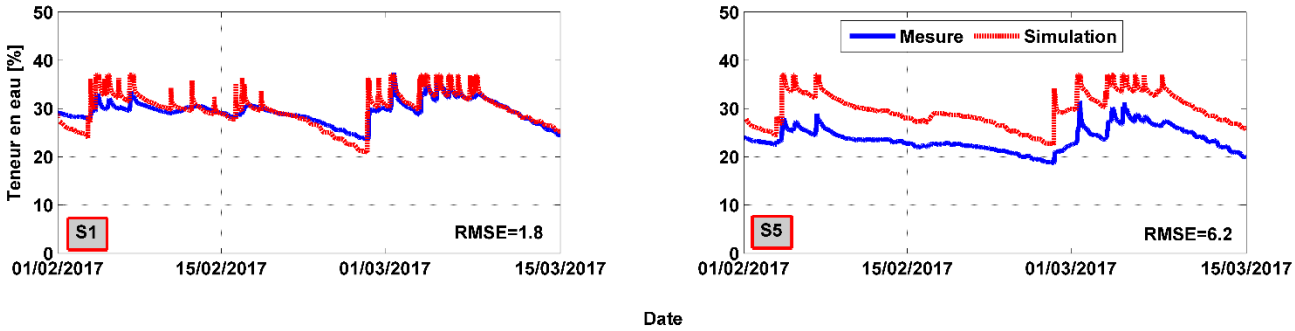


Figure 4.27. Teneur en eau aux points d'observation de la bande enherbée 1, configuration C 1.2. Mesurés Vs simulés.

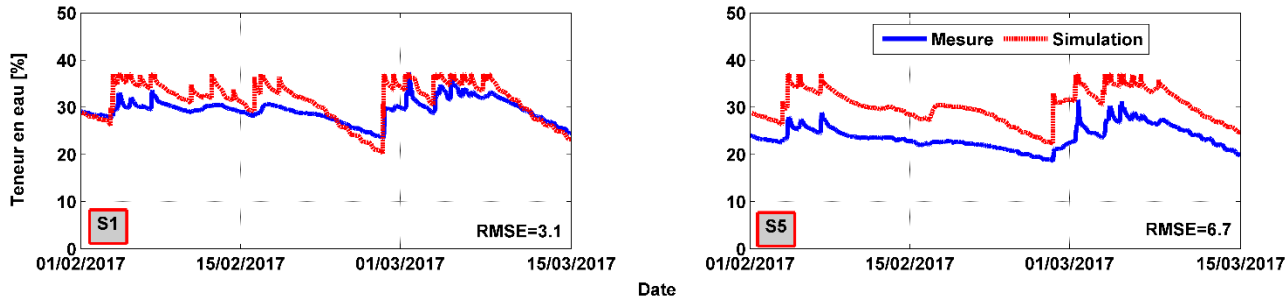


Figure 4.28. Teneur en eau aux points d'observation de la bande enherbée 1, configuration C 1.3. Mesurés Vs simulés.

Distribution des flux Les volumes cumulés des différents flux formant le bilan hydrique du système pour les toutes les configurations sont présentés dans la Figure 4.*29*. Ces flux sont le ruissellement (ce qui sort du système bande-talus), l'évapotranspiration, l'exfiltration (ce qui sort par drainage libre) et ce qui sort du drain. Pour rappel, dans les configurations C 1.1 et C 1.2, la nappe drainante est représentée par une couche de sable, et la structure de la chaussée est respectivement perméable et étanche. Dans le cas d'une structure complètement étanche, le volume de ruissellement sortant de la bande/talus et le volume sortant par le drain augmentent de 10% et 30%, respectivement, par rapport à une structure perméable. D'autre part, le volume évacué par exfiltration (drainage libre) diminue de 26%. Une structure de chaussée complétement étanche peut donc diminuer considérablement l'efficacité hydrologique de la bande enherbée à réduire le volume entrant dans l'ouvrage. Dans la configuration C 1.3, on peut remarquer un changement dans le comportement de la bande. La nappe drainante est ici représentée par une condition de suintement qui fait que la quasi-totalité de l'eau qui atteint le bas de couche du sol en mélange terre/sable sort par le drain. Le volume sortant par le drain dans ce cas vaut 47 % des précipitations. Dans cette configuration de drainage, le ruissellement devient très faible à la sortie de la bande/talus ainsi que l'exfiltration et sont égaux à 8% et 14% par rapport aux précipitations, respectivement. Le volume du drain simulé le plus proche de la mesure correspond à la configuration C 1.1.

Le volume qui sort de l'ouvrage par ruissellement de surface, pour la configuration C 1.1 est de 19% de la précipitation. Cette configuration a donné les résultats les plus proches des mesures de débit drainé et de teneur en eau. Le taux de 19% est plus important que celui trouvé par Flanagan et al., 2017 sur le même ouvrage. Dans cette dernière étude, le coefficient de ruissellement de la bande enherbée 1, correspondant au volume de ruissellement de surface du système bande/talus, est de 6 et 8% pour une période de 4 ans de pluie appliquée dans le modèle. Par conséquent, SWMM génère un volume sortant de l'ouvrage par ruissellement plus faible que celui obtenu par HYDRUS pour les deux bandes enherbées. Cette différence peut être liée à la représentation de la bande et du talus dans SWMM, comme des sous-bassins versants sans tenir compte des couches verticales du profil du sol comprenant la structure de la chaussée. Cependant, comme pour la bande enherbée 2, afin de valider le ruissellement de surface, des mesures *in situ* de ce flux sont nécessaires.

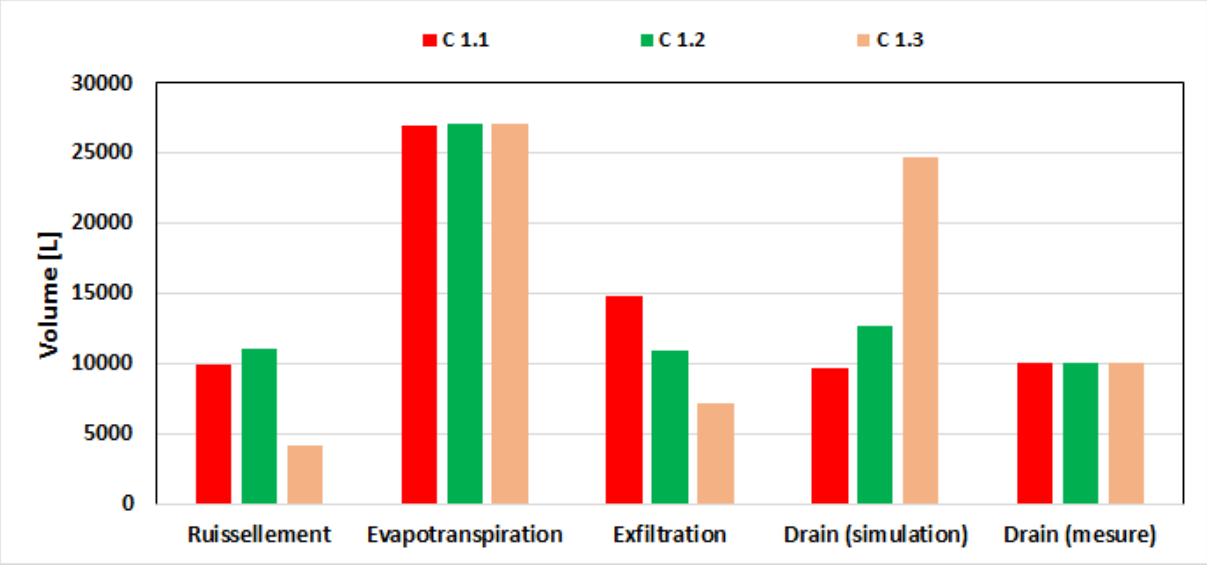


Figure 4.29. Distribution de volumes pour toutes les configurations de la bande enherbée 1.

La configuration choisie pour la bande enherbée 1 et qui sera exécutée sur une longue période de simulation est C 1.1. Cette configuration est associée à l'erreur de volume la plus faible de -3,9 % et à une valeur de NASH de 0,63.

4.3.4 Application du modèle a une simulation à long terme de la bande enherbée 2

La configuration 2.1 retenue est exécutée sur une période de 5 mois.

Mesure vs simulation (teneur en eau) La comparaison des teneurs en eau mesurées et simulées est présentée à la Figure 4.*30*. Le modèle montre, comme pour les configurations testées précédemment, une bonne corrélation entre la mesure et la simulation. Si l'on considère uniquement les capteurs EC5 S1, S2, S5 et S6, le modèle prédit la teneur en eau avec une erreur maximale de 4 %. Ceci est très proche de la précision du capteur qui est de 2,5% en absolu. Les données sur la seule teneur en eau restent insuffisantes pour évaluer le modèle.

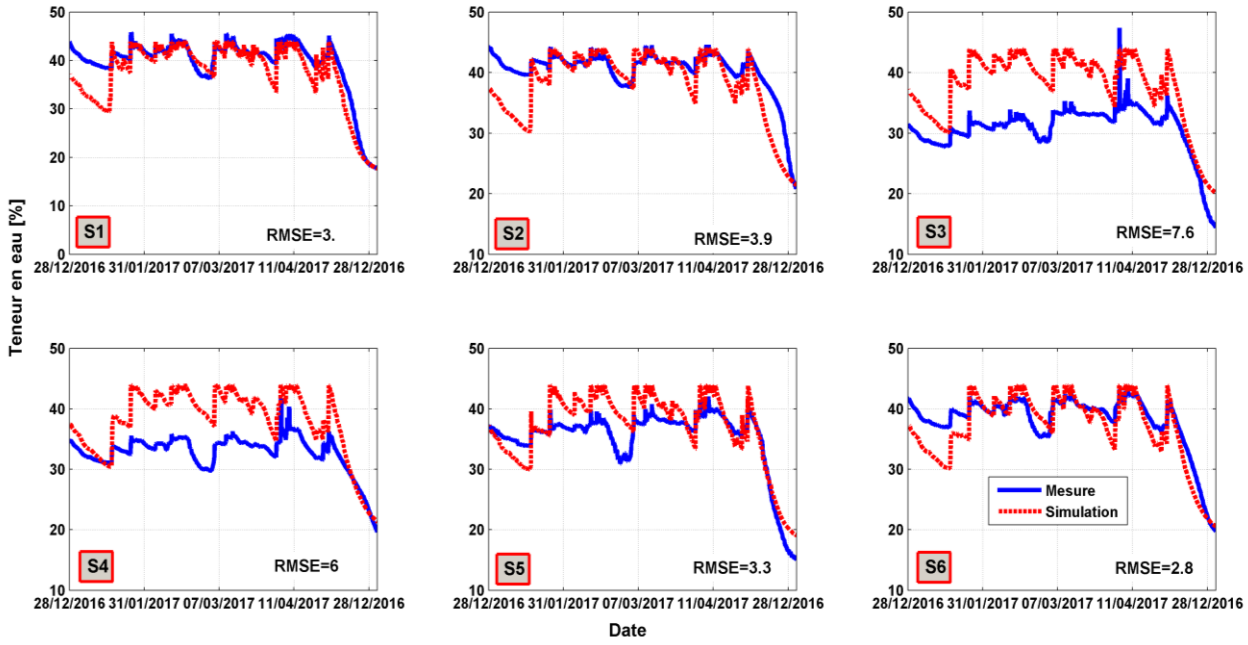


Figure 4.30. Teneurs en eau mesurées vs simulées de la bande enherbée 2, période de simulation de 5 mois.

Bilan hydrique Un diagramme circulaire des volumes de bilan hydrique simulés est présenté à la Figure 4.*31*. Ces proportions sont calculées par rapport à la précipitation tombant sur la route et l'ouvrage, en plus du volume initialement stocké dans le sol. On peut voir que 25 % de ce volume passe par le ruissellement de surface, sortant du système bande enherbée-talus. Le volume d'eau évacué par exfiltration (drainage libre) constitue également 25% du volume total. La majeure partie de l'eau s'évapore (50 %). Le volume qui sort du système par ruissellement superficiel vaut 38 % du volume entrant dans l'ouvrage par ruissellement de la chaussée ajouté au volume précipité directement sur la bande/talus.

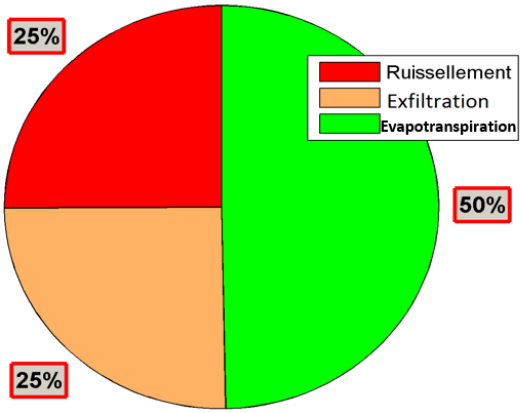


Figure 4.31. Distribution de volume dans la bande enherbée 2, période de simulation de 5 mois.

4.3.5 Application du modèle a une simulation à long terme de la bande enherbée 1

La configuration C 1.1 retenue est exécutée sur une période de 5 mois.

Mesure vs simulation (débits du drain) Les débits cumulés sortant du drain, observés et simulés sont donnés dans la Figure 4.*32*. Le modèle sous-estime le volume cumulé total à la fin de la simulation. La différence de volume par rapport aux mesures est de 16%. En ce qui concerne le débit, le coefficient de NASH est calculé sur toute la période de mesure. Ce coefficient est égal à 0,6. Le volume cumulé mesuré à la fin de la période est supérieur au volume cumulé simulé par HYDRUS. La Figure 4.*33* montre plusieurs événements pluvieux et les hydrogrammes de débit mesurés et simulés correspondants. Pour les événements dont le cumul de pluie est inférieur à 3 mm, un débit mesuré est enregistré tandis que le modèle ne répond pas. La Figure 4.*34* montre pour un évènement de 2,6 mm en cumul, un débit mesuré mais aucun débit simulé. Alors que pour des pluies > 3 mm, par exemple les pluies du 21/12/2016 et du 10/01/2017, le drain du modèle réagit mais avec un débit inférieur à celui mesuré. Le débit sortant de la couche de sable est déclenché si cette dernière est saturée sur toute sa longueur, alors un événement avec un cumul faible ne sera pas suffisant pour générer un débit sortant. Ce dernier peut aussi dépendre de l'état initial d'humidité de la couche de sable. Si la couche est saturée par les précipitations précédentes, même un faible cumul de pluie provoquera un écoulement du drain. Ceci est remarqué pour les deux derniers événements de 3,4 et 1,5 mm (Figure 4.*33*), le modèle a répondu avec un débit proche ou même supérieur aux mesures en raison de la saturation du sable par la pluie précédente. Notons également que le débit maximal simulé est limité par la conductivité hydraulique de la couche de sable.

L'événement du 1er mars 2017 confirme ces observations (Figure 4.*35*). Un retard du débit simulé est remarqué au début de la simulation, car le débit est déclenché après la saturation de la couche de sable. Le débit simulé atteint un pic autour de 400 L/h alors que le débit mesuré atteint 1400 L/h. Pour un événement de 10 mm de hauteur avec une intensité modérée de 10 mm/h (Figure 4.*36*), le débit du drain est bien reproduit par le modèle avec un coefficient de NASH de 0.7 et une erreur sur le volume de 3.6 %.

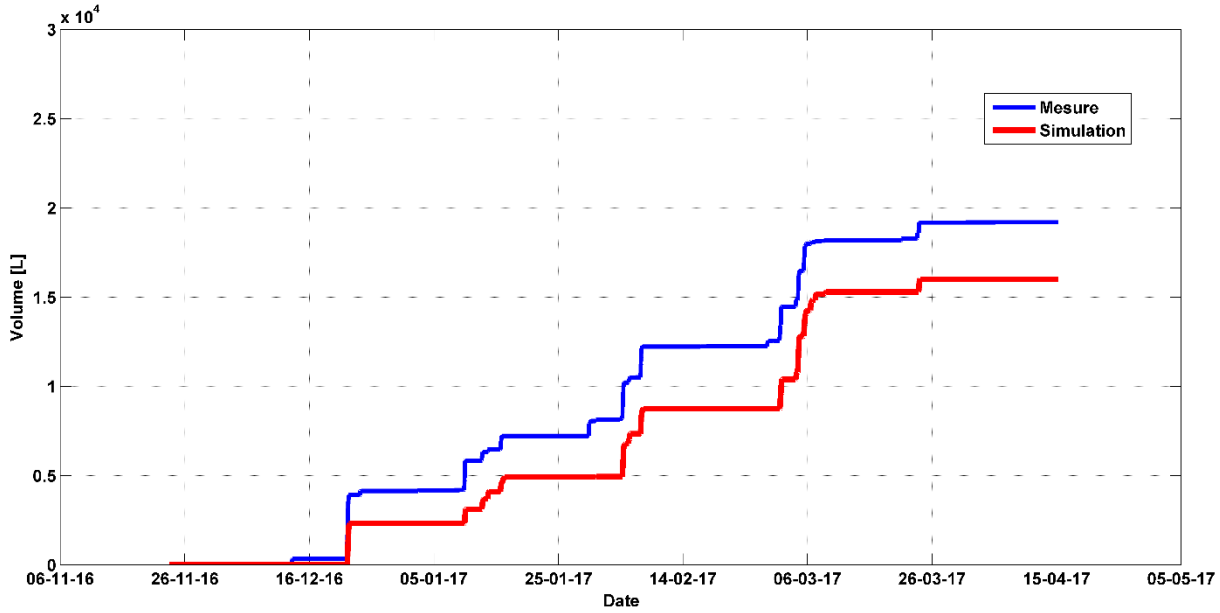


Figure 4.32. Volume cumulé simulé et mesuré de la bande enherbée 1, période de simulation de 5 mois.

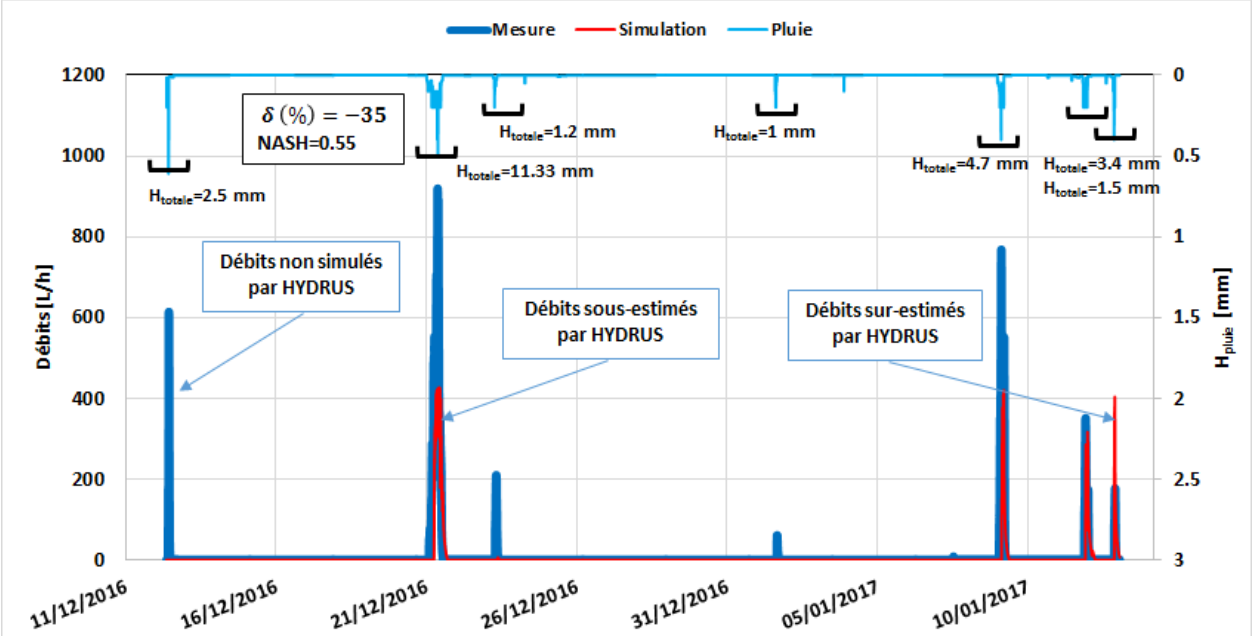


Figure 4.33. Débit simulé et mesuré de la bande enherbée 1, période de simulation de 5 mois (zoom du 11/12/2016 au 10/01/2017).

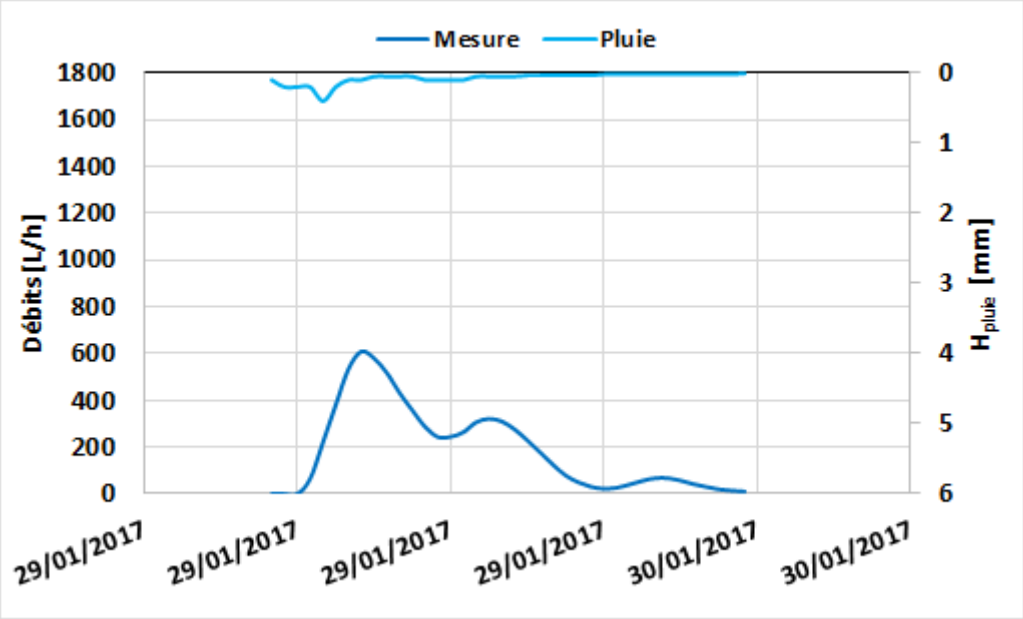


Figure 4.34. Débit simulé et mesuré de la bande enherbée 1, période de simulation de 5 mois (zoom du 20/01/2017 au 30/01/2017).

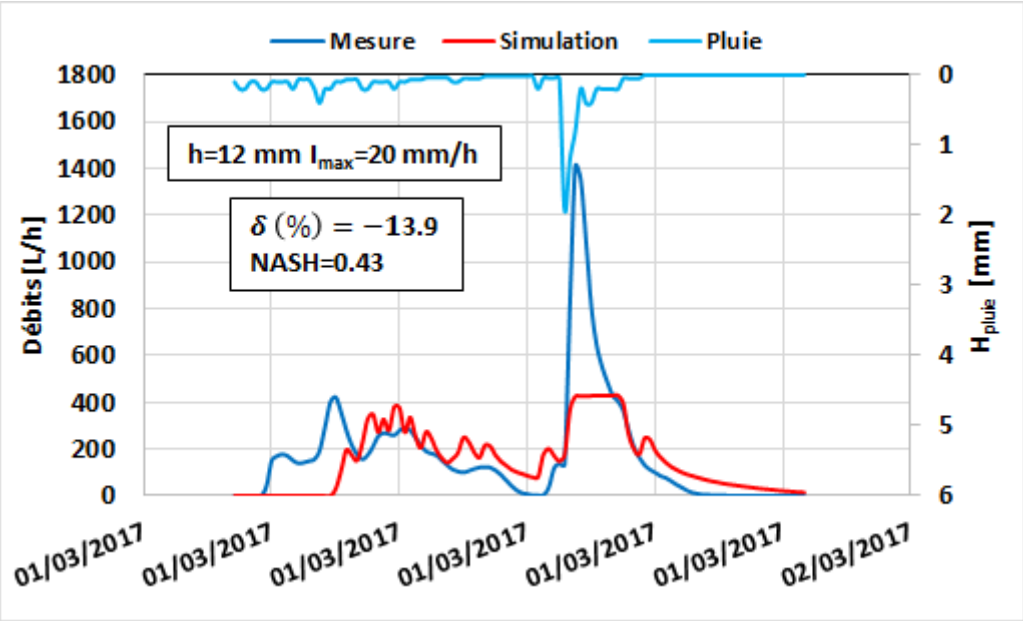


Figure 4.35. Débit simulé et mesuré de la bande enherbée 1, période de simulation de 5 mois (zoom du 01/03/2017 au 02/03/2017).

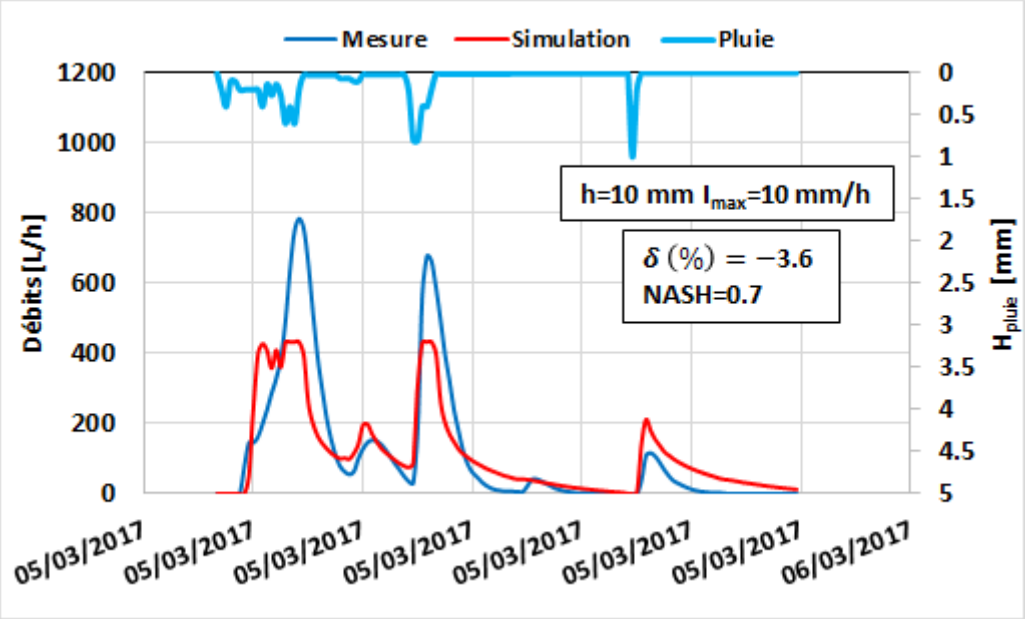


Figure 4.36. Débit simulé et mesuré de la bande enherbée 1, période de simulation de 5 mois (zoom du 05/03/2017 au 06/03/2017).

Mesure vs simulation (teneur en eau) Les teneurs en eau simulées sur la période de simulation de 5 mois montrent une erreur de 4,5 et 7,4 % par rapport aux mesures (Figure 4.37). Une erreur de 7,4 % n'est pas négligeable, mais peut être liée à des facteurs *in situ* comme mentionné précédemment plutôt qu'à une erreur de modélisation.

Les données de teneur en eau ne sont pas suffisantes pour valider le modèle. En fait, le modèle donne des résultats proches pour la teneur en eau pour toutes les configurations, alors que pour les flux, les résultats sont très différents.

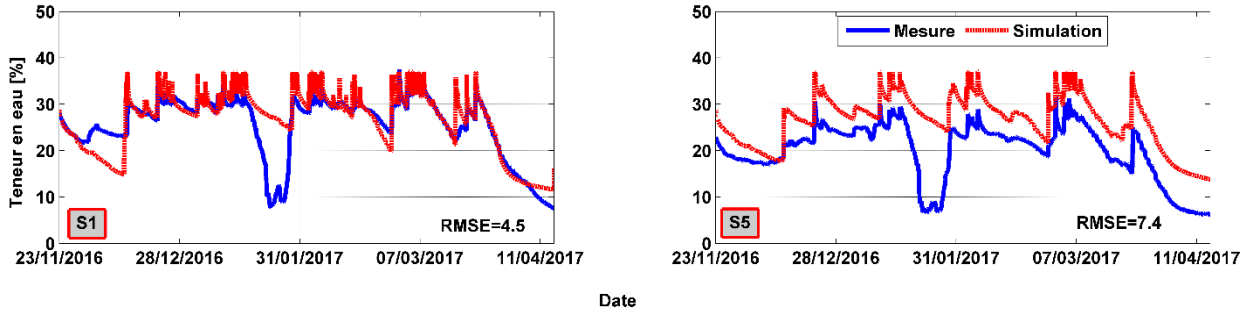


Figure 4.37. Teneur en eau mesurées vs simulées de la bande enherbée 2, période de simulation de 5 mois.

Bilan hydrique Le graphique circulaire du bilan volumétrique est donné par la Figure 4.38. Ces proportions sont calculées par rapport à la précipitation tombant sur la route et l'ouvrage, en plus du volume initialement stocké dans le sol. Le volume évacué par exfiltration est égal à 27 %. En revanche, le volume quittant le système par ruissellement de surface de 11 % a diminué par rapport à la bande enherbée 2, à cause

du type de sol qui est plus perméable et de la présence du drain, et donc l'eau s'infiltre plus facilement. Le volume d'eau sortant du drain dans le modèle, représente 13 % du volume total. Pour l'évapotranspiration, il est le même que pour la bande enherbée 2 et représente 49% du volume total. Le volume qui sort du système par ruissellement superficiel vaut 16,6 % du volume entrant dans l'ouvrage par ruissellement de la chaussée ajouté par le volume tombant directement sur la bande/talus.

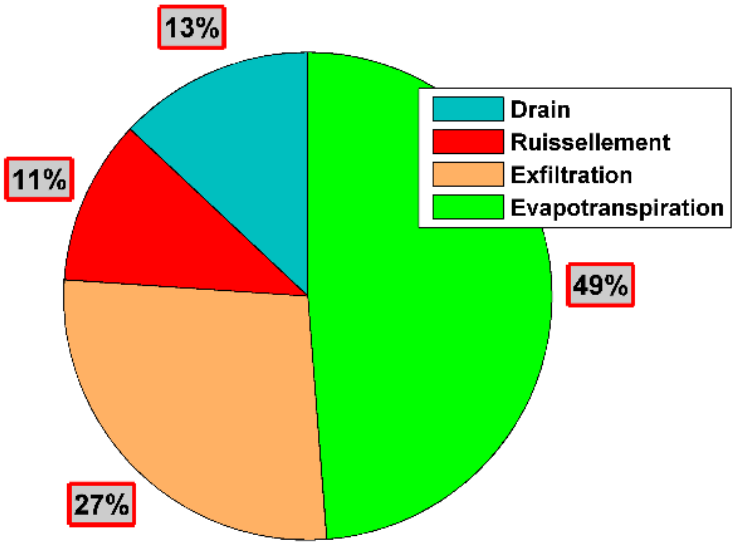


Figure 4.38. Distribution de volume dans la bande enherbée 2, période de simulation de 5 mois.

4.3.5 Bilans

Le logiciel HYDRUS-2D/3D couplé à un module de ruissellement superficiel a été utilisé pour modéliser deux bandes filtrantes végétalisées en bordure de route en région parisienne. Ce modèle a d'abord été testé par rapport à la chaussée, puis plusieurs configurations de bandes enherbées ont été testées. La validation du modèle a été basée sur des mesures *in situ*.

Les résultats de la modélisation de la chaussée ont montré une bonne corrélation avec les résultats obtenus par le logiciel EPA SWMM, qui a été validé dans la partie 3 de la thèse à partir de données mesurées *in situ*. Le module de ruissellement de surface a donné des résultats très satisfaisants, il a également été testé par d'autres études sur différentes applications. Par exemple, dans l'étude de Nanda et al., 2018, le module a été vérifié sur un site d'étude à l'échelle de la parcelle. Les résultats de cette étude ont montré que HYDRUS 2D couplé au module de ruissellement superficiel prédit de manière satisfaisante le ruissellement superficiel et la dynamique de l'eau dans le sol.

Pour la bande enherbée 2, dont la géométrie est moins complexe que celle de la bande enherbée 1, le modèle a été validé par rapport aux données de teneur en eau. Ce modèle a reproduit la dynamique générale de mouillage et de drainage du sol. L'erreur

sur l'estimation de la teneur en eau observée, en considérant les capteurs de type EC5, est de 2,5%. Sur le long terme l'erreur sur l'estimation des teneurs en eau est de 4%. En testant différentes configurations de modèles de cette bande, l'effet de la perméabilité de la structure de la chaussée sur la performance hydrologique de la bande est évalué. On constate que si la structure de la chaussée sous le limon fin est complètement étanche, le volume d'eau sortant du système par ruissellement augmente de 12 % contre une diminution de 15 % du volume sortant par exfiltration, sur une période de simulation de 1 mois et demi. La bande enherbée réduit le volume entrant dans l'ouvrage et la pluie tombant directement sur celui-ci de 62 % pour une période de 5 mois.

Pour la bande enherbée 1, le modèle a été validé en plus des teneurs en eau par rapport au débit du drain mesurés. Pour les différentes configurations testées, l'erreur minimale sur le volume cumulé en sortie de drain était de 3,9 % et le coefficient de Nash est de 0,63. Sur le long terme (période de simulation de 5 mois), ces valeurs sont respectivement de 16% et 0,6. Les débits du drain n'ont pas été parfaitement estimés en raison de la représentation de la couche de drainage dans le modèle. En effet, la nappe drainante ne fonctionne pas comme un drain parfait et n'est pas non plus parfaitement reproduite par une couche de sable en termes de dynamique. Pour certains évènements, le modèle donne quand même des résultats satisfaisants avec un coefficient de NASH de 0.7 et une erreur sur le volume de 3.6 %. Comme pour la bande enherbée 2, un effet de la perméabilité de la structure de la chaussée est trouvé. Mais cet effet est moins important quand le sol en surface est plus perméable. La présence d'une structure complétement étanche sous du limon sableux augmente le volume sortant de l'ouvrage par ruissellement de 10 %. Pour les teneurs en eau, comme pour la bande enherbée 2, le modèle a montré de bons résultats en termes d'estimation générale de la dynamique de mouillage et de séchage des sols. La bande enherbée 1 réduit le volume entrant dans l'ouvrage et la pluie tombant directement sur celui-ci de 83 % pour une période de 5 mois.

De plus, la comparaison entre les mesures et les résultats de la modélisation met en évidence un comportement inhabituel. Ce comportement pourrait être dû à un écoulement préférentiel, un tassement du sol ou une formation de bosses en surface qui favorise l'infiltration de l'eau dans certaines zones. L'écoulement d'eau préférentiel peut être provoqué par la formation de fissures entre le sol et la fondation de la route.

En conclusion, la validation de ces simulations sur la base de la teneur en eau uniquement n'est pas suffisante. Une validation de la bande enherbée 1 à partir des données de débits drainés mesurés est plus précise. Cependant, la nappe drainante n'est pas parfaitement représentée par les conditions aux limites du modèle. Les valeurs de ruissellement superficiel nécessitent donc des mesures de ruissellement pour les valider.

4 .4 Application du modèle valide sur différentes configurations de bandes enherbées

4.4.1 Introduction

Le logiciel HYDRUS a été utilisé pour analyser différents scénarios de configuration des bandes enherbées, en prenant comme référence la bande enherbée 2 mais sans la présence de la structure de la chaussée. Ce choix est d'abord basé sur la nature du sol qui est le sol naturel dans cette région et un cas général sans structure de la chaussée pour évaluer l'effet des autres éléments de conception sur la performance hydrologique de la bande. Les réponses hydrologiques modélisées ont été quantifiées en comparant les bilans volumiques cumulés. Les composantes spécifiques du bilan volumique comprennent : l'infiltration, le ruissellement superficiel et l'évapotranspiration (ce qui sort du système bande enherbée-talus). Des indicateurs de performance hydrologique comme l'abattement de volume et l'abattement de débit de pointe par le système chaussée + ouvrage sont calculés à l'échelle évènementielle pour chaque scenario. Le nombre total d'événements définis sur la période de simulation (du 23/11/2016 à 26/06/2017) et dont la hauteur totale de pluie est supérieure ou égale à 1 mm est de 35 à 38 événements, cela en fonction du scénario.

4.4.2 Les différents scenarios

Les scénarios ont été choisis pour montrer l'effet multiple de divers éléments de conception sur la performance hydrologique des bandes enherbées. Cinq paramètres sont choisis pour les simulations, dont la texture du sol, la largeur de la bande dans le sens de l'écoulement, la présence ou non de la structure de la chaussée peu perméable, la pente et le coefficient de rugosité de Manning. Ces dernières ont été sélectionnées en raison de la possibilité qu'elles puissent varier dans des conditions réelles et pour leur influence sur le fonctionnement hydrologique de la bande enherbée.

Les différents scénarios sont présentés dans le Tableau 4.7. Le scénario de référence est une bande enherbée avec la même géométrie que la bande enherbée 2. Le type de sol qui forme cette bande est le silt loam (limon fin) (USDA). La structure de la chaussée n'est pas incluse dans le modèle de référence afin que chaque élément puisse être évalué séparément sans interaction avec d'autres éléments. La Figure 4.*39* montre la configuration de référence et les conditions aux limites.

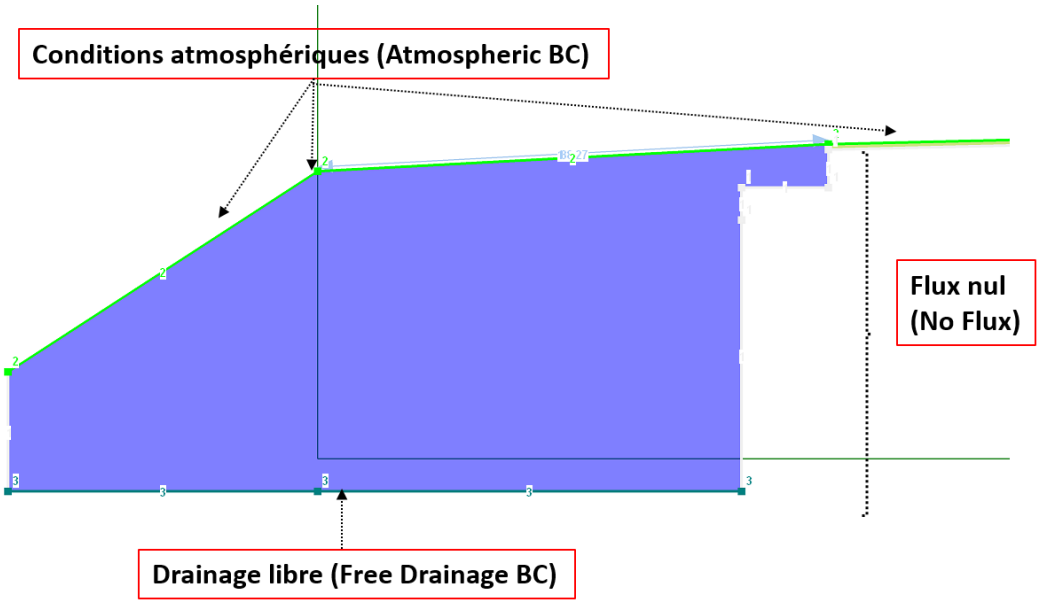


Figure 4.39. Configuration de référence et conditions aux limites

Pour les scenarios, une grande variété de textures de sol est choisie comme le loam (limon), sandy loam (limon sableux), loamy sand (sable limoneux) et clay (argile) (USDA). Ces textures peuvent être trouvées sur place selon la région d'étude. Les sols recommandés pour ce type d'ouvrage sont de type limon sableux, sable limoneux et limon, avec une conductivité hydraulique de l'ordre de 10^{-6} m/s (Clar et al., 2004). La largeur de la bande enherbée dans le sens de l'écoulement varie entre 1,9 m et 5 m, ces largeurs peuvent être appliquées le long de la route. L'effet de la structure de la chaussée est également testé en comparant la performance hydrologique de la même bande sans et avec la présence de cette base. La pente varie entre 5 et 10 % et la rugosité entre 0,03 et 0,3. Ces valeurs sont choisies en se basant sur les recommandations des guides de conception des bandes enherbées (McGreevey et al., 2004). La pente optimale pour une bonne performance de la bande est de 5 % (Washington State Departement of Transportation, 2016). Cette pente ne doit pas dépasser le 10 % (Caltrans, 2003; WSDOT, 2016). En fonction de la densité et du type de végétation, le coefficient de Manning peut varier entre 0,03 et 0,3.

Tableau 4.7. Les différents scenarios simulés sous HYDRUS 2D/3D afin d'évaluer l'effet des éléments de conception sur la performance hydrologique de la bande enherbée.

Elément de conception à évaluer	Numéro de simulation	Texture du sol (USDA)	Largeur de la bande [m]	Présence de la structure de la chaussée	Pente de la bande [%]	Coefficient de Manning n
Reference	S_0	Silt Loam	1,9	Non	5	0,03
Texture	S_1	**Loam**	1,9	Non	5	0,03
	S_2	**Sandy Loam**	1,9	Non	5	0,03
	S_3	**Loamy Sand**	1,9	Non	5	0,03
	S_4	**Clay**	1,9	Non	5	0,03
Largeur	S_5	Silt Loam	**3**	Non	5	0,03
	S_6	Silt Loam	**5**	Non	5	0,03
Structure de la chaussée	S_7	Silt Loam	1,9	**Oui**	5	0,03
Pente	S_8	Silt Loam	1,9	Non	**8**	0,03
	S_9	Silt Loam	1,9	Non	**10**	0,03
Coefficient de Manning	S_{10}	Silt Loam	1,9	Non	5	**0,1**
	S_{11}	Silt Loam	1,9	Non	5	**0,2**
	S_{12}	Silt Loam	1,9	Non	5	**0,3**

4.4.3 Effet de la texture du sol sur la performance hydrologique de la bande enherbée

La texture du sol joue sur les propriétés hydrauliques de celui-ci et donc sur l'infiltration de l'eau dans la bande enherbée. Le Tableau 4.*8* montre les paramètres de van Genuchten obtenus à partir du logiciel ROSETTA et utilisés dans HYDRUS (Schaap et al., 2001). La conductivité hydraulique à saturation de ces sols va de $1{,}2 \cdot 10^{-5}$ au maximum jusqu'au $4{,}6 \cdot 10^{-7}$ $m \cdot s^{-1}$ au minimum.

Tableau 4.8. Paramètres de Van Genuchten des textures de sol choisis pour faire les simulations

Texture du sol	θr ($cm^3 \cdot cm^{-3}$)	θs ($cm^3 \cdot cm^{-3}$)	α (cm^{-1})	n	K_s ($m \cdot s^{-1}$)	l (-)
Silt Loam	0,0755	0,4387	0,0062	1,5976	$4,6 \times 10^{-7}$	0,5
Loam	0,0609	0,3991	0,0111	1,4737	$1,4 \times 10^{-6}$	0,5
Sandy Loam	0,0387	0,387	0,0267	1,4484	$4,4 \times 10^{-6}$	0,5
Loamy Sand	0,0485	0,3904	0,0347	1,7466	$1,2 \times 10^{-5}$	0,5
Clay	0,0982	0,4588	0,015	1,2529	$1,7 \times 10^{-6}$	0,5

Les résultats des simulations dans la Figure 4.*40* ont montré un effet significatif du type de sol sur la distribution des flux dans la bande enherbée ayant la même largeur, la même pente, le même coefficient de Manning et sans la présence de la structure de la chaussée. L'infiltration de l'eau dans le sol est principalement liée à sa conductivité hydraulique. Pour illustrer, une augmentation de la conductivité hydraulique saturée de $4,6 \cdot 10^{-7}$ $m \cdot s^{-1}$ (Silt loam) à $1,2 \cdot 10^{-5}$ $m \cdot s^{-1}$ (Loamy Sand) a entraîné une augmentation de l'infiltration dans le sol de 38 %. Le volume d'eau évapotranspiré montre une sensibilité à la teneur en eau à saturation du sol. En effet, ce taux est affecté par la capacité de rétention d'eau par le sol, qui varie en fonction des dimensions des particules et de la porosité. Pour un sol argileux, formé de particules fines l'évapotranspiration est de 136 m^3. En revanche, pour le limon sableux ayant une réserve utile en eau (différence entre l'humidité à la capacité au champ et l'humidité au point de flétrissement permanent) plus importante que celle du sol argileux, ce volume est 50% plus important.

Le sol argileux, dont la conductivité hydraulique à saturation est légèrement supérieure à celle du limon fin, présente cependant un taux d'infiltration inférieur à ce dernier de 4 %. Ceci peut être lié à la teneur en eau initiale du sol. En effet, dans l'étude de García-Serrana et al., 2017, pour une même bande enherbée et même débit entrant, l'infiltration augmente avec la diminution de la teneur en eau initiale. Comme la capacité au champ et la teneur en eau à saturation de l'argile sont plus grandes que celles du limon fin, il est probable qu'elle soit plus saturée au début de chaque événement. Ainsi, le taux d'infiltration de l'argile est le plus faible parmi les autres sols. Le volume qui sort de l'ouvrage par ruissellement dépend de la quantité d'eau infiltrée et évapotranspirée. Par exemple, pour l'argile dont les taux d'infiltration et

d'évapotranspiration sont les plus faibles, le ruissellement correspondant est le plus élevé et vaut 100 m³.

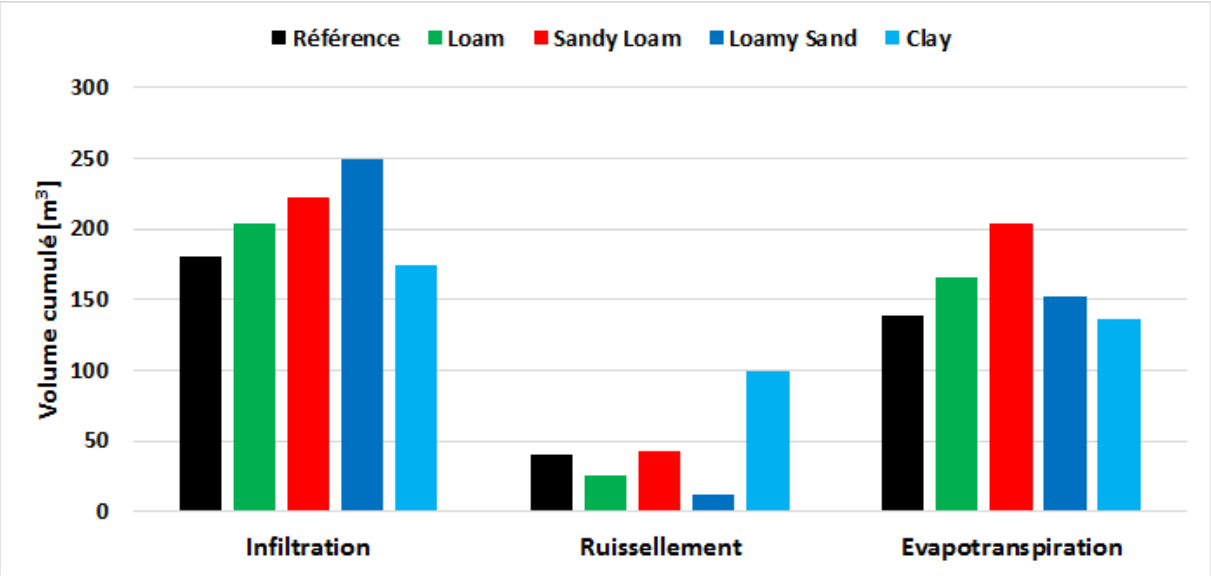


Figure 4.40. Distribution des flux : infiltration, ruissellement et évapotranspiration, sur toute la période de modélisation obtenus par la simulation de différents scénarios avec des textures de sol différentes.

La répartition des flux dans l'ouvrage se traduit par sa capacité à réduire le volume (Figure 4.*41*) et les débits de pointe (Figure 4.*42*). Le volume est réduit principalement par infiltration et en second lieu par évapotranspiration. Un effet significatif de la capacité d'infiltration du sol sur la réduction du volume peut donc être constaté. Une augmentation de la conductivité hydraulique du sol de $4{,}6 \cdot 10^{-7}$ m·s^{-1} (Limon fin) à $1{,}2 \cdot 10^{-5}$ m·s^{-1} (Loamy Sand) cause une augmentation du volume évènementiel de 76,3 % à 100%. Pour un sol de type sable limoneux, l'ouvrage abat presque complètement le volume entrant dans l'ouvrage. Pour 31 événements sur un total de 37, ce qui représente 84% des événements, le volume est complètement abattu. Cet ouvrage, même pour un sol argileux, réduit le volume de 64 % en médiane pour plus de 30 événements étudiés. Toutefois, ce sol a montré un effet limité pour 32% du nombre total d'événements, pour lesquels presque tout ce qui entre dans la bande sort de celle-ci. Pour ces événements, la condition d'humidité initiale du sol était proche de la saturation.

La variation de la réduction des débits de pointe en fonction de la texture du sol est présentée dans la Figure 4.*42*. Le débit de pointe entrant dans le système correspond à l'intensité maximale de la pluie sur un pas de temps de 6 minutes, et le débit de pointe sortant du système est le débit maximal du ruissellement superficiel sortant de la bande/talus. La variation de la réduction des débits en fonction de la texture du sol est

similaire à la variation de la réduction du volume avec celle-ci. Pour illustrer, l'argile a enregistré la plus faible réduction parmi les sols, tandis que le sable limoneux a enregistré les valeurs les plus élevées, avec un abattement évènementiel médian des débits de pointes de 35,9 et 100 % respectivement.

La réduction du volume et du débit de pointe sont optimaux pour les trois types de sol recommandés dans la littérature. Ces trois types de sol sont limon sableux, sable limoneux et limon (Clar et al., 2004). Pour ces derniers, la réduction du volume et la réduction du débit de pointe sont supérieures à 98% et 89%, respectivement.

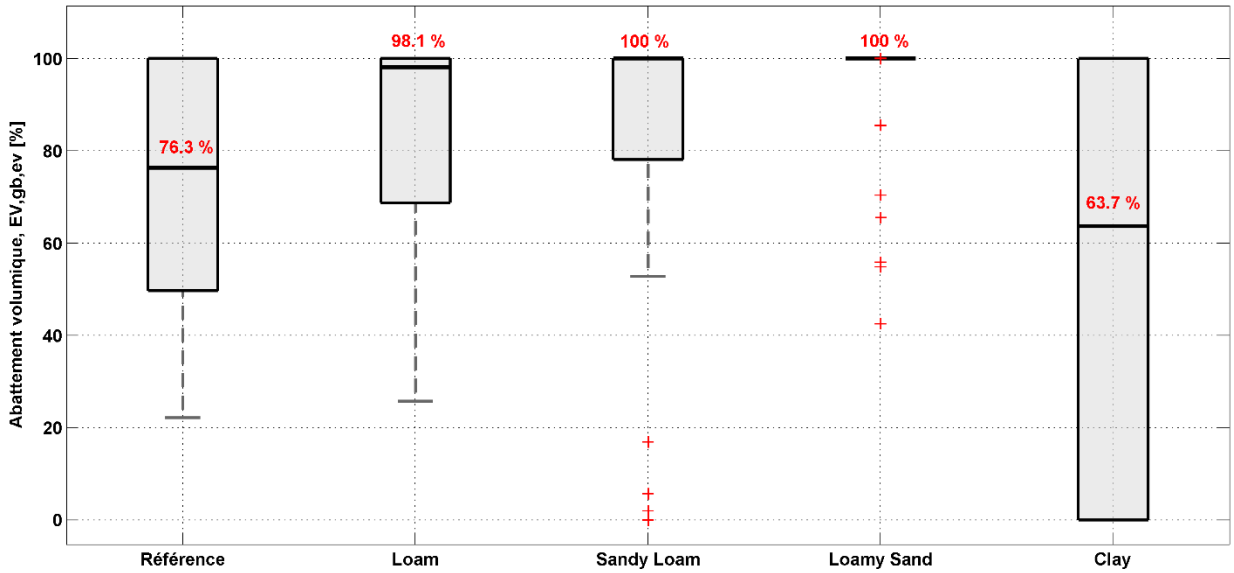


Figure 4.41. Box plot des abattements de volume de l'ouvrage en % à l''échelle évènementielle pour les différents scenarios avec des textures de sol différentes.

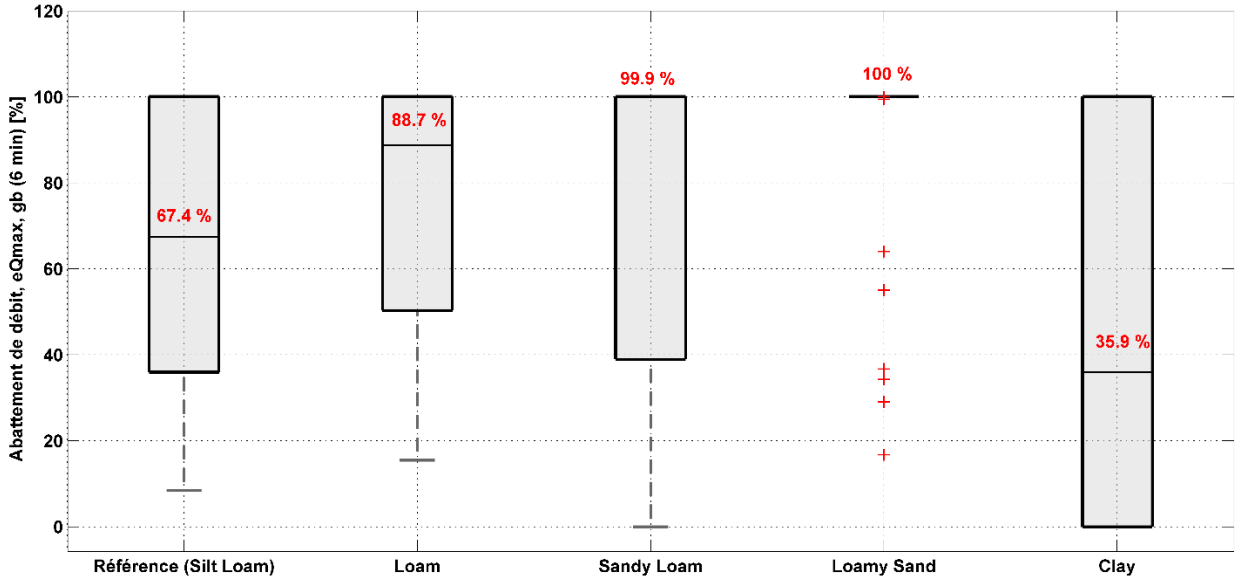


Figure 4.42. Box plot des abattements de débit de pointe de l'ouvrage en % à l''échelle évènementielle pour les différents scenarios avec des textures de sol différentes.

4.4.4 Effet de la largeur de la bande sur la performance hydrologique

L'effet de la largeur de la bande enherbée est testé dans cette partie, en fixant les autres facteurs. Cette largeur varie de 2 à 5 m. Les résultats ont montré que la largeur semblait avoir un effet sur l'infiltration, le ruissellement et l'évapotranspiration de l'eau à la surface de la bande (Figure 4.*43*). En effet, une augmentation de largeur de 2 à 3 m a augmenté la quantité infiltrée de 11%. De même, une augmentation de 2 à 5 m a augmenté cette quantité de 39%. D'autre part, le ruissellement a diminué de 12 % et de 29 % pour une augmentation de 1 m et de 3 m dans la largeur de la bande, respectivement. Pour le même type de sol, l'évapotranspiration augmente de 36 % avec l'augmentation de la largeur de la bande de 2 à 5 m.

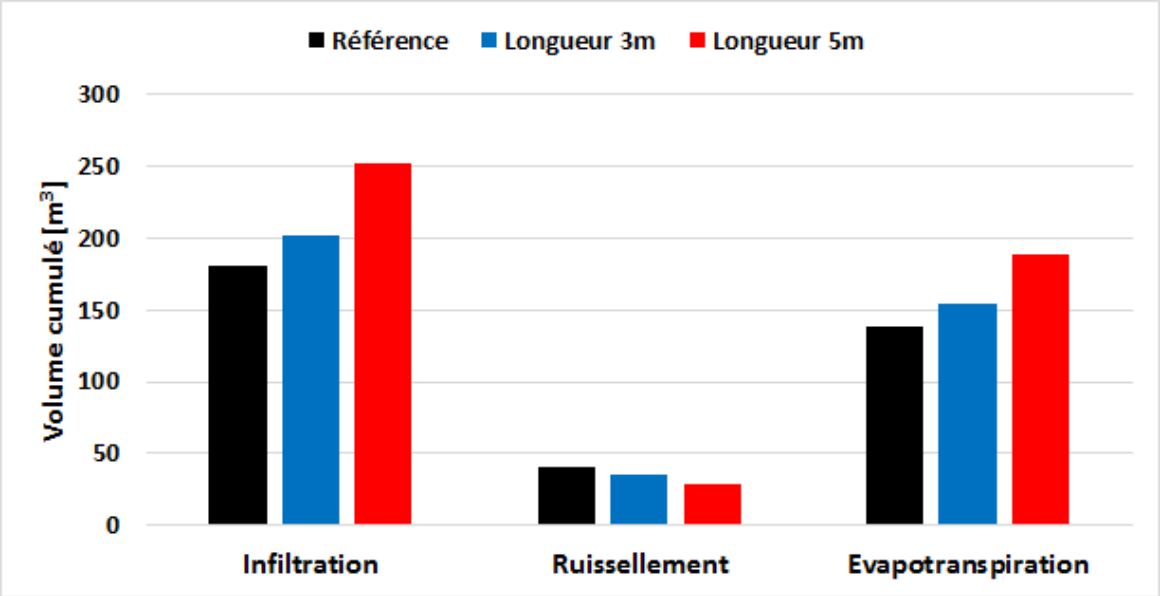


Figure 4.43. Distribution des flux : infiltration, ruissellement et évapotranspiration, sur toute la période de modélisation obtenus par la simulation de différents scénarios avec des largeurs différentes.

Les Figure 4.*44* et Figure 4.*45* montrent les réductions de volume et de débits évènementiels sous forme de box plot, respectivement, en fonction de la largeur de la bande. Nous constatons que pour toutes les largeurs, plus de la moitié des événements sont réduits de plus de 76% en volume. Une bande enherbée plus longue réduit plus efficacement le volume d'eau entrant. Par exemple, une augmentation de la largeur de 2 m à 5 m accroît la médiane de la réduction du volume due aux événements de 76,3 % à 99,6 %. Ce constat a également été trouvé Abu-Zreig, 2001. Une augmentation de la largeur de la bande de 2 m à 10 m a causé une augmentation de la réduction du volume de 20 à 62 %. La largeur de la bande est considérée comme l'un des principaux facteurs affectant la performance hydrologique de ce type d'ouvrage (Knight et al., 2013 ; Le Bissonnais et al., 2004). Une relation linéaire est constatée entre la largeur et la réduction du volume total sur l'ensemble de la période de mesure (Figure 4.*46*). Une

augmentation de la largeur de 1 m contribue à une réduction supplémentaire du volume de 2,5 % sur une période de 7 mois.

Concernant les réductions du débit de pointe, plus la bande est large, plus la réduction des débits de pointe est importante. Pour les largeurs de 2, 3 et 5 m, les médianes des réductions sont respectivement de 67,4, 81,8 et 96,4 %. Les intervalles minimum et maximum de ces indicateurs deviennent plus étroits avec l'augmentation de la largeur de la bande. Ce qui signifie que la performance de la bande tend à devenir plus stable indépendamment de l'événement et de l'état initial du sol.

Pour la bande enherbée d'une largeur de 5 m, 29 et 25 événements sur 37 sont réduits de plus de 70% en volume et en débit, respectivement. La réduction du volume et du débit de pointe, correspondant à cette largeur, sont respectivement de 99,6 et 96,4 % en médiane. Selon Barrett et al., 2004, une bande d'une largeur de 5 m ou plus présente des performances hydrologiques et épuratoires prometteuses (Barrett et al., 2004). Ainsi, si l'espace le permet en bordure de route, une bande de largeur de 5 m ou plus permet de gérer efficacement le ruissellement routier.

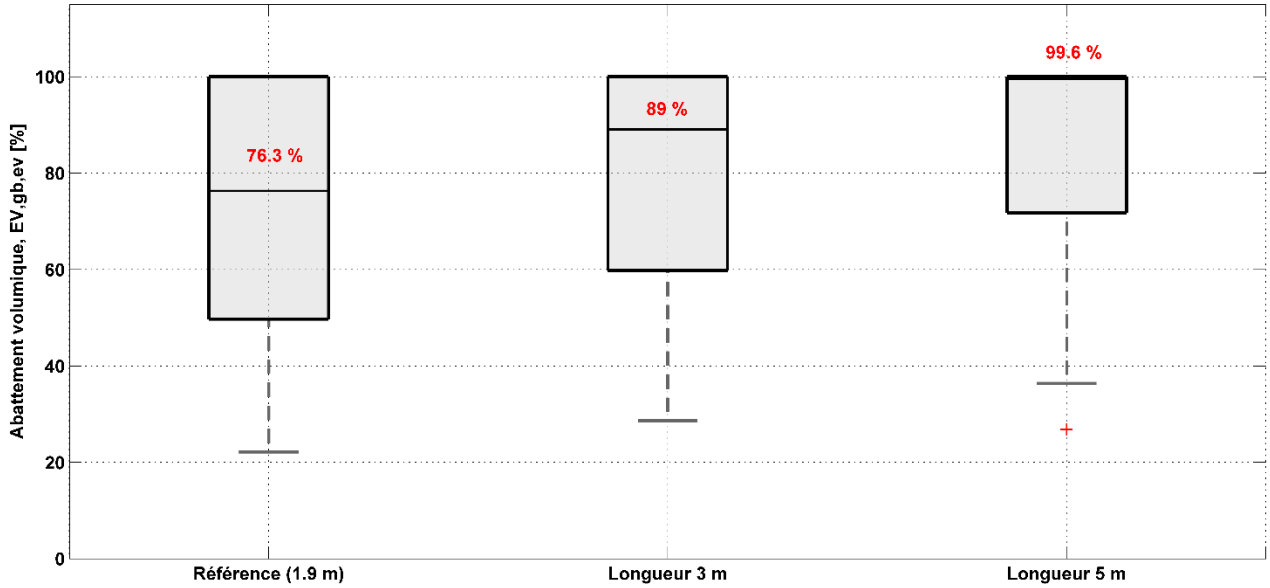


Figure 4.44. Box plot des abattements de volume globaux de l'ouvrage en % à l''échelle évènementielle pour les différents scénarios avec des largeurs différentes.

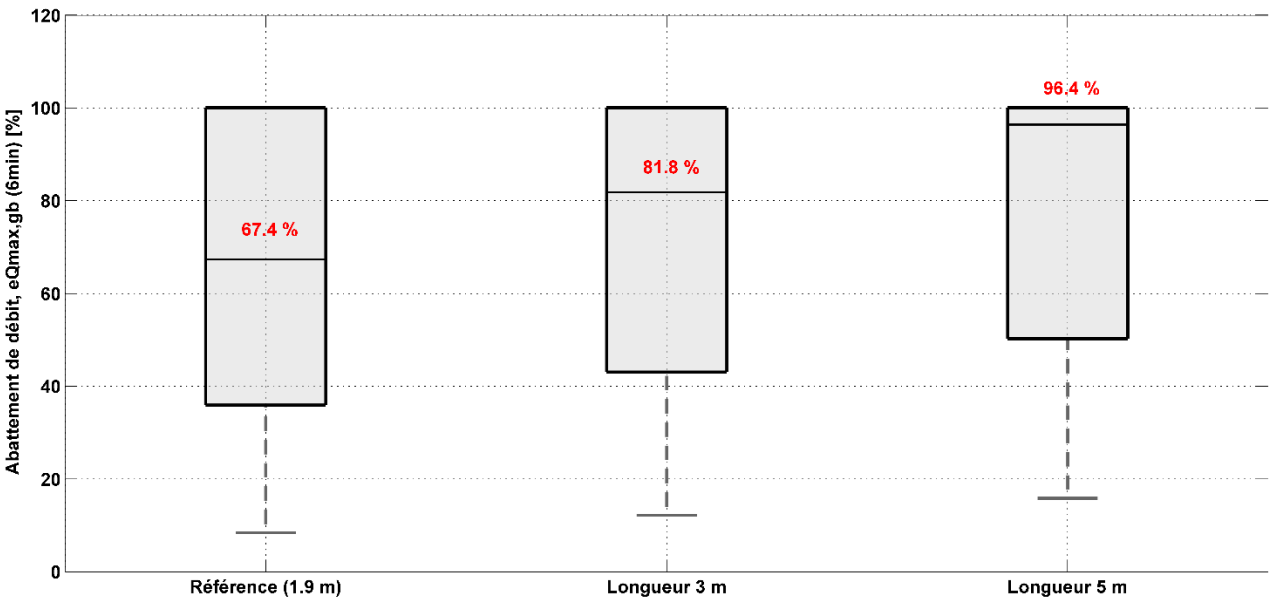


Figure 4.45. Box plot des abattements de débit de pointe globaux de l'ouvrage en % à l''échelle évènementielle pour les différents scénarios avec des largeurs différentes.

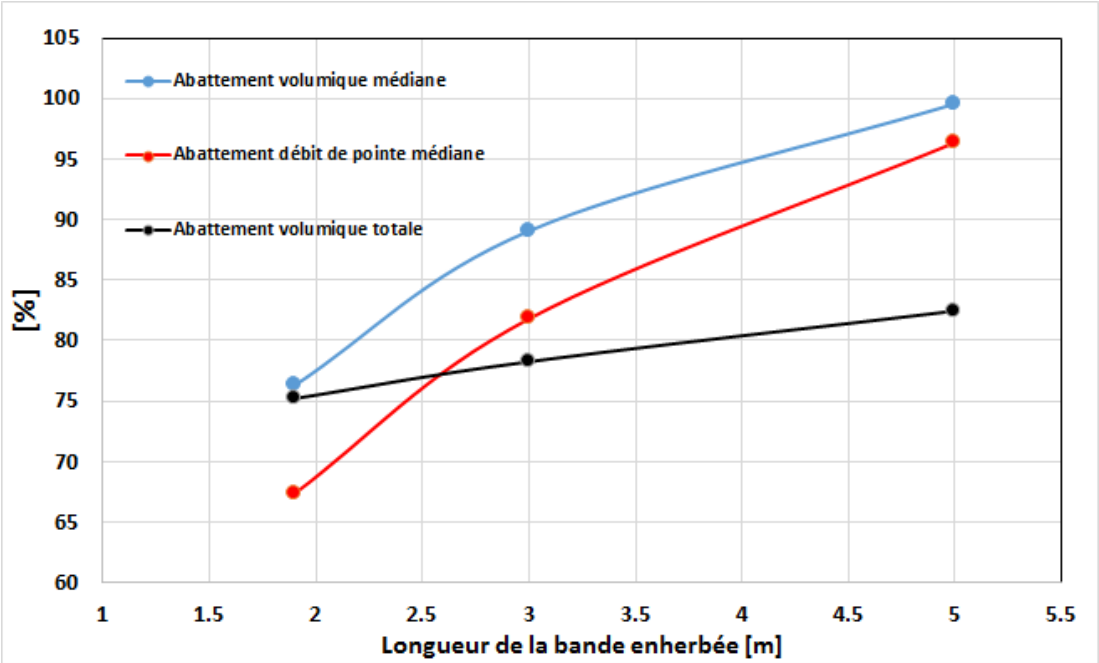


Figure 4.46. Abattement de volume et de débit de pointe événementiels (médianes), et abattement total sur toute la période en fonction de la largeur de la bande enherbée.

4.4.5 Effet de la structure de la chaussée sur la performance hydrologique

La structure de la chaussée formée par le sol traité avec des liants hydrauliques constitue une couche peu perméable située sous la couche de sol de surface. Dans cette section, nous cherchons à évaluer l'effet de la présence de cette structure sur le bilan

volumique de la bande et sur sa performance hydrologique en termes de réduction du volume entrant et du débit de pointe.

La Figure 4.*47* montre que la présence de la structure sous la couche de surface a réduit le volume d'infiltration de 14% sur toute la période de simulation. Le sol de surface choisi est le sol utilisé dans la configuration de référence, le limon fin. Ce sol a une faible perméabilité de $4{,}6 \cdot 10^{-7}$ m/s, ce qui n'est pas trop différent de la structure de la route qui a une perméabilité de 10^{-7} m/s. Par conséquent, la réduction du volume infiltré n'est pas très importante. De plus, une augmentation du volume évapotranspiré est constatée avec la présence de la structure de chaussée. En effet, la présence de la structure peu perméable sous le sol de surface cause une augmentation de son humidité. Ainsi les taux d'évapotranspiration augmentent. Concernant le volume de ruissellement, aucune différence remarquable n'est notée entre les deux configurations.

Cette distribution des flux implique une réduction de volume similaire dans les deux cas (Figure 4.*48*). Avec une petite augmentation de 4% en présence d'une structure, due à l'augmentation du taux d'évapotranspiration. En ce qui concerne la réduction du débit de pointe, l'impact de la structure est presque nul (Figure 4.*49*). Si le sol de surface a une conductivité à saturation plus élevée, l'effet de la structure de chaussée risque d'être plus important.

La bande enherbée présente une bonne efficacité à réduire les volumes et les débits de pointe même avec une couche sous-jacente de faible perméabilité. Par conséquent, la couche de surface conditionne fortement le débit d'infiltration annuel.

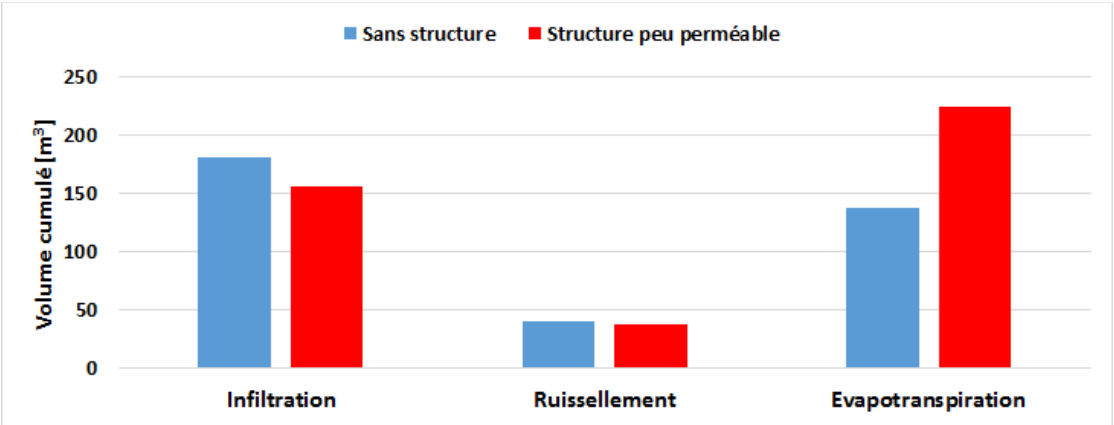


Figure 4.47. Distribution des flux : infiltration, ruissellement et évapotranspiration, sur toute la période de modélisation obtenus par la simulation de différents scénarios avec et sans structure de la chaussée.

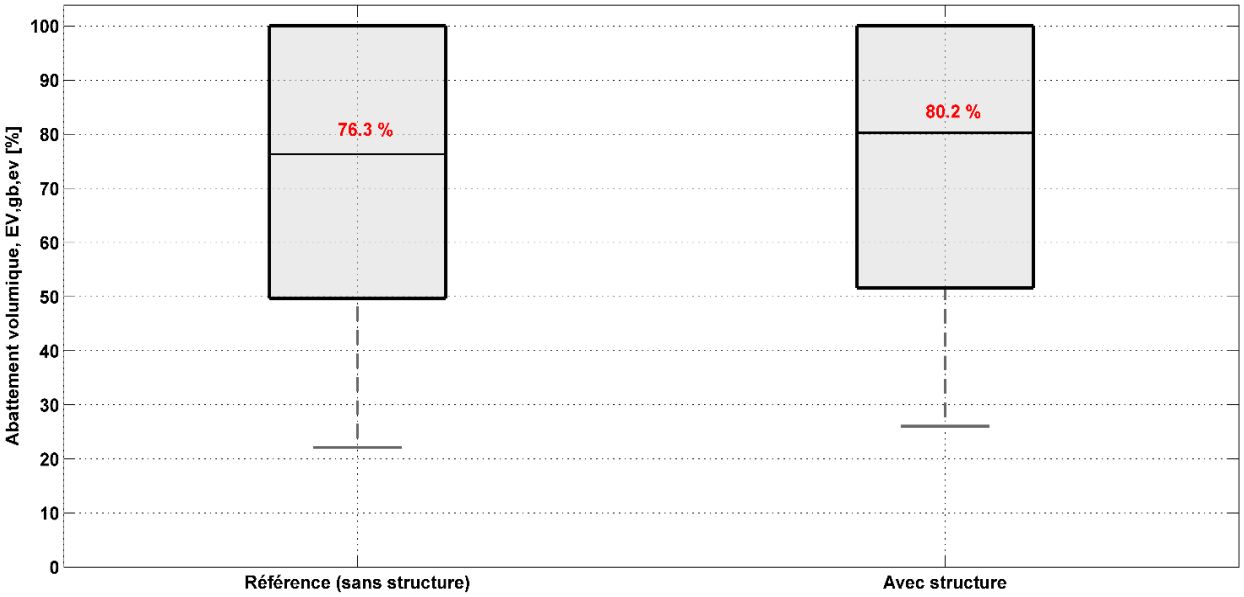


Figure 4.48. Box plot des abattements de volume globaux de l'ouvrage en % à l''échelle évènementielle pour les différents scénarios avec et sans structure de la chaussée.

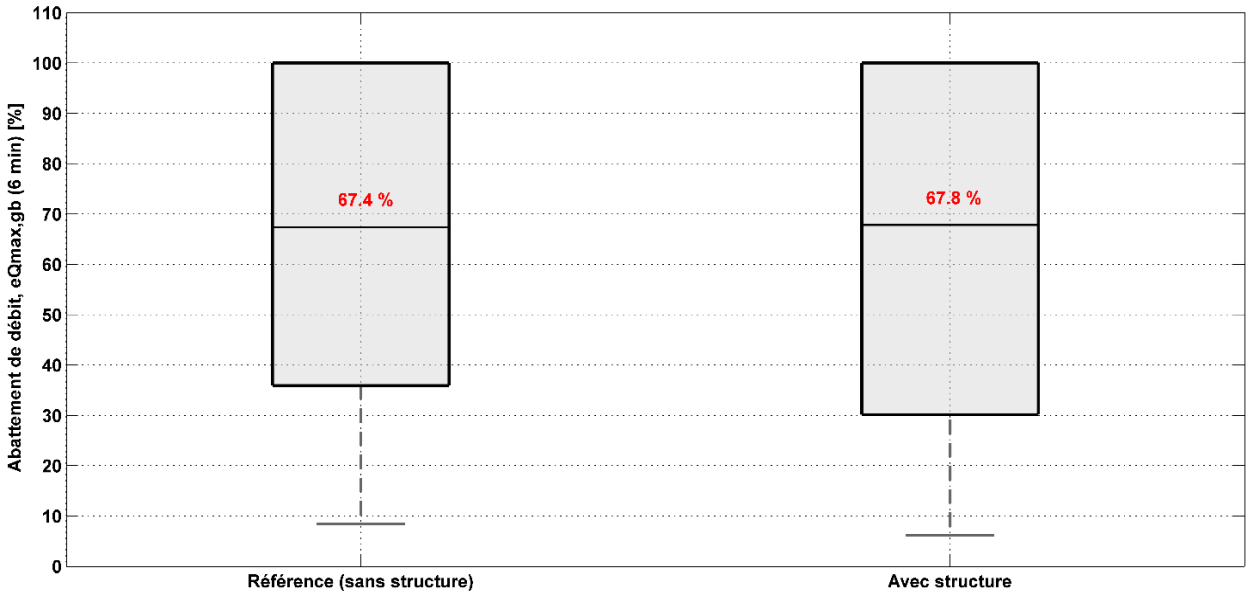


Figure 4.49. Box plot des abattements de débit de pointe globaux de l'ouvrage en % à l''échelle évènementielle pour les différents scénarios avec et sans structure de la chaussée.

4.4.6 Effets de la pente sur la performance hydrologique

Dans cette partie, 2 scénarios sont testés en plus du scénario de référence. La pente est égale dans chacun d'eux à 8 et 10%. Pour les volumes infiltrés cumulés, l'effet relatif est presque nul (Figure 4.*50*). Le rôle de la pente est un peu plus prononcé, en valeur relative, pour les volumes de ruissellement cumulés, surtout pour la bande ayant une

pente de 10 %. L'augmentation de la pente de 5 à 10 % a augmenté le volume de ruissellement de 5 %. A l'échelle de l'événement, la réduction du volume (Figure 4.*51*) et la réduction du débit de pointe (Figure 4.*52*) sont quasi-identiques, quelle que soit la valeur de la pente. Cette bande réduit le volume et le débit de pointe pour la majorité des événements de plus de 76 % et 64 %, respectivement.

Ce résultat a été trouvé par plusieurs études de modélisation examinant l'impact de différents éléments de conception sur la performance hydrologique des bandes enherbée. En effet, selon Deletic, 2001, le volume sortant de l'ouvrage n'est pas sensible à la pente de la bande dans le sens de l'écoulement. De même, dans l'étude de Flanagan et al., 2017, ce paramètre a montré un effet négligeable, voire nul, sur la réduction de volume assurée par la structure. L'effet de ce paramètre peut être plus important dans le cas d'un sol à forte conductivité hydraulique.

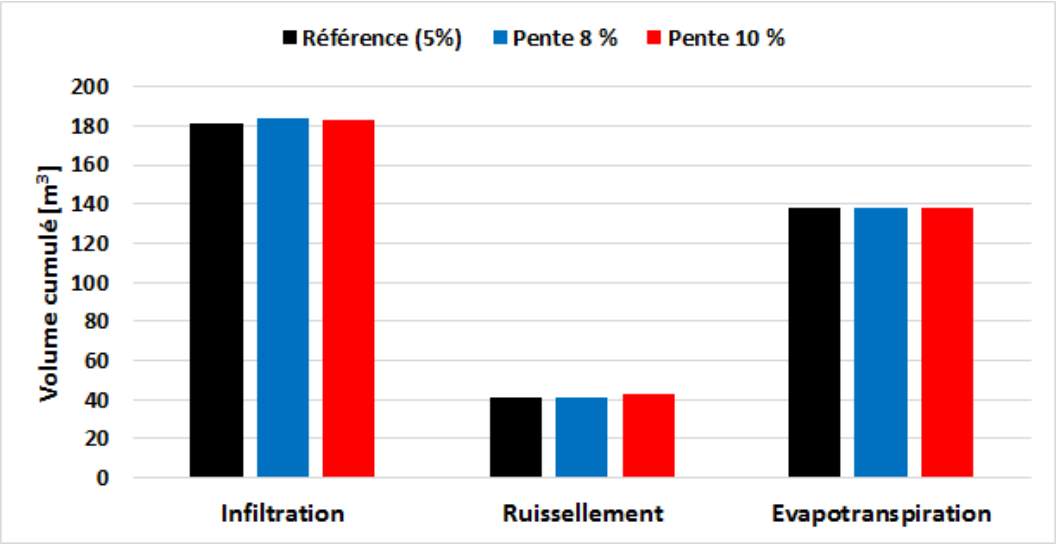


Figure 4.50. Distribution des flux : infiltration, ruissellement et évapotranspiration, sur toute la période de modélisation obtenus par la simulation de différents scénarios avec des pentes différentes.

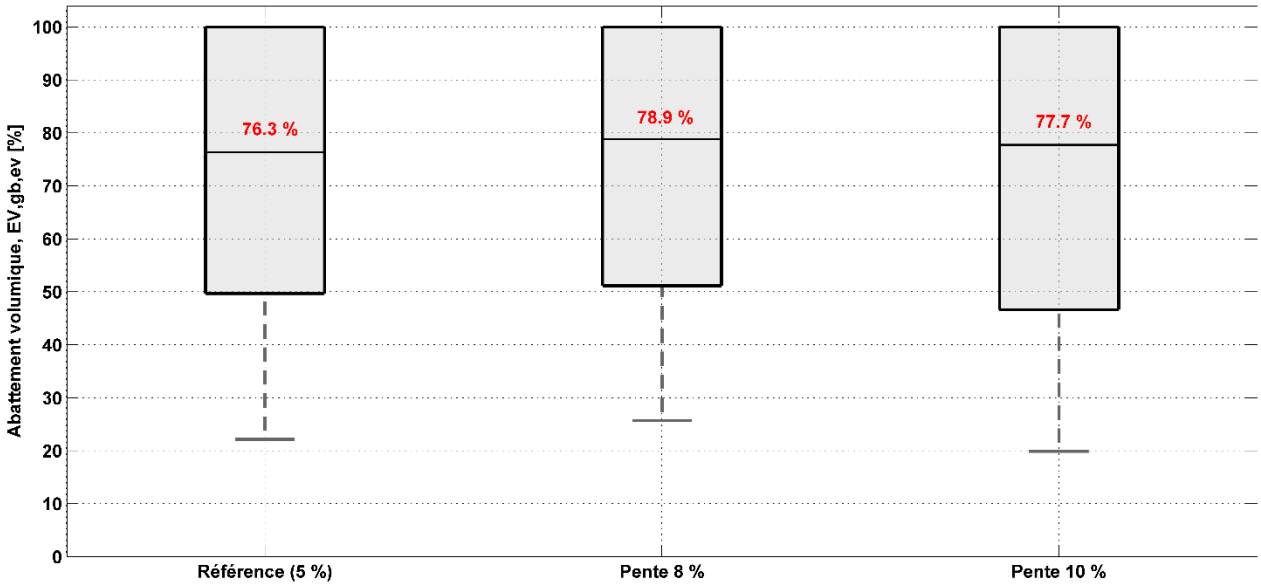


Figure 4.51. Box plot des abattements de volume globaux de l'ouvrage en % à l''échelle évènementielle pour les différents scénarios avec des pentes différentes.

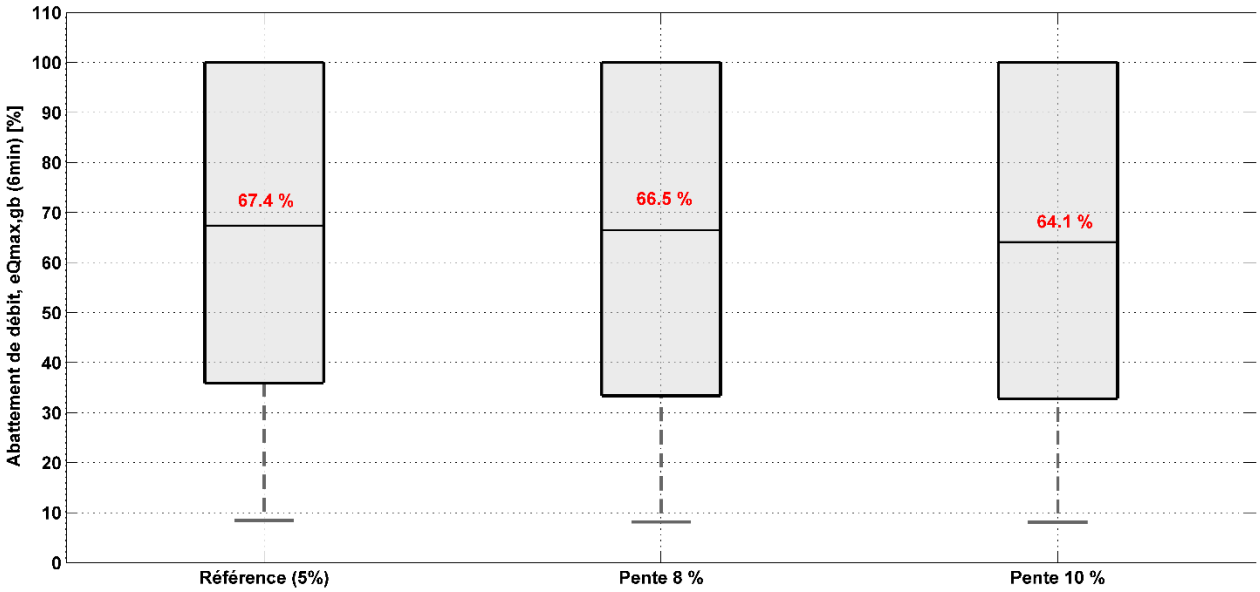


Figure 4.52. Box plot des abattements de débit de pointe globaux de l'ouvrage en % à l''échelle évènementielle pour les différents scénarios avec des pentes différents.

4.4.7 Effets du coefficient de Manning sur la performance hydrologique

L'effet du coefficient de Manning de la surface de la bande sur sa performance hydrologique est testé dans cette section. Ce coefficient dépend de la densité et de la hauteur de la couverture végétale de surface. Une variation de 0,03 à 0,3 ne semble pas modifier les résultats des bilans volumiques d'infiltration ou du ruissellement (Figure

4.*53*). En ce qui concerne les réductions en volume et débit de pointes (Figure 4.*54* et Figure 4.*55*), une augmentation du coefficient de Manning n'augmente pas nécessairement ces indicateurs. Aucune tendance particulière n'a été notée. La variation du coefficient de rugosité de Manning n'a pas d'effet remarqué sur la réduction du volume par les bandes enherbées (Deletic, 2001; Flanagan et al., 2017; Munoz-Carpena et al., 1999). L'augmentation de ce coefficient peut avoir un effet sur le temps pour arriver au pic, et non sur les débits.

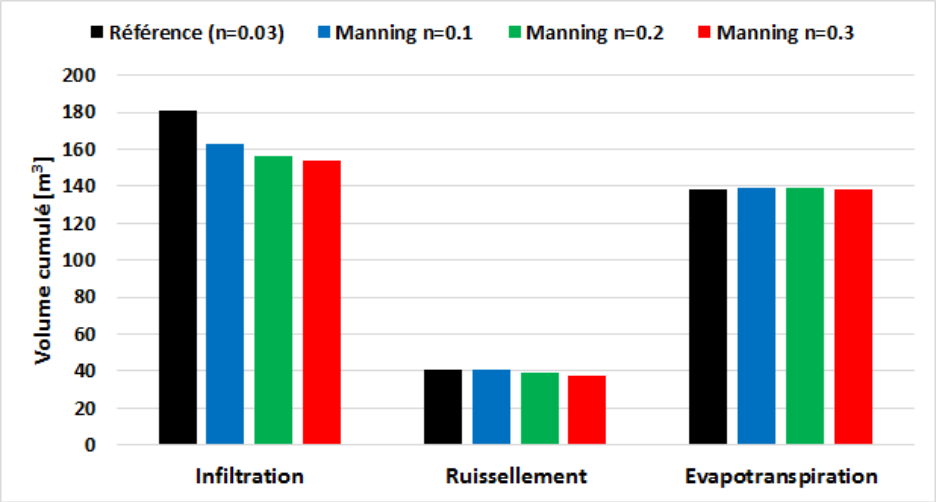


Figure 4.53. Distribution des flux : infiltration, ruissellement et évapotranspiration, sur toute la période de modélisation obtenus par la simulation de différents scénarios avec coefficients de Manning différents.

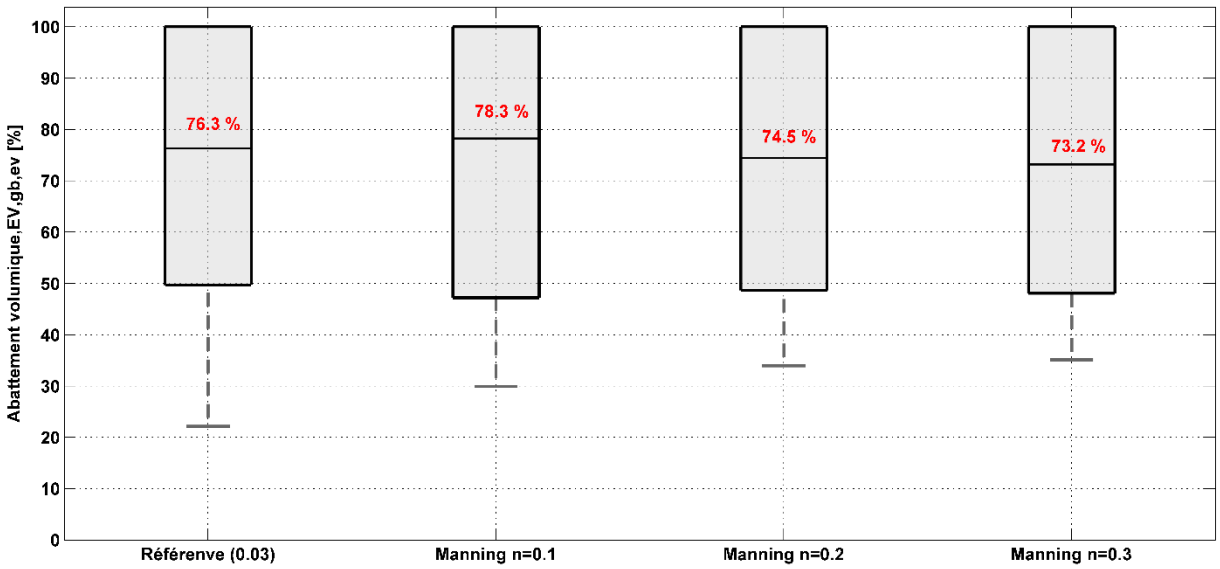


Figure 4.54. Box plot des abattements de volume globaux de l'ouvrage en % à l''échelle évènementielle pour les différents scénarios avec coefficients de Manning différents.

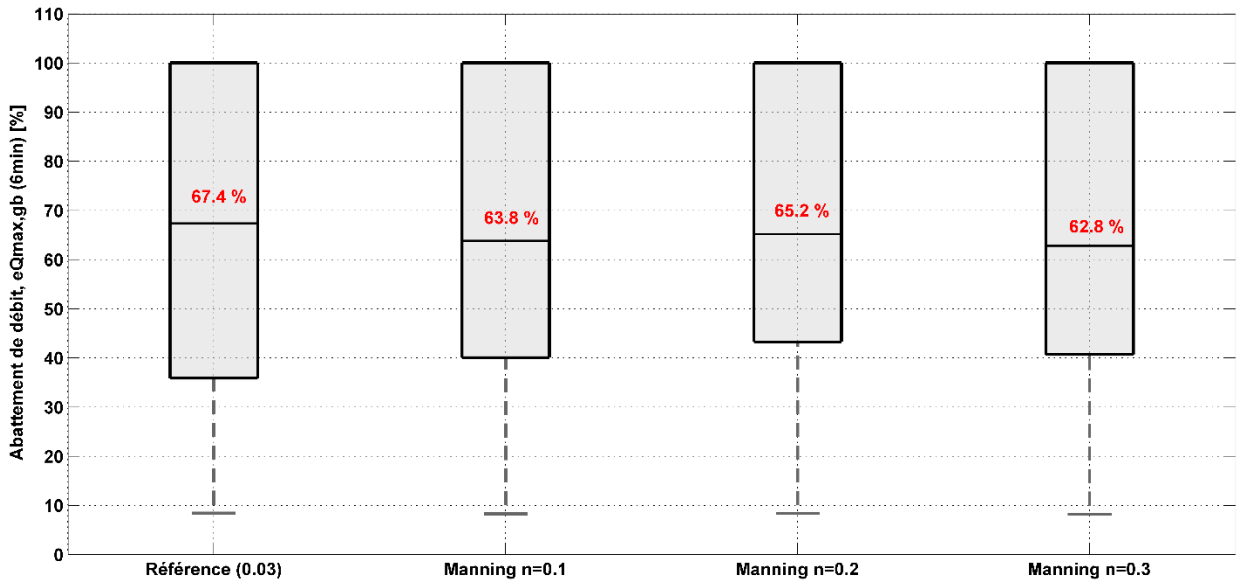


Figure 4.55. Box plot des abattements de débit de pointe globaux de l'ouvrage en % à l''échelle évènementielle pour les différents scénarios avec coefficients de Manning différents.

4 .5 Conclusions

Dans cette partie, le modèle HYDRUS 2D/3D couplé au module de ruissellement de surface 1D a été testé sous différentes configurations et validé par rapport aux données de teneur en eau et de débits du drain. La validation de ce modèle par rapport aux seules données de teneur en eau n'est pas suffisante si l'objectif est de modéliser le bilan hydrique des bandes enherbées, et notamment le flux ruisselé. En effet, la modélisation correcte des teneurs en eau dans le sol ne garantit pas une modélisation satisfaisante des débits de drainage et de ruissellement. Des mesures du ruissellement de surface en sortie de bande enherbée seraient nécessaires pour mieux valider le modèle.

Ce modèle a été appliqué ensuite dans différentes conditions de conception. Ceci est fait afin d'évaluer l'influence des différents paramètres de conception sur les performances hydrologiques de la structure et ainsi guider les gestionnaires de ces ouvrages. Sur la base des résultats des différents scénarios, on peut voir que la texture du sol (surtout les K_s) et la largeur de la bande sont les deux facteurs qui ont le plus d'impact sur les performances hydrologiques de la bande enherbée. Les autres facteurs ont un effet négligeable. Leur effet est peut-être plus important dans certaines conditions particulières. La bande peut être considérée comme un ouvrage de traitement et pas seulement un ouvrage de prétraitement. En effet cette bande est capable de réduire complètement le volume et les pics du débit de ruissellement de la

chaussée. Son efficacité hydrologique est maximale pour un sol de type limon sableux ou sable limoneux et une largeur supérieure ou égale à 5 m.

Cet outil robuste, à base physique, qui résout numériquement l'équation de Richards possède un niveau de détail élevé. Ainsi, de multiples performances hydrologiques, y compris des débits préférentiels et des apports non uniformes, entre autres, pourraient être modélisées et prédites. Cela permettrait de mieux comprendre les comportements hydrologiques de ces systèmes à long terme. De plus, ce modèle pourrait être utilisé pour prédire l'efficacité de la bande filtrante végétalisée en bordure de route en tant que pratique de traitement sous divers modèles et climats. Toutefois, ce modèle a quelques limitations, comme la représentation des conditions aux limites. En fait la représentation de certaines conditions ou éléments de drainage n'est pas possible, par exemple. Ceci a posé une vraie limitation pour la représentation de la nappe drainante dans la bande enherbée 1. D'autres sources d'incertitudes peuvent être confrontées comme: la variabilité spatiale verticale et horizontale des propriétés hydrauliques du sol, la variabilité temporelle de ces propriétés pour des simulations de longue durée (> 1 an), et les résolutions spatiales et temporelles du modèle.

Par conséquent, HYDRUS 2D/3D couplé au module 1D de ruissellement de surface peut être adapté pour déterminer la performance hydrologique à long terme des ouvrages végétalisés de gestion des eaux pluviales. Une attention particulière doit être accordée aux sources d'incertitude et au choix des données utilisées pour la validation du modèle.

Conclusions et persepectives

Rappel des objectifs

Les ouvrages végétalisés sont largement utilisés pour la gestion des eaux du ruissellement routier grâce à leurs multiples avantages environnementaux. La compréhension de leurs performances hydrologiques et de la distribution des flux à court et long terme dans ce contexte urbain reste à ce jour insuffisamment investiguée. Par conséquent, afin de mieux intégrer et mettre en œuvre ces types d'ouvrages dans un environnement urbain et en particulier le long des voiries, une compréhension de leur fonctionnement est indispensable.

Les travaux de cette thèse visent donc les objectifs suivants :

- Mettre en place, au niveau d'un ouvrage de filtration végétalisé des eaux de ruissellement d'une voirie, un dispositif métrologique permettant le suivi des flux entrant, sortant et des stocks. Analyser différents facteurs impactant les résultats expérimentaux.
- Evaluer, sur la base des résultats expérimentaux, le bilan hydrique et analyser la performance hydrologique de cet ouvrage pour les pluies courantes, à différentes échelles temporelles.
- Tester le potentiel d'un outil de modélisation à base physique pour analyser le fonctionnement hydrologique de dispositifs filtrants végétalisés. Evaluer au moyen de ce modèle les bilans hydriques et les performances hydrologiques pour différentes configurations d'ouvrage.

Le travail s'est appuyé sur le suivi expérimental de deux bandes enherbées et d'une noue filtrante en bordure de route.

Conclusions scientifiques

Caractérisation des propriétés hydrauliques du sol et de son état hydrique

Les propriétés hydrauliques du sol constituant les ouvrages de gestion des eaux pluviales ont montré une importante variabilité spatiale. La variabilité horizontale de la conductivité hydraulique à saturation s'est avérée élevée, avec un coefficient de variation allant de 60 à 160% au sein de chaque dispositif, sans aucune tendance spatiale visible. De plus, une variabilité verticale notable a été constatée dans la noue filtrante. Les techniques de construction (compaction), le développement non

uniforme de la végétation et de l'activité biologique, la durée de la mise en fonctionnement, ainsi que la précipitation de carbonate de calcium pourraient jouer un rôle important sur les valeurs des propriétés hydrauliques du sol et leur variabilité spatiale. La variabilité spatiale des propriétés hydrauliques du sol s'est avérée être dominante par rapport aux incertitudes des prédictions basées sur des fonctions de pédotransfert (PTFs) et celles induites par les erreurs expérimentales. Les PTFs prédisent suffisamment bien les courbes de rétention d'eau et de conductivité hydraulique pour deux sites sur trois.

L'effet de la variabilité horizontale et verticale de la valeur K_s sur la performance hydrologique prédite d'une cellule de biorétention a été évalué à l'aide du logiciel HYDRUS-1D. Les résultats mettent clairement en évidence l'impact significatif de la valeur K_s sur la dynamique de l'eau simulée, y compris le flux et le volume drainé. De plus, la variabilité verticale s'est avérée être la plus impactante par rapport à la variabilité horizontale de K_s. Par conséquent, pour représenter efficacement la variabilité spatiale lors de la modélisation d'un système d'infiltration, des mesures du sol doivent être effectuées en plusieurs points à la surface mais aussi à différentes profondeurs. Une modélisation monocouche basée sur la valeur moyenne harmonique des K_s à différentes profondeurs, constitue une alternative satisfaisante à la modélisation multicouche.

Evaluation de capteurs de teneur en eau à bas coût

Des capteurs capacitifs Décagon EC5 et 5TE de mesure de la teneur en eau ont été utilisés dans ce travail, et la validité de leurs mesures a fait l'objet d'un focus particulier. Ces capteurs présentent une bonne répétabilité de la mesure, mais des écarts entre capteurs sont notés en particulier pour les 5TE. Par ailleurs, une calibration du capteur spécifique au sol étudié est nécessaire. L'analyse statistique a conclu que pour un type de capteur donné et un sol donné, les courbes d'étalonnage ne sont pas significativement différentes d'un capteur à l'autre. Une seule équation d'étalonnage peut être appliquée pour un type de sol donné et un type de capteur donné. Une calibration à partir d'échantillons prélevés sur site à différentes périodes (différents niveaux d'humidité) est à privilégier. A défaut, la méthode standard de calibration proposée par le fabricant (sur sol remanié) peut être utilisée, sauf pour les sols pour lesquels il est très difficile de reproduire les très hautes densités au laboratoire. Dans ce dernier cas, la calibration au laboratoire sur un bloc de sol non perturbé est une bonne alternative, pour autant que le volume de l'échantillon de sol corresponde au volume de mesure du capteur. Cette dernière méthode appliquée sur le capteur EC5 donne une précision de prédiction de la teneur en eau de 0,025 et 0,045 $m^3 \cdot m^{-3}$ pour les sols sablo-limoneux et limoneux, respectivement.

Efficacité hydrologique expérimentale d'une noue filtrante en bordure de voirie

La noue filtrante étudiée dans cette thèse a montré des performances (abattement du volume ruissellé, réduction des débits de pointe, …) intéressantes bien qu'elle soit étanchée par une géomembrane. A l'échelle événementielle, l'efficacité de réduction du volume ruisselé est de 39% en médiane. Le système étudié (portion de voirie drainée par une noue filtrante végétalisée) permet d'abattre jusqu'à 16 mm de pluie. Un effet mensuel et saisonnier est remarqué pour l'abattement de volume. Pour la saison froide de septembre 2016 à mai 2017, la réduction est égale à 15 mm/mois. Cette dernière est plus élevée pour la saison chaude mai 2017 - septembre 2017 et est égale à 18 mm/mois.

La réduction annuelle de volume est de 44 % pour l'année 2017. L'efficacité à réduire les volumes entrants est surtout assurée pour de petits événements pluvieux, sa performance est réduite pour les pluies importantes. Tous les abattements supérieurs à 80 % sont obtenus pour des évènements inférieurs à 5 mm de pluie. Grâce au stockage en surface induit par la présence de redans, la noue ne surverse que pour 10 % des événements examinés.

Outre la réduction du volume, la noue a démontré de très bons résultats en termes d'atténuation du débit de pointe. La réduction des débits de pointe dépend de plusieurs facteurs. Les principaux sont la conductivité hydraulique du sol et le rapport entre la surface d'infiltration de l'ouvrage et la surface du bassin versant. La réduction des débits de pointe à 6 min par rapport au débit entrant se situe entre 18 et 100%. Pour 24 % des événements, la réduction du débit de pointe est supérieure à 90 %. Les courbes des débits classés montrent que les débits à la sortie de la noue sont très tamponnés et peu variables dans le temps. En effet, 99,5 % du temps, le débit arrivant dans la noue est inférieur à 6,6 $L \cdot s^{-1} \cdot ha^{-1}$. Pour le même pourcentage de temps, les débits sortants sont inférieurs à 1,0 $L \cdot s^{-1} \cdot ha^{-1}$. Une augmentation des débits du drain est constatée au fil du temps, qui pourrait être due à l'augmentation de la conductivité hydraulique à saturation du sol en raison du développement des racines de la végétation.

Les pics de débit sont non seulement écrêtés mais aussi retardés temporellement. La durée de vidange de la noue varie d'un événement à l'autre. Pour 24% des événements, cette durée est inférieure à 5 heures. Pour 30 % des événements, cette durée est supérieure à 10 heures.

Dans le cas étudié (massif filtrant étanchéifié et perméabilité limitée du substrat filtrant), le massif filtrant tend à rester humide, voire saturé dans le fond, ce qui limite la performance hydrologique.

Sur la base des données de teneur en eau, une variabilité spatiale longitudinale et verticale de la distribution de l'eau dans la noue est détectée. Elle peut être causée par une alimentation non uniforme des différentes sections de la noue. La variabilité longitudinale des teneurs en eau a diminué avec le temps, cela pourrait être dû à l'évolution temporelle des caractéristiques du sol (Kanso et al., 2018).

Le calcul du bilan hydrique a montré qu'à l'échelle évènementielle, la différence entre les volumes calculés entrant et sortant de la noue ne correspond pas à la variation du stock dans le sol. Cet écart s'explique en partie seulement par l'incertitude dans le calcul des volumes et du stock dans le sol. Une autre cause possible pourrait être une perte d'eau en limite supérieure de la géomembrane, notamment lors de fortes pluies. Une grande partie du volume entrant dans la noue ressort par le drain. Cette proportion est de 61 % en médiane pour l'ensemble des événements. Viennent ensuite l'incertitude/perte et le stockage dans le sol qui sont respectivement de 20% et 10%. La surverse et l'évapotranspiration forment un faible pourcentage du volume entrant dans la noue à l'échelle de l'événement et sont inférieures à 1 % (en médiane). Un effet saisonnier de la répartition du bilan hydrique est observé. Cela se manifeste notamment dans la proportion d'évapotranspiration, qui passe de 7 % à 26 % pour la saison froide et la saison chaude, respectivement. Pour l'année 2017, les volumes sont répartis comme suit : 67 % drain, 5 % surverse, 8 % évapotranspiration. Une fraction de 20 % de l'eau entrant dans la noue correspond à l'incertitude du calcul et/ou à une perte *in situ*.

La noue filtrante est capable de gérer les eaux de ruissellement de la chaussée, notamment pour les pluies courantes, qui constituent la majorité des précipitations annuelles. L'efficacité hydrologique de ce type d'ouvrage peut être améliorée si l'ouvrage n'est pas étanchéifié au fond. En ce qui concerne le bilan hydrique, l'incertitude du calcul ainsi que l'éventuelle perte *in situ* ne doivent pas être négligées. Ces derniers représentent un pourcentage relativement important du volume entrant dans l'ouvrage.

Évaluation de la performance hydrologique par modélisation de deux bandes enherbées en bordure de voirie

Le modèle HYDRUS 2D/3D couplé au module de ruissellement de surface 1D a été testé pour différentes configurations et évalué par rapport aux données de teneur en eau et de débits du drain. La validation de ce modèle par rapport aux seules données de teneur en eau n'est pas suffisante si l'objectif est de modéliser le bilan hydrique des bandes enherbées, et notamment le flux ruisselé. En effet, la modélisation correcte des teneurs en eau dans le sol ne garantit pas une modélisation satisfaisante des débits de

drainage et de ruissellement. Des mesures du ruissellement de surface en sortie de bande enherbée seraient nécessaires pour mieux valider le modèle.

Ce modèle a ensuite été appliqué pour différentes configurations de bandes enherbées en bordure de voirie. Ceci est fait afin d'évaluer l'influence des différents paramètres de conception sur les performances hydrologiques de la structure et ainsi guider les gestionnaires de ces ouvrages. Sur la base des résultats des différents scénarios, on peut voir que la texture du sol (surtout le K_s) et la largeur de la bande sont les deux facteurs qui ont le plus d'impact sur les performances hydrologiques. Les autres facteurs (rugosité, pente) ont un effet négligeable. Leur effet est peut-être plus important dans certaines conditions particulières. Par exemple, l'effet de la pente, de la rugosité ou de la présence d'une structure de chaussée débordante sous la bande enherbée peut être notable pour des sols de conductivité hydraulique de l'ordre 10^{-6} à 10^{-5} $m \cdot s^{-1}$. La bande enherbée joue un rôle important dans la performance hydrologique du système de gestion des eaux pluviales. En effet, cette bande est capable de réduire complètement le volume et les pics du débit de ruissellement de la chaussée. Son efficacité hydrologique est maximale pour un sol de type limon sableux ou sable limoneux et une largeur supérieure ou égale à 5 m.

Conclusions opérationnelles

Les conclusions de cette thèse ont de nombreuses applications pratiques, liées à la conception et à la construction des ouvrages perméables végétalisés.

Concernant le choix du massif filtrant, une attention particulière doit être accordée à la constitution du substrat filtrant et à sa mise en oeuvre. Une texture de type limon sableux est recommandée à l'international. De plus, il faut veiller à éviter toute compaction lors de la mise en œuvre, ce qui est un risque notamment si le matériau est trop humide. L'utilisation d'un "sable" constitué de calcaire broyé, comme c'était le cas sur notre ouvrage, présente un risque de précipitation de $CaCO_3$ qui pourrait impacter la perméabilité du substrat. L'étanchéification du massif filtrant de l'ouvrage par une géomembrane rend le sol humide en profondeur la plupart du temps. Cela réduit la capacité hydrologique de l'ouvrage, notamment pour retarder le débit de pointe et abattre les volumes ruisselés. L'utilisation d'une géomembrane est recommandée uniquement pour des fins expérimentales ou s'il existe un risque de contamination des eaux souterraines. L'augmentation de la surface de l'ouvrage par rapport à la surface du bassin versant, lorsque l'espace le permet, augmente l'efficacité hydrologique de l'ouvrage.

Une évaluation *a priori* des facteurs pouvant affecter la conductivité hydraulique du sol doit être effectuée lors du dimensionnement de ce type d'ouvrage. En effet, la conductivité hydraulique à saturation évolue avec le temps. Certains facteurs peuvent l'augmenter et d'autres la diminuer. Ces facteurs comprennent : le dépôt de sédiments dans le cas d'un site fortement contaminé, le développement de la végétation et l'activité biologique, la précipitation de $CaCO_3$ dans le cas d'un sol à base de calcaire, et le tassement du sol dû au piétinement.

La présence d'une structure de chaussée débordante en bordure de voirie (fondations), n'empêche pas d'envisager la conception et la mise en œuvre d'un dispositif végétalisé tel qu'une bande enherbée. En effet, la couche de surface est déterminante par rapport au fonctionnement hydrologique. La structure de la chaussée pourrait augmenter le volume sortant de l'ouvrage par ruissellement superficiel de 10 à 12 %.

Dans le cas des ouvrages construits à des fins expérimentales, certains points doivent être soigneusement pris en compte. Il est souhaitable de prévoir et mettre en place les équipements de mesure dès la construction de l'ouvrage. En particulier, la mise en place des capteurs de teneurs en eau devrait se faire lors de la mise en œuvre des substrats pour ne pas perturber le système et assurer le bon contact avec le sol. Une délimitation du bassin versant et une alimentation uniforme du dispositif doivent être assurées. Il est de ce fait préférable de choisir des sites à faible pente longitudinale, ou de prévoir des dispositifs spécifiques de répartition uniforme des flux d'eau en entrée.

La construction de ces ouvrages doit également être réalisée avec soin. En particulier dans le cas du remplacement du sol natif par un massif filtrant. Cette opération doit être effectuée dans des conditions non humides du sol. Les techniques de construction peuvent entraîner une compaction du sol et donc une baisse de la conductivité hydraulique à saturation, ce qui empêche l'eau de s'infiltrer comme prévu.

Après la construction de l'ouvrage, afin d'évaluer les propriétés hydrauliques du sol, des essais expérimentaux d'infiltration peuvent être conduits. Le nombre de mesures d'infiltration nécessaire pour estimer la moyenne arithmétique de K_s avec une incertitude d'un facteur inférieur deux et un niveau de confiance de 80%, s'est avéré être de quatre à huit, selon le site étudié.

Perspectives

Sur le plan expérimental

Les ouvrages végétalisés de gestion des eaux pluviales sont mis en œuvre pour fonctionner sur de longues durées (plus de 10 ans). Les ouvrages étudiés dans cette thèse, les bandes enherbées et la noue filtrante, ont été construites respectivement en 2012 et 2016. Ils sont donc considérés plutôt jeunes et méritent d'être suivis sur de plus longues périodes pour évaluer l'effet du vieillissement sur les performances de ces ouvrages. Sur la base de nos résultats il faudrait cependant compléter l'instrumentation, en ajoutant en particulier une mesure du ruissellement sortant des bandes enherbées. Un suivi en temps réel pourrait également être envisagé afin de collecter, partager et analyser facilement les données et de suivre en temps réel tout dysfonctionnement des appareils de mesure.

Une évaluation de la variabilité temporelle des propriétés hydrauliques du sol est nécessaire. Une étude approfondie de cette variabilité et de sa dépendance au climat, aux techniques d'entretien et à d'autres facteurs temporels tels que l'activité biologique et le dépôt de sédiments, serait également requise. Une telle investigation serait utile au développement de modèles hydrologiques en favorisant l'implémentation de propriétés hydrauliques du sol variables dans le temps.

Une harmonisation entre les différentes études est nécessaire afin de pouvoir comparer le fonctionnement des différents ouvrages. Cette harmonisation comprend l'instrumentation, les méthodes expérimentales, l'acquisition et l'analyse des données. De plus, une cohérence entre les résultats publiés doit être envisagée, surtout en ce qui concerne les indicateurs de performance. Dans cette étude, l'instrumentation, l'acquisition, la validation et l'analyse des données sont bien définies, et peuvent être utilisées dans d'autres études. De plus, une grande variété d'indicateurs hydrologiques couvrant de multiples aspects hydrologiques sont présentés. Le guide méthodologique du GLIP (Groupe de Liaison Inter-projets : Matriochkas, Micromegas, Roulépur) est un très bon exemple, pouvant être adapté pour d'autres études. Il s'agit d'un guide méthodologique pour l'évaluation de performances des ouvrages de maîtrise à la source des eaux pluviales

La plupart des études sont menées aux États-Unis, en Australie, en Europe du Nord, au Canada, des études supplémentaires sont nécessaires dans d'autres pays qui pourraient également bénéficier des avantages de ces dispositifs pour la gestion des eaux pluviales. Dans ce contexte, l'application de modèles physiques validés peut être appliquée à d'autres climats.

Modélisation hydrologique

Afin de valider les modèles physiques détaillés, les données nécessaires à la validation doivent être sélectionnées *a priori*. Les modèles physiques, tels que HYDRUS utilisé dans cette étude, nécessitent d'être améliorés pour inclure les éléments de conception des ouvrages végétalisés de gestion des eaux pluviales. Ces éléments peuvent inclure, par exemple, le stockage en surface, la zone de stockage interne, et la nappe drainante. Il est également utile d'inclure dans ces modèles la variabilité spatiale et temporelle des propriétés hydrauliques du sol.

Des modèles conceptuels simples seraient nécessaires pour aider les aménageurs à la conception des ouvrages. De tels modèles existent déjà mais demandent à être validés, adaptés et améliorés. Ceci pourrait être réalisé en s'appuyant sur les connaissances acquises à partir des modèles physiques robustes.

Annexes

Annexes 1

Modélisation d'une section transversale de la noue filtrante à l'aide de HYDRUS 2D/3D pour choisir l'emplacement des capteurs hydrologiques

Cette section se penchera sur le travail de modélisation préliminaire. Il s'agit d'une première étape du travail nécessaire pour comprendre et améliorer le fonctionnement hydrologique de la noue filtrante et pour acquérir les données nécessaires à la validation des modèles. Dans ce but, un dimensionnement des redans séparant la noue en trois parties afin d'augmenter le volume de stockage sera représenté et une modélisation à l'aide de HYDRUS 2D/3D de la section transversale de la noue pour pouvoir choisir l'emplacement des capteurs hydrologiques. Ces résultats ont été présentés lors des JDHU 2016, journées doctorales en hydrologie urbaine. Un récapitulatif des principaux éléments sera présenté dans ce qui suit.

Mise en place de redans sur la noue filtrante La noue filtrante possède une pente identique à celle de la route et égale entre 1,4 et 2 %. Cette pente réduit le volume de stockage en surface. La mise en place de redans dans la noue permet d'augmenter le volume de stockage par temps de pluie.

La noue a donc été divisée en trois biefs à l'aide des redans en béton. Les redans seront installés à 10, 20 et 30 m approximativement de l'amont de la noue avec une hauteur de 20, 22 et 14 cm respectivement. Le redan aval sera muni d'un déversoir triangulaire avec une mesure de hauteur d'eau afin d'assurer le suivi des volumes surversés.

Un calcul de bilan hydrologique est réalisé pour comparer la configuration sans redans et celle avec des redans séparant la noue en trois biefs. Les pluies utilisées proviennent de la station Paris-Montsouris et représentent des périodes de retour différentes (hebdomaire à annuelle pour des pas de temps entre 5 et 240 min). Le Tableau A. **1** présente l'intensité de ces événements en fonction de leur durée et de leur période de retour.

Tableau A. 1. Pluies de projet choisies

Intensité (mm/h)	**5 min**	**30 min**	**60 min**	**240 min**
Hebdomaire	14.91	3.52	2.02	0.66
Mensuelle	28.75	8.15	5.02	1.9
Trimestrielle	51.92	14.34	8.72	3.22
Annuelle	94.85	24.74	14.71	5.2

Le calcul du bilan d'eau permet de diviser le volume total de la pluie en trois composantes : volume infiltré dans le sol, volume stocké dans la noue et volume surversé. Le volume infiltré dans le sol est calculé en se basant sur la valeur moyenne de 3 valeurs de la conductivité hydraulique à saturation du mélange terre-sable : une mesurée sur site à l'aide d'un infiltromètre double anneau, une deuxième calculée à partir du programme Rosetta (Schaap et al., 2001), et une troisième valeur donnée par le conseil départemental de Seine et Marne calculée au laboratoire à l'aide d'une cellule perméamétrique. Le volume stocké en surface est calculé à partir des mesures sur site de la géométrie transversale de la noue en surface dans différents endroits donnant la surface de stockage transversale, puis cette surface est intégrée sur la longueur de la noue. Le volume de surverse est calculé par différence entre le volume de pluie et les volumes d'infiltration et de stockage. D'après le calcul du bilan d'eau (Figure A. ***1***), on peut constater que dans le cas de la configuration sans redans, la noue surverse pour des pluies, trimestrielles de durée 5, 30, 60 et 240 min et des pluies annuelles de durée 5, 30, 60 et 240. Tandis qu'après l'installation des redans, la surverse a lieu pour des pluies trimestrielles de durée 30, 60 et 240 min et des pluies annuelles de durée 5, 30, 60 et 240 min. En fonction de la pluie, le volume de surverse pour la configuration sans redans est 1,2 à 4,5 fois supérieur au volume de surverse dans l'autre configuration.

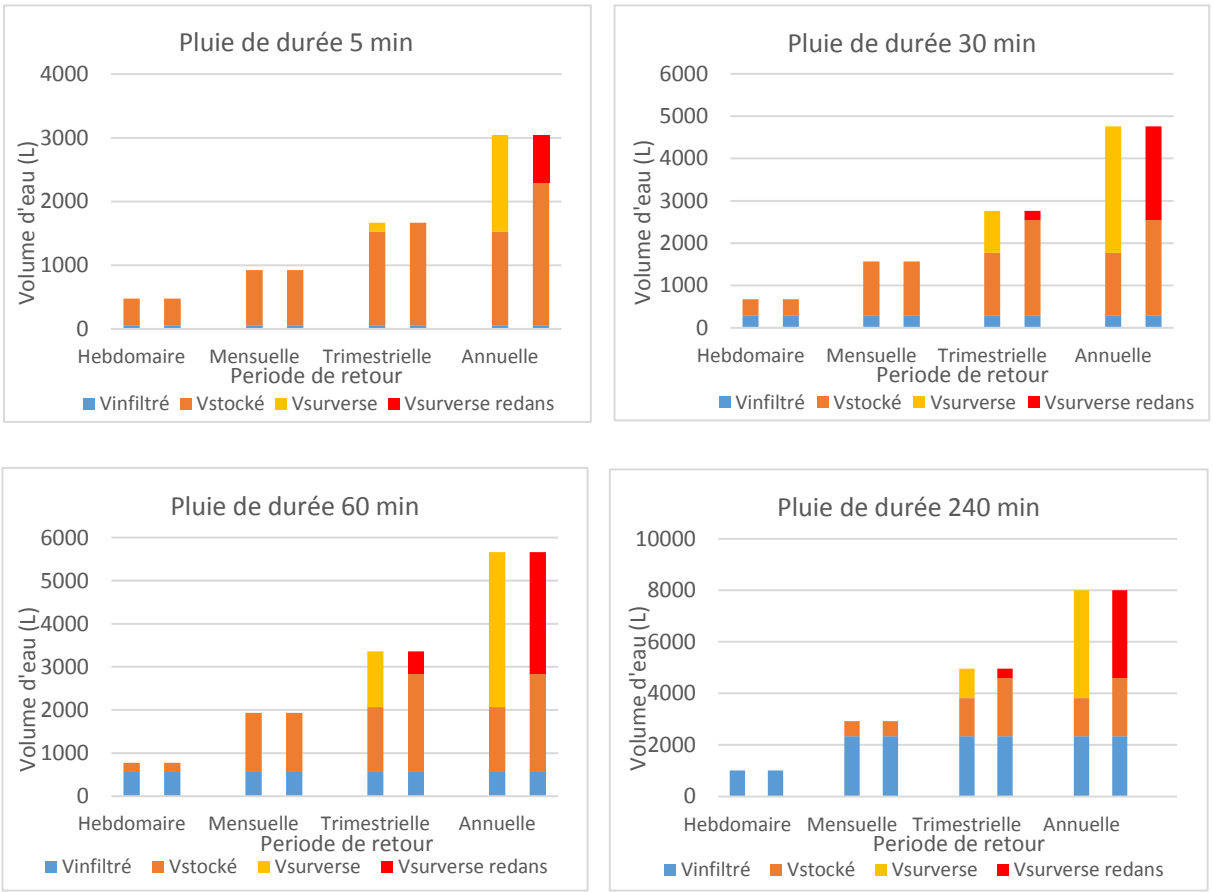


Figure A. 1. Graphiques représentant le bilan d'eau dans la noue filtrante.

Première étape de modélisation et équipement de la noue La première étape de modélisation en utilisant HYDRUS 2D/3D vise à visualiser l'écoulement de l'eau dans l'ouvrage afin d'optimiser le choix des emplacements des capteurs des teneurs en eau et de la succion. Cette modélisation permet d'une part de visualiser l'effet du drain placé au milieu du fond de la noue sur l'écoulement de l'eau, et d'autre part à évaluer l'hétérogénéité transversale susceptible ou non d'être engendrée par l'alimentation de la noue par ruissellement superficiel unilatéral. HYDRUS 2D/3D peut également représenter des formes géométriques complexes comme celles rencontrés dans notre cas.

L'apport d'eau dans la noue comprend les eaux ruisselées sur la voirie et les eaux tombées directement sur la noue. Il peut être modélisé en utilisant la condition de surface :
Condition atmosphérique (Atmospheric Boundary Condition) : Dans ce cas l'eau s'infiltre dans le sol jusqu'à ce que la capacité d'infiltration soit atteinte (pression en surface égale à zéro) et ensuite tout excès d'eau sera éliminé et considéré comme du ruissellement. Avec cette condition, le stockage possible d'eau en surface n'est donc pas pris en compte
Dans notre cas, la condition aux limites utilisée en surface est la condition atmosphérique. Cela pose des problèmes, qu'il faudra résoudre car cela ne correspond pas à la réalité. La présence des redans implique le stockage en surface d'eau qui n'est donc pour le moment pas représenté par le modèle.
Le type du sol choisi est « sandy loam » ayant une conductivité hydraulique à saturation $5{,}45.10^{-6}$ m/s, la condition initiale du sol est la teneur en eau à la capacité au champ 18 %. Les autres conditions aux limites sont les suivantes :
- La géomembrane est représentée par la condition aux limites « no flux » appliquée sur les côtés droit, gauche et au fond du massif ;
-Le drain au fond du dispositif est représenté par une condition de suintement (« seepage face ») ;
-Le maillage d'éléments finis est un maillage triangulaire de dimension 2 cm.

Plusieurs simulations ont été lancées, afin de regarder l'évolution des écoulements à l'intérieur de la noue et la vitesse de remplissage de la noue en fonction de l'intensité de pluie. Le niveau de saturation est alors observé à partir des teneurs en eau. Un exemple d'une simulation faite sur une succession de plusieurs évènements pluvieux de durée totale de 513 min est présenté en Figure A. 2. La première est de durée 60 min et d'intensité 2 mm/h, et est séparé de la pluie suivante par une durée de 30 min. La pluie suivante est de durée 100 min et d'intensité 5 mm/h, et est séparée de la pluie qui suit par une durée de 300 min. La dernière pluie est de durée 20 min et d'intensité 15 mm/h. Sur la Figure A. 2 sont représentés seulement les teneurs en eau à 60, 300 et 513 minutes à partir du début de la première pluie.

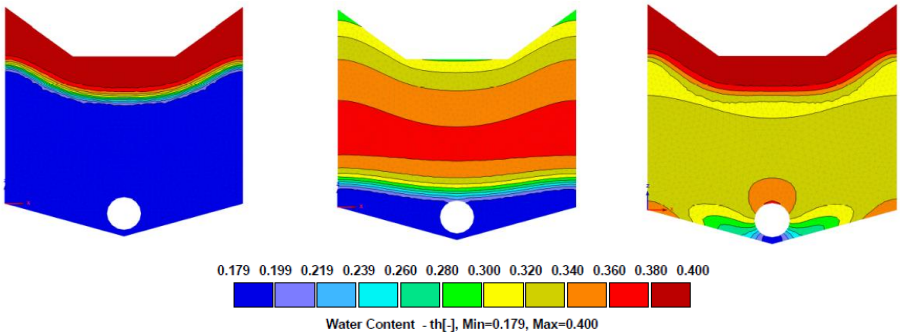


Figure A. 2. Teneur en eau dans la noue à 60, 300 et 513 min (HYDRUS 2D)

D'après la Figure A. 2, on remarque que la teneur en eau varie plutôt verticalement, et que la variation transversale n'est pas très remarquable. On voit par exemple à t=300 min des couches de couleurs différentes qui s'étalent sur toute la largeur transversale. En revanche, même si la noue est en humidification (t=60 et 513 min) ou en séchage (t=300 min, pas de pluie), la variation verticale est bien remarquable.
L'emplacement des capteurs hydrologiques dans la noue est basé sur cette modélisation.

Equipement de la noue filtrante L'état hydrique dans le sol sera aussi suivi en continu à partir des capteurs hydrologiques mesurant la teneur en eau et la tension. La modélisation a montré que la variabilité transversale est assez limitée, tandis que la variabilité verticale est importante, notamment pour les petites pluies, ou durant la phase de ressuyage. Les capteurs de teneur en eau seront donc placés à différentes profondeurs : 10, 20 et 35 cm, dans 4 sections transversales : 1 dans le premier bief, 2 dans le deuxième, et 1 dans le troisième, pour suivre la variation de la teneur en eau du sol verticalement et longitudinalement après la séparation de la noue par des redans en béton. Pour mesurer la tension, on a décidé de mettre des tensiomètres à 20 et 35 cm de profondeur. Une profondeur minimale de 20 cm a été retenue pour les tensiomètres de façon à limiter les risques de désaturation pendant les périodes sèches. Les capteurs de teneur en eau sont des EC5 et EC5-TE de la marque METER group. Les capteurs de tensions sont des tensiomètres T8 de la marque UMS (UMS, Munich, Allemagne).

Références

Abu-Zreig, M., 2001. Factors affecting sediment trapping in vegetated filter strips: simulation study using VFSMOD. Hydrol. Process. 15, 1477–1488. https://doi.org/10.1002/hyp.220

Abu-Zreig, M., Rudra, R.P., Lalonde, M.N., Whiteley, H.R., Kaushik, N.K., 2004. Experimental investigation of runoff reduction and sediment removal by vegetated filter strips. Hydrol. Process. 18, 2029–2037. https://doi.org/10.1002/hyp.1400

Abu-Zreig, M., Rudra, R.P., Whiteley, H.R., 2001. Validation of a vegetated filter strip model (VFSMOD). Hydrol. Process. 15, 729–742. https://doi.org/10.1002/hyp.101

Ackerman, D., Stein, E.D., 2008. Evaluating the Effectiveness of Best Management Practices Using Dynamic Modeling. J. Environ. Eng. 134, 628–639. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9372(2008)134:8(628)

Ahmed, F., Gulliver, J.S., Nieber, J.L., 2015. Field infiltration measurements in grassed roadside drainage ditches: Spatial and temporal variability. J. Hydrol. 530, 604–611. https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2015.10.012

Akan, A.O., 2014. Hydrologic Modeling of Urban Vegetative Filter Strips. J. Hydrol. Eng. 19, 188–195. https://doi.org/10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0000761

Akan, A.O., 2013. Preliminary Design Aid for Bioretention Filters. J. Hydrol. Eng. 18, 318–323. https://doi.org/10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0000554

Akan, A.O., Atabay, S., 2015. Hydrologic design aid for urban grass filter strips: Grass filter strips. Water Environ. J. n/a-n/a. https://doi.org/10.1111/wej.12155

Aravena, J.E., Dussaillant, A., 2009. Storm-water infiltration and focused recharge modeling with finite-volume two-dimensional Richards equation: Application to an experimental rain garden. J. Hydraul. Eng. 135, 1073–1080.

Arnold, J.G., Moriasi, D.N., Gassman, P.W., Abbaspour, K.C., White, M.J., Srinivasan, R., Santhi, C., Harmel, R.D., Van Griensven, A., Van Liew, M.W., 2012. SWAT: Model use, calibration, and validation. Trans. ASABE 55, 1491–1508.

Atchison, D., Severson, L., 2004. RECARGA User's Manual. Madison Univ. Wisconsi.

Bäckström, M., 2002. Sediment transport in grassed swales during simulated runoff events. Water Sci. Technol. 45, 41–49.

Ballard, B.W., Wilson, S., Udale-Clarke, H., Illman, S., Scott, T., Ashley, R., Kellagher, R., 2015. The SUDS manual. CIRIA Lond. UK.

Barfield, B.J., Tollner, E.W., Hayes, J.C., 1979. Filtration of Sediment by Simulated Vegetation I. Steady-State Flow with Homogeneous Sediment. Trans. ASAE 22, 0540–0545. https://doi.org/10.13031/2013.35057

Barrett, M., Lantin, A., Austrheim-Smith, S., 2004. Storm water pollutant removal in roadside vegetated buffer strips. Transp. Res. Rec. J. Transp. Res. Board 129–140.

Barrett, M.E., 2005. Performance Comparison of Structural Stormwater Best Management Practices. Water Environ. Res. 77, 78–86. https://doi.org/10.2175/106143005X41654

Barrett, M.E., Walsh, P.M., Jr., J.F.M., Charbeneau, R.J., 1998. Performance of Vegetative Controls for Treating Highway Runoff. J. Environ. Eng. 124, 1121–1128. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9372(1998)124:11(1121)

Bedan, E.S., Clausen, J.C., 2009. Stormwater Runoff Quality and Quantity From Traditional and Low Impact Development Watersheds. JAWRA J. Am. Water Resour. Assoc. 45, 998–1008. https://doi.org/10.1111/j.1752-1688.2009.00342.x

Beecham, S., Chowdhury, R., 2012. Effects of changing rainfall patterns on WSUD in Australia, in: Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Water Management. Thomas Telford Ltd, pp. 285–298.

Bertrand-Krajewski, J.-L., 2020. Integrated urban stormwater management: Evolution and multidisciplinary perspective. J. Hydro-Environ. Res. S1570644320304159. https://doi.org/10.1016/j.jher.2020.11.003

Blanco-Canqui, H., Gantzer, C.J., Anderson, S.H., Alberts, E.E., Thompson, A.L., 2004. Grass Barrier and Vegetative Filter Strip Effectiveness in Reducing Runoff, Sediment, Nitrogen, and Phosphorus Loss. Soil Sci. Soc. Am. J. 68, 1670. https://doi.org/10.2136/sssaj2004.1670

Boancă, P., Dumitraş, A., Luca, L., Bors-Oprişa, S., Laczi, E., 2018. Analysing Bioretention Hydraulics and Runoff Retention through Numerical Modelling Using RECARGA: a Case Study in a Romanian Urban Area. Pol. J. Environ. Stud. 27.

Brach, J., 1989. Protecting water quality in urban areas—best management practices for Minnesota. Minn. Pollut. Control Agency Div. Water Qual.

Brooks, R., Corey, T., 1964. Hydraulic properties of porous media. Hydrol. Pap. Colo. State Univ.

Brown, R.A., Hunt, W.F., 2012. Improving bioretention/biofiltration performance with restorative maintenance. Water Sci. Technol. 65, 361–367. https://doi.org/10.2166/wst.2012.860

Brown, R.A., Hunt, W.F., 2011a. Impacts of Media Depth on Effluent Water Quality and Hydrologic Performance of Undersized Bioretention Cells. J. Irrig. Drain. Eng. 137, 132–143. https://doi.org/10.1061/(ASCE)IR.1943-4774.0000167

Brown, R.A., Hunt, W.F., 2011b. Underdrain Configuration to Enhance Bioretention Exfiltration to Reduce Pollutant Loads. J. Environ. Eng. 137, 1082–1091. https://doi.org/10.1061/(ASCE)EE.1943-7870.0000437

Brown, R.A., Hunt, W.F., 2008. Bioretention Performance in the Upper Coastal Plain of North Carolina, in: Low Impact Development for Urban Ecosystem and Habitat Protection. Presented at the International Low Impact Development Conference 2008, American Society of Civil Engineers, Seattle, Washington, United States, pp. 1–10. https://doi.org/10.1061/41009(333)95

Brudler, S., Rygaard, M., Arnbjerg-Nielsen, K., Hauschild, M.Z., Ammitsøe, C., Vezzaro, L., 2019. Pollution levels of stormwater discharges and resulting environmental impacts. Sci. Total Environ. 663, 754–763. https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2019.01.388

California Stormwater Quality Association, 2003. California stormwater BMP handbook–new development and redevelopment. Calif. Stormwater Qual. Assoc. Menlo Park CA USA.

Caltrans, 2003. Roadside vegetated treatment sites (RVTS) study.

Carluer, N., Lauvernet, C., Noll, D., Muñoz-Carpena, R., 2017. Defining context-specific scenarios to design vegetated buffer zones that limit pesticide transfer via surface runoff. Sci. Total Environ. 575, 701–712.

Carpenter, D.D., Hallam, L., 2010. Influence of Planting Soil Mix Characteristics on Bioretention Cell Design and Performance. J. Hydrol. Eng. 15, 404–416. https://doi.org/10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0000131

Chaubey, I., Edwards, D.R., Daniel, T.C., Moore Jr, P.A., Nichols, D.J., 1995. Effectiveness of vegetative filter strips in controlling losses of surface-applied poultry litter constituents. Trans. ASAE 38, 1687–1692.

Chow, M.F., Yusop, Z., Toriman, M.E., 2012. Modelling runoff quantity and quality in tropical urban catchments using Storm Water Management Model. Int. J. Environ. Sci. Technol. 9, 737–748.

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

Chu, S.T., 1978. Infiltration during an unsteady rain. Water Resour. Res. 14, 461–466. https://doi.org/10.1029/WR014i003p00461

Clar, M.L., Barfield, B.J., O'Connor, T.P., 2004. Stormwater best management practice design guide volume 2 vegetative biofilters. Natl. Risk Manag. Res. Lab. USEPA Cincinnati OH USA.

Claytor, R.A., Schueler, T.R., 1996. Design of stormwater filtering systems. Chesapeake Research Consortium.

Cohn, J., Ridgway, M., McAdam, T., 2018. Case Studies in Realizing Co-Benefits of Multimodal Roadway Design and Gray and Green Infrastructure. Federal Highway Administration (US).

Correll, D.L., 1996. Buffer zones and water quality protection: general principles. Buffer Zones Their Process. Potential Water Prot. 7–20.

Davis, A.P., 2008. Field Performance of Bioretention: Hydrology Impacts. J. Hydrol. Eng. 13, 90–95. https://doi.org/10.1061/(ASCE)1084-0699(2008)13:2(90)

Davis, A.P., Hunt, W.F., Traver, R.G., Clar, M., 2009. Bioretention Technology: Overview of Current Practice and Future Needs. J. Environ. Eng. 135, 109–117. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9372(2009)135:3(109)

Davis, A.P., Shokouhian, M., Sharma, H., Minami, C., 2001. Laboratory study of biological retention for urban stormwater management. Water Environ. Res. 73, 5–14.

Davis, A.P., Stagge, J.H., Jamil, E., Kim, H., 2012. Hydraulic performance of grass swales for managing highway runoff. Water Res. 46, 6775–6786. https://doi.org/10.1016/j.watres.2011.10.017

DDOE, 2013. Stormwater Management Guidebook, Center for Watershed Protection. ed. 8390 Main Street Ellicott City, MD 21043.

DeBusk, K.M., Wynn, T.M., 2011. Storm-water bioretention for runoff quality and quantity mitigation. J. Environ. Eng. 137, 800–808.

Deletic, A., 2005. Sediment transport in urban runoff over grassed areas. J. Hydrol. 301, 108–122. https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2004.06.023

Deletic, A., 2001. Modelling of water and sediment transport over grassed areas. J. Hydrol. 248, 168–182. https://doi.org/10.1016/S0022-1694(01)00403-6

Deletic, A., Fletcher, T.D., 2006. Performance of grass filters used for stormwater treatment—a field and modelling study. J. Hydrol. 317, 261–275. https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2005.05.021

Dhalla, S., Zimmer, C., 2010. Low Impact Development Stormwater Management Planning and Design Guide. Stormwater Guide Tor. Tor. Reg. Conserv. Auth.

Dietz, M.E., 2007. Low impact development practices: A review of current research and recommendations for future directions. Water. Air. Soil Pollut. 186, 351–363.

Dietz, M.E., Clausen, J.C., 2005. A field evaluation of rain garden flow and pollutant treatment. Water. Air. Soil Pollut. 167, 123–138.

Digman, C., Ashley, R., Hargreaves, P., Gill, E., 2014. Managing urban flooding from heavy rainfall–encouraging the uptake of designing for exceedance–recommendations and summary. CIRIA C738a Lond. UK CIRIA.

Dillaha, T.A., Reneau, R.B., Mostaghimi, S., Lee, D., 1989. Vegetative filter strips for agricultural nonpoint source pollution control. Trans. ASAE 32, 513–0519.

Dongquan, Z., Jining, C., Haozheng, W., Qingyuan, T., Shangbing, C., Zheng, S., 2009. GIS-based urban rainfall-runoff modeling using an automatic catchment-discretization approach: a case study in Macau. Environ. Earth Sci. 59, 465.

Dosskey, M.G., Helmers, M.J., Eisenhauer, D.E., 2008. A design aid for determining width of filter strips. J. Soil Water Conserv. 63, 232–241. https://doi.org/10.2489/jswc.63.4.232

Duchene, M., McBean, E.A., 1992. DISCHARGE CHARACTERISTICS OF PERFORATED PIPE FOR USE IN INFILTRATION TRENCHES 1. JAWRA J. Am. Water Resour. Assoc. 28, 517–524.

Dunne, T., Black, R.D., 1970. An experimental investigation of runoff production in permeable soils. Water Resour. Res. 6, 478–490.

Durner, W., 1994. Hydraulic conductivity estimation for soils with heterogeneous pore structure. Water Resour. Res. 30, 211–223.

Dussaillant, A.R., Cuevas, A., Potter, K.W., 2005. Raingardens for stormwater infiltration and focused groundwater recharge: simulations for different world climates. Water Sci. Technol. Water Supply 5, 173–179.

Dussaillant, A.R., Wu, C.H., Potter, K.W., 2004. Richards Equation Model of a Rain Garden. J. Hydrol. Eng. 9, 219–225. https://doi.org/10.1061/(ASCE)1084-0699(2004)9:3(219)

Endreny, T., Collins, V., 2009. Implications of bioretention basin spatial arrangements on stormwater recharge and groundwater mounding. Ecol. Eng. 35, 670–677.

Flanagan, K., Ah-Leung, S., Bacot, L., Bak, A., Barraud, S., Branchu, P., Castebrunet, H., Cossais, N., Gouvello, B., Deroubaix, J.-F., Garnier, R., Gromaire, M.-C., Honegger, A., Neveu, P., Paupardin, J., Peyneau, P.-E., Ramier, D., Rodriguez, F., Ruban, V., Varnède, L., 2019. Un guide méthodologique pour l'évaluation des performances des ouvrages de maîtrise à la source des eaux pluviales. https://doi.org/10.13140/RG.2.2.16209.68969

Flanagan, K., Branchu, P., Ramier, D., Gromaire, M.-C., 2017a. Evaluation of the relative roles of a vegetative filter strip and a biofiltration swale in a treatment train for road runoff. Water Sci. Technol. 75, 987–997. https://doi.org/10.2166/wst.2016.578

Flanagan, K., Tedoldi, D., Branchu, P., Gromaire, M.-C., 2017b. Caractérisation du fonctionnement d'un ouvrage de gestion à la source du ruissellement de voirie : approche par modélisation hydrologique et par cartographie de la contamination du sol. Houille Blanche 5–13. https://doi.org/10.1051/lhb/2017016

Fletcher, T.D., Andrieu, H., Hamel, P., 2013. Understanding, management and modelling of urban hydrology and its consequences for receiving waters: A state of the art. Adv. Water Resour. 51, 261–279. https://doi.org/10.1016/j.advwatres.2012.09.001

Fletcher, T.D., Shuster, W., Hunt, W.F., Ashley, R., Butler, D., Arthur, S., Trowsdale, S., Barraud, S., Semadeni-Davies, A., Bertrand-Krajewski, J.-L., Mikkelsen, P.S., Rivard, G., Uhl, M., Dagenais, D., Viklander, M., 2015. SUDS, LID, BMPs, WSUD and more – The evolution and application of terminology surrounding urban drainage. Urban Water J. 12, 525–542. https://doi.org/10.1080/1573062X.2014.916314

Fox, G.A., Muñoz-Carpena, R., Purvis, R.A., 2018. Controlled laboratory experiments and modeling of vegetative filter strips with shallow water tables. J. Hydrol. 556, 1–9. https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2017.10.069

Freni, G., Oliveri, E., 2005. Mitigation of urban flooding: A simplified approach for distributed stormwater management practices selection and planning. Urban Water J. 2, 215–226. https://doi.org/10.1080/15730620500386461

García-Serrana, M., Gulliver, J.S., Nieber, J.L., 2017a. Infiltration capacity of roadside filter strips with non-uniform overland flow. J. Hydrol. 545, 451–462. https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2016.12.031

García-Serrana, M., Gulliver, J.S., Nieber, J.L., 2017b. Non-uniform overland flow-infiltration model for roadside swales. J. Hydrol. 552, 586–599. https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2017.07.014

Gassman, P.W., Reyes, M.R., Green, C.H., Arnold, J.G., 2007. The soil and water assessment tool: historical development, applications, and future research directions. Trans. ASABE 50, 1211–1250.

Gilliam, J.W., Parsons, J.E., Mikkelsen, R.L., 1996. Nitrogen dynamics and buffer zones. Buffer Zones 54.

Green, W.H., Ampt, G.A., 1911. Studies on Soil Phyics. J. Agric. Sci. 4, 1–24.

GSMM, 2016. Georgia Stormwater Management Manual – Volume 2:Technical Handbook. Atlanta Regional Council, Atlanta, GA.

Guide Région Rhône-Alpes, 2006. Pour la gestion des eaux pluviales, stratégie et solutions techniques. Charbonnière-les-Bains: Conseil régional Rhône-Alpes.

Hamel, P., Daly, E., Fletcher, T.D., 2013. Source-control stormwater management for mitigating the impacts of urbanisation on baseflow: A review. J. Hydrol. 485, 201–211. https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2013.01.001

Han, J., Wu, J.S., Allan, C., 2005. Suspended Sediment Removal by Vegetative Filter Strip Treating Highway Runoff. J. Environ. Sci. Health Part A 40, 1637–1649. https://doi.org/10.1081/ESE-200060683

Hayes, J.C., Barfield, B.J., Barnhisel, R.I., 1984. Performance of grass filters under laboratory and field conditions. Trans. ASAE 27, 1321–1331.

Hayes, J.C., Barfield, B.J., Barnhisel, R.I., 1979. Filtration of Sediment by Simulated Vegetation II. Unsteady Flow with Non-Homogeneous Sediment. Trans. ASAE 22, 1063–1067. https://doi.org/10.13031/2013.35156

Heasom, W., Traver, R.G., Welker, A., 2007. HYDROLOGIC MODELING OF A BIOINFILTRATION BEST MANAGEMENT PRACTICE1. JAWRA J. Am. Water Resour. Assoc. 42, 1329–1347. https://doi.org/10.1111/j.1752-1688.2006.tb05304.x

Helmers, M.J., Eisenhauer, D.E., 2006. Overland flow modeling in a vegetative filter considering non-planar topography and spatial variability of soil hydraulic properties and vegetation density. J. Hydrol. 328, 267–282.

Her, Y., Jeong, J., Arnold, J., Gosselink, L., Glick, R., Jaber, F., 2017. A new framework for modeling decentralized low impact developments using Soil and Water Assessment Tool. Environ. Model. Softw. 96, 305–322.

Herschy, R.W., 1971. The magnitude of errors at flow measurement stations. Water Resources Board.

Hollis, G.E., 1975. The effect of urbanization on floods of different recurrence interval. Water Resour. Res. 11, 431–435. https://doi.org/10.1029/WR011i003p00431

Horner, R.R., 1993. Biofiltration for Storm Runoff Water Quality Control, prepared for the Washington State Department of Ecology. Cent. Urban Water Resour. Manag. Univ. Wash. Seattle WA.

Horton, R.E., 1941. An approach toward a physical interpretation of infiltration-capacity 1. Soil Sci. Soc. Am. J. 5, 399–417.

Horton, R.E., 1933. The role of infiltration in the hydrologic cycle. Eos Trans. Am. Geophys. Union 14, 446–460.

Huang, C.-L., Hsu, N.-S., Liu, H.-J., Huang, Y.-H., 2018. Optimization of low impact development layout designs for megacity flood mitigation. J. Hydrol. 564, 542–558.

Huber, W.C., Dickinson, R.E., Barnwell Jr, T.O., Branch, A., 1988. Storm water management model; version 4. Environ. Prot. Agency U. S.

Hunt, W.F., Hathaway, J.M., Winston, R.J., Jadlocki, S.J., 2010. Runoff Volume Reduction by a Level Spreader–Vegetated Filter Strip System in Suburban Charlotte, N.C. J. Hydrol. Eng. 15, 499–503. https://doi.org/10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0000160

Hunt, W.F., Jarrett, A.R., Smith, J.T., Sharkey, L.J., 2006. Evaluating Bioretention Hydrology and Nutrient Removal at Three Field Sites in North Carolina. J. Irrig. Drain. Eng. 132, 600–608. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9437(2006)132:6(600)

Hunt, W.F., Smith, J.T., Jadlocki, S.J., Hathaway, J.M., Eubanks, P.R., 2008. Pollutant removal and peak flow mitigation by a bioretention cell in urban Charlotte, NC. J. Environ. Eng. 134, 403–408.

Idaho Department of Environmental Quality, 2005. Catalog of stormwater best management practices for Idaho Cities and Counties. IDEQ Boise, ID.

Imteaz, M.A., Ahsan, A., Rahman, A., Mekanik, F., 2013. Modelling stormwater treatment systems using MUSIC: Accuracy. Resour. Conserv. Recycl. 71, 15–21. https://doi.org/10.1016/j.resconrec.2012.11.007

Iowa State University, 2009. Iowa stormwater management manual. Iowa State University, Institute for Transportation Ames, IA.

Jaber, F.H., Shukla, S., 2012. MIKE SHE: Model use, calibration, and validation. Trans. ASABE 55, 1479–1489.

Kanso, T., Gromaire, M.-C., Ramier, D., Dubois, P., Chebbo, G., 2020. An Investigation of the Accuracy of EC5 and 5TE Capacitance Sensors for Soil Moisture Monitoring in Urban Soils-Laboratory and Field Calibration. Sensors 20, 6510. https://doi.org/10.3390/s20226510

Kanso, T., Tedoldi, D., Gromaire, M.-C., Ramier, D., Saad, M., Chebbo, G., 2018. Horizontal and Vertical Variability of Soil Hydraulic Properties in Roadside Sustainable Drainage Systems (SuDS)—Nature and Implications for Hydrological Performance Evaluation. Water 10, 987. https://doi.org/10.3390/w10080987

Kellagher, R., 2002. Storage requirements for rainfall runoff from greenfield development sites.

Khatavkar, P., Mays, L.W., 2017. Optimization Models for the Design of Vegetative Filter Strips for Stormwater Runoff and Sediment Control. Water Resour. Manag. 31, 2545–2560. https://doi.org/10.1007/s11269-016-1552-y

Kim, H., Seagren, E.A., Davis, A.P., 2003. Engineered bioretention for removal of nitrate from stormwater runoff. Water Environ. Res. 75, 355–367.

Kirkkala, T., Ventelä, A.-M., Tarvainen, M., 2012. Long-term field-scale experiment on using lime filters in an agricultural catchment. J. Environ. Qual. 41, 410–419.

Knight, E.M.P., Hunt, W.F., Winston, R.J., 2013. Side-by-side evaluation of four level spreader-vegetated filter strips and a swale in eastern North Carolina. J. Soil Water Conserv. 68, 60–72. https://doi.org/10.2489/jswc.68.1.60

Knisel, W.G., 1980. CREAMS: a field scale model for Chemicals, Runoff, and Erosion from Agricultural Management Systems [USA]. U. S. Dept Agric. Conserv. Res. Rep. USA.

Köhne, J.M., Wöhling, T., Pot, V., Benoit, P., Leguédois, S., Bissonnais, Y.L., Šimůnek, J., 2011. Coupled simulation of surface runoff and soil water flow using multi-objective parameter estimation. J. Hydrol. 403, 141–156. https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2011.04.001

Kosugi, K., 1996. Lognormal distribution model for unsaturated soil hydraulic properties. Water Resour. Res. 32, 2697–2703.

Kuichling, E., 1889. The relation between the rainfall and the discharge of sewers in populous districts. Trans. Am. Soc. Civ. Eng. 20, 1–56.

Lacas, J.-G., Carluer, N., Voltz, M., 2012. Efficiency of a grass buffer strip for limiting diuron losses from an uphill vineyard towards surface and subsurface waters. Pedosphere 22, 580–592.

Lacas, J.-G., Voltz, M., Gouy, V., Carluer, N., Gril, J.-J., 2009. Using grassed strips to limit pesticide transfer to surface water: A review, in: Sustainable Agriculture. Springer, pp. 471–491.

Le Bissonnais, Y., Lecomte, V., Cerdan, O., 2004a. Grass strip effects on runoff and soil loss.

Le Bissonnais, Y., Lecomte, V., Cerdan, O., 2004b. Grass strip effects on runoff and soil loss. Agronomie 24, 129–136.

Leroy, M.C., Legras, M., Marcotte, S., Moncond'huy, V., Machour, N., Le Derf, F., Portet-Koltalo, F., 2015. Assessment of PAH dissipation processes in large-scale outdoor mesocosms simulating vegetated road-side swales. Sci. Total Environ. 520, 146–153. https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2015.03.020

Li, H., Li, K., Zhang, X., 2016. Performance evaluation of grassed swales for stormwater pollution control. Procedia Eng. 154, 898–910.

Li, H., Sharkey, L.J., Hunt, W.F., Davis, A.P., 2009. Mitigation of Impervious Surface Hydrology Using Bioretention in North Carolina and Maryland. J. Hydrol. Eng. 14, 407–415. https://doi.org/10.1061/(ASCE)1084-0699(2009)14:4(407)

Li, J., Zhao, R., Li, Y., Chen, L., 2018. Modeling the effects of parameter optimization on three bioretention tanks using the HYDRUS-1D model. J. Environ. Manage. 217, 38–46.

Lighthill, M.J., Whitham, G.B., 1955. On kinematic waves I. Flood movement in long rivers. Proc R Soc Lond A 229, 281–316.

Line, D.E., Hunt, W.F., 2009. Performance of a bioretention area and a level spreader-grass filter strip at two highway sites in North Carolina. J. Irrig. Drain. Eng. 135, 217–224.

Lobo, G.P., Bonilla, C.A., 2017. A modeling approach to determining the relationship between vegetative filter strip design and sediment composition. Agric. Ecosyst. Environ. 237, 45–54. https://doi.org/10.1016/j.agee.2016.12.027

Lucas, W.C., 2009. Design of integrated bioinfiltration-detention urban retrofits with design storm and continuous simulation methods. J. Hydrol. Eng. 15, 486–498.

Lucke, T., Mohamed, M., Tindale, N., 2014. Pollutant Removal and Hydraulic Reduction Performance of Field Grassed Swales during Runoff Simulation Experiments. Water 6, 1887–1904. https://doi.org/10.3390/w6071887

Luthans, B., 2006. NATIONAL POLLUTANT DISCHARGE ELIMINATION SYSTEM (NPDES). US Environ. Prot. Agency.

Machusick, M., Welker, A., Traver, R., 2011. Groundwater mounding at a storm-water infiltration BMP. J. Irrig. Drain. Eng. 137, 154–160.

Magette, W.L., Brinsfield, R.B., Palmer, R.E., Wood, J.D., 1989. Nutrient and sediment removal by vegetated filter strips. Trans. ASAE 32, 663–0667.

Makepeace, D.K., Smith, D.W., Stanley, S.J., 1995. Urban stormwater quality: summary of contaminant data. Crit. Rev. Environ. Sci. Technol. 25, 93–139.

McGreevey, J., M.Campbell, B., P.Hahm, E., Baier, L., 2004. NJDEP New Jersey Stormwater Best Management Practices Manual, New Jersey Department of Environmental Protection. ed.

MDDEFP, MAMROT, 2014. Guide de gestion des eaux pluviales. Pour Ministère Dév. Durable L'Environnement Faune Parcs MDDEFP Ministère Aff. Munic. Régions L'Occupation Territ. MAMROT Gouv. Qué. Gilles Rivard.

MDE, 2000. Maryland Stormwater Design Manual [WWW Document]. URL http://www.mde.state.md.us/programs/water/stormwatermanagementprogram/marylandstormwaterdesignmanual/Pages/Programs/WaterPrograms/SedimentandStormwater/stormwater_design/index.aspx (accessed 3.7.16).

Metcalf, E., 1971. Storm Water Management Model, Volume I-Final Report. Technical Report EPA Report 11024 DOC 07/71 (NTIS PB-203289), University of ….

METER Group, 2018a. ECH2O EC-5 Manual. Pullman WA, USA.

METER Group, 2018b. ECH2O 5TE Manual. Pullman WA, USA.

Metropolitan Council, 2001. Minnesota urban small sites BMP Manual: Stormwater best management practices for cold climates. Barr Eng. Co. St Paul MN.

Mockus, V., 1964. National engineering handbook. US Soil Conserv. Serv. Wash. DC USA 4.

Monteith, J.L., 1965. Evaporation and environment. The state and movement of water in living organisms. Symposium of the society of experimental biology, Vol. 19 (pp. 205-234). Cambridge: Cambridge University Press.

Moriasi, D.N., Arnold, J.G., Van Liew, M.W., Bingner, R.L., Harmel, R.D., Veith, T.L., 2007. Model evaluation guidelines for systematic quantification of accuracy in watershed simulations. Trans. ASABE 50, 885–900.

Mualem, Y., 1976. A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media. Water Resour. Res. 12, 513–522. https://doi.org/10.1029/WR012i003p00513

Muñoz-Carpena, R., Parsons, J.E., 2011. VFSMOD-W vegetative filter strips modelling system. Model documentation & user's manual. Version 6. x. Univ. Fla. Gainesv. FL.

Munoz-Carpena, R., Parsons, J.E., 2004. A design procedure for vegetative filter strips using VFSMOD-W. Trans. ASAE 47, 1933.

Munoz-Carpena, R., Parsons, J.E., Gilliam, J.W., 1999. Modeling hydrology and sediment transport in vegetative filter strips. J. Hydrol. 214, 111–129.

Munoz-Carpena, R., Parsons, J.E., Gilliam, J.W., 1993. Numerical approach to the overland flow process in vegetative filter strips. Trans. ASAE 36, 761–770.

MUSIC, B.E.U.M., 2013. eWater. Online.

Nanda, A., Sen, S., Jirwan, V., Sharma, A., Kumar, V., 2018. Understanding plot-scale hydrology of Lesser Himalayan watershed-A field study and HYDRUS-2D modelling approach. Hydrol. Process. 32, 1254–1266. https://doi.org/10.1002/hyp.11499

Nash, J.E., 1957. The form of the instantaneous unit hydrograph. Int. Assoc. Sci. Hydrol. Publ 3, 114–121.

Nash, J.E., Sutcliffe, J.V., 1970. River flow forecasting through conceptual models part I—A discussion of principles. J. Hydrol. 10, 282–290.

NCDEQ, 2020. NCDEQ stormwater design manual. N. C. Dep. Environ. Qual.

Neuman, S.P., 1972. Finite element computer programs for flow in saturated–unsaturated porous media. 2nd Annu. Rep. Proj A10-SWC-77Hydraul Eng Lab Tech. Haifa Isr.

Neuman, S.P., Feddes, R.A., Bresler, E., 1974. Finite element simulation of flow in saturated-unsaturated soils considering water uptake by plants.

Newcomer, M.E., Gurdak, J.J., Sklar, L.S., Nanus, L., 2014. Urban recharge beneath low impact development and effects of climate variability and change. Water Resour. Res. 50, 1716–1734.

Niazi, M., Nietch, C., Maghrebi, M., Jackson, N., Bennett, B.R., Tryby, M., Massoudieh, A., 2017. Storm water management model: Performance review and gap analysis. J. Sustain. Water Built Environ. 3, 04017002.

NYSSMDM, 2015. New York State Stormwater Management Design Manual, NYS Dept. of Environmental Conservation. ed.

Olszewski, J.M., Davis, A.P., 2013. Comparing the Hydrologic Performance of a Bioretention Cell with Predevelopment Values. J. Irrig. Drain. Eng. 139, 124–130. https://doi.org/10.1061/(ASCE)IR.1943-4774.0000504

Pan, D., Gao, X., Dyck, M., Song, Y., Wu, P., Zhao, X., 2017. Dynamics of runoff and sediment trapping performance of vegetative filter strips: Run-on experiments and modeling. Sci. Total Environ. 593–594, 54–64. https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2017.03.158

Park, Y., Engel, B., Shin, Y., Choi, J., Kim, N.-W., Kim, S.-J., Kong, D., Lim, K., 2013. Development of Web GIS-Based VFSMOD System with Three Modules for Effective Vegetative Filter Strip Design. Water 5, 1194–1210. https://doi.org/10.3390/w5031194

Park, Y.S., Lim, K.J., Yang, J.E., Kim, K.-S., 2015. Modelling of Best Management Practices in Agricultural Areas, in: Pilipavičius, V. (Ed.), Agroecology. InTech. https://doi.org/10.5772/59990

Payero, J.O., Qiao, X., Khalilian, R.D., Davis, R., 2014. Impact of soil texture on the performance of three soil moisture sensor types, in: 2014 Montreal, Quebec Canada July 13–July 16, 2014. American Society of Agricultural and Biological Engineers, p. 1.

Payne, E.G.I., Hatt, B.E., Deletic, A., Dobbie, M.F., McCarthy, D.T., Chandrasena, G.I., 2015. Adoption guidelines for stormwater biofiltration systems—Summary report. Coop. Res. Cent. Water Sensitive Cities Melb. Aust.

PDEP, 2006. Pennsylvania Stormwater Best Management Practices Manual. Department of Environmental Protection Pennsylvania.

Penman, H.L., 1948. Natural evaporation from open water, bare soil and grass. Proc. R. Soc. Lond. Ser. Math. Phys. Sci. 193, 120–145.

Pit, R., Lantrip, J., Harrison, R., Henry, C.L., Xue, D., 1999. Infiltration through disturbed urban soils and compost-amended soil effects on runoff quality and quantity. National Risk Management Research Laboratory.

Poletika, N.N., Coody, P.N., Fox, G.A., Sabbagh, G.J., Dolder, S.C., White, J., 2009. Chlorpyrifos and Atrazine Removal from Runoff by Vegetated Filter Strips: Experiments and Predictive Modeling. J. Environ. Qual. 38, 1042–1052. https://doi.org/10.2134/jeq2008.0404

Popov, V.H., Cornish, P.S., Sun, H., 2006. Vegetated biofilters: the relative importance of infiltration and adsorption in reducing loads of water-soluble herbicides in agricultural runoff. Agric. Ecosyst. Environ. 114, 351–359.

Prince George's County, 1999. Low-Impact Development Design Strategies: An Integrated Design Approach, Department of Environmental Resources, Programs and Planning Division. ed. Prince George's County, Maryland.

Rahman, M.A., Imteaz, M.A., Arulrajah, A., 2016. Suitability of reclaimed asphalt pavement and recycled crushed brick as filter media in bioretention applications. Int. J. Environ. Sustain. Dev. 15, 32–48.

Ramier, D., 2005. Bilan hydrique des voiries urbaines : observations et modélisation (These de doctorat). Nantes.

Rana, G., Katerji, N., 2000. Measurement and estimation of actual evapotranspiration in the field under Mediterranean climate: a review. Eur. J. Agron. 13, 125–153.

Randelovic, A., Zhang, K., Jacimovic, N., McCarthy, D., Deletic, A., 2016. Stormwater biofilter treatment model (MPiRe) for selected micro-pollutants. Water Res. 89, 180–191.

Reichenberger, S., Bach, M., Skitschak, A., Frede, H.-G., 2007. Mitigation strategies to reduce pesticide inputs into ground-and surface water and their effectiveness; A review. Sci. Total Environ. 384, 1–35.

Richards, L.A., 1931. Capillary conduction of liquids through porous mediums. Physics 1, 318–333.

Rossman, L.A., 2015. SWMM 5.1 Storm Water Management Model User's Manual. US Environmental Protection Agency, Cincinnati, OH.

Roy-Poirier, A., Champagne, P., Filion, Y., 2010. Review of Bioretention System Research and Design: Past, Present, and Future. J. Environ. Eng. 136, 878–889. https://doi.org/10.1061/(ASCE)EE.1943-7870.0000227

Rudra, R.P., Gharabaghi, B., Sebti, S., Gupta, N., Moharir, A., 2010. GDVFS: A New Toolkit for Analysis and Design of Vegetative Filter Strips Using VFSMOD. Water Qual. Res. J. Can. Can. Assoc. Water Qual. 45.

Rujner, H., Leonhardt, G., Marsalek, J., Viklander, M., 2018. High-resolution modelling of the grass swale response to runoff inflows with Mike SHE. J. Hydrol. 562, 411–422.

Rushton, B.T., 2001. Low-Impact Parking Lot Design Reduces Runoff and Pollutant Loads. J. Water Resour. Plan. Manag. 127, 172–179. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9496(2001)127:3(172)

Sansalone, J.J., Buchberger, S.G., 1995. An infiltration device as a best management practice for immobilizing heavy metals in urban highway runoff. Water Sci. Technol. 32, 119–125.

Sasidharan, S., Bradford, S.A., Šimůnek, J., DeJong, B., Kraemer, S.R., 2018. Evaluating drywells for stormwater management and enhanced aquifer recharge. Adv. Water Resour. 116, 167–177. https://doi.org/10.1016/j.advwatres.2018.04.003

SAUVE, A., GLATARD, F., FAUCON, P., DAMAS, O., 2014. Aménagement et choix des végétaux des ouvrages de gestion des eaux pluviales de proximité.

Schaap, M.G., Leij, F.J., Van Genuchten, M.T., 2001a. ROSETTA: a computer program for estimating soil hydraulic parameters with hierarchical pedotransfer functions. J. Hydrol. 251, 163–176.

Schaap, M.G., Leij, F.J., van Genuchten, M.Th., 2001b. Rosetta: a computer program for estimating soil hydraulic parameters with hierarchical pedotransfer functions. J. Hydrol. 251, 163–176. https://doi.org/10.1016/S0022-1694(01)00466-8

Schueler, T.R., 1994. Performance of grassed swales along east coast highways. Watershed Prot. Tech. 1, 122–123.

Schwartz, S.S., 2010. Effective curve number and hydrologic design of pervious concrete storm-water systems. J. Hydrol. Eng. 15, 465–474.
Sétra, 2006. Guide Technique : Drainage Routier.
Shafique, M., Kim, R., Kyung-Ho, K., 2018. Evaluating the Capability of Grass Swale for the Rainfall Runoff Reduction from an Urban Parking Lot, Seoul, Korea. Int. J. Environ. Res. Public. Health 15, 537. https://doi.org/10.3390/ijerph15030537
Shannak, S., 2017. The effects of green infrastructure on exceedance of critical shear stress in Blunn Creek watershed. Appl. Water Sci. 7, 2975–2986.
Shen, P., Deletic, A., Urich, C., Chandrasena, G.I., McCarthy, D.T., 2018. Stormwater biofilter treatment model for faecal microorganisms. Sci. Total Environ. 630, 992–1002.
Shrestha, P., Hurley, S.E., Wemple, B.C., 2018. Effects of different soil media, vegetation, and hydrologic treatments on nutrient and sediment removal in roadside bioretention systems. Ecol. Eng. 112, 116–131. https://doi.org/10.1016/j.ecoleng.2017.12.004
Šimůnek, J., van Genuchten, M.Th., Šejna, M., 2016. Recent Developments and Applications of the HYDRUS Computer Software Packages. Vadose Zone J. 15, 0. https://doi.org/10.2136/vzj2016.04.0033
Skaggs, R.W., Youssef, M.A., Chescheir, G.M., 2012. DRAINMOD: Model use, calibration, and validation. Trans. ASABE 55, 1509–1522.
Stewart, R.D., Lee, J.G., Shuster, W.D., Darner, R.A., 2017. Modelling hydrological response to a fully-monitored urban bioretention cell. Hydrol. Process. 31, 4626–4638. https://doi.org/10.1002/hyp.11386
Strauch, K.R., Rus, D.L., Holm, K.E., 2016. Water balance monitoring for two bioretention gardens in Omaha, Nebraska, 2011–14. US Geological Survey.
Thornthwaite, C.W., 1948. An approach toward a rational classification of climate. Geogr. Rev. 38, 55–94.
Tollner, E.W., Barfield, B.J., Haan, C.T., Kao, T.Y., 1976. Suspended Sediment Filtration Capacity of Simulated Vegetation. Trans. ASAE 19, 0678–0682. https://doi.org/10.13031/2013.36095
Tollner, E.W., Barfield, B.J., Vachirakornwatana, C., Haan, C.T., 1977. Sediment Deposition Patterns in Simulated Grass Filters. Trans. ASAE 20, 0940–0944. https://doi.org/10.13031/2013.35679
Tsihrintzis, V.A., Hamid, R., 1997. Modeling and management of urban stormwater runoff quality: a review. Water Resour. Manag. 11, 136–164.
Turc, L., 1961. Evaluation des besoins en eau d'irrigation, évapotranspiration potentielle. Ann Agron 12, 13–49.
Turco, M., Kodešová, R., Brunetti, G., Nikodem, A., Fér, M., Piro, P., 2017. Unsaturated hydraulic behaviour of a permeable pavement: Laboratory investigation and numerical analysis by using the HYDRUS-2D model. J. Hydrol. 554, 780–791. https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2017.10.005
UDFCD, 1999. Urban stormwater drainage criteria manual. Urban Drainage and Flood Control District Denver.
United Nations, 2015. World Urbanization Prospects: The 2014 Revision. United Nations Publications.
USDA, S., 1986. Urban hydrology for small watersheds. Tech. Release 55, 2–6.
USEPA, 2011. Enhanced Framework (SUSTAIN) and Field Applications for Placement of BMPs in Urban Watersheds.

van Genuchten, M.Th., 1980. A Closed-form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils1. Soil Sci. Soc. Am. J. 44, 892. https://doi.org/10.2136/sssaj1980.03615995004400050002x

Vermont, A.N.R., 2002. The Vermont Stormwater Management Manual. Waterbury, VT: Vermont Agency of Natural Resources.

Virginia, D.C.R., 1999. Virginia stormwater management handbook. Chapter.

Walsh, P.M., Barrett, M.E., Malina, J.F., Charbeneau, R.J., 1997. Use of vegetative controls for treatment of highway runoff. Center for Research in Water Resources, University of Texas at Austin.

Wanielista, M., Kersten, R., Eaglin, R., 1997. Hydrology: Water quantity and quality control. John Wiley and Sons.

Washington State Departement of Transportation, 2016. Highway Runoff Manual.

WDEQ, 2013. Urban Best Management Practice Manual, Wyoming Department of Environmental Quality Water Quality Division Nonpoint Source Program. ed.

White, M.J., Arnold, J.G., 2009. Development of a simplistic vegetative filter strip model for sediment and nutrient retention at the field scale. Hydrol. Process. 23, 1602–1616. https://doi.org/10.1002/hyp.7291

Winston, R.J., Dorsey, J.D., Hunt, W.F., 2016. Quantifying volume reduction and peak flow mitigation for three bioretention cells in clay soils in northeast Ohio. Sci. Total Environ. 553, 83–95. https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2016.02.081

Winston, R.J., Hunt, W.F., 2009. Field Evaluation of Level Spreader-Vegetative Filter Strips to Improve Hydrology and Water Quality, in: 2009 Reno, Nevada, June 21-June 24, 2009. American Society of Agricultural and Biological Engineers, p. 1.

Winter, T.C., 1981. Uncertainties in estimating the water balance of lakes 1. JAWRA J. Am. Water Resour. Assoc. 17, 82–115.

Wong, S., McCuen, R., 1981. The Design of Vegetative Buffer Strips for Runoff and Sediment Control 1–23.

Wong, S.L., McCuen, R.H., 1982. The design of vegetative buffer strips for runoff and sediment control. A technical pa-per developed as part of a study of stormwater management in coastal areas funded by Maryland coastal Zone manage-ment Program. Civ. Eng. Dep. Univ. Md. Coll. Park MDCastelle Al 1994 より.

Wong, T.H.F., Fletcher, T.D., Duncan, H.P., Jenkins, G.A., 2006. Modelling urban stormwater treatment—A unified approach. Ecol. Eng. 27, 58–70. https://doi.org/10.1016/j.ecoleng.2005.10.014

WSDOT, W.S.D. of T., 2016. Highway Runoff Manual. Olympia, WA,USA.

WVSMD, 2012. West Virginia Stormwater Management and Design Guidance Manual. Center for Watershed Protection, Inc.

Yousef, Y.A., Hvitved-Jacobsen, T., Wanielista, M.P., Harper, H.H., 1987. Removal of contaminants in highway runoff flowing through swales. Sci. Total Environ. 59, 391–399.

Yousef, Y.A., Wanielista, M.P., Harper, H.H., 1985. Removal of highway contaminants by roadside swales. Transp. Res. Rec.

Yu, S.L., Kuo, J.-T., Fassman, E.A., Pan, H., 2001. Field Test of Grassed-Swale Performance in Removing Runoff Pollution. J. Water Resour. Plan. Manag. 127, 168–171. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9496(2001)127:3(168)

Zhang, K., Chui, T.F.M., 2017. Evaluating hydrologic performance of bioretention cells in shallow groundwater. Hydrol. Process. 31, 4122–4135. https://doi.org/10.1002/hyp.11308

Zhang, K., Randelovic, A., Deletic, A., Page, D., McCarthy, D.T., 2016. Stormwater biofilters: A new validation modelling tool. Ecol. Eng. 87, 53–61.

Zölch, T., Henze, L., Keilholz, P., Pauleit, S., 2017. Regulating urban surface runoff through nature-based solutions–an assessment at the micro-scale. Environ. Res. 157, 135–144.