

# Optimisation de l'évacuation des eaux de ruissellement par prévision radar et rétention des flux



## **Projet de Master**

Sciences et Ingénierie de l'Environnement  
École Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL)

## **Bertil Décosterd**

*Supervisé par*

Dr Frédéric Jordan (Hydrique Ingénieurs)  
Dr Giovanni De Cesare (LCH, EPFL)

*Lausanne, le 13 août 2021*

# Table des matières

Avant-propos	ii
Résumé	iii
Abstract	v
<b>1 Introduction</b>	<b>1</b>
<b>2 Objectifs</b>	<b>3</b>
2.1 Questions ouvertes	3
2.2 Fil rouge	4
<b>3 Revue de littérature</b>	<b>5</b>
3.1 Le <i>Real-Time Control</i>	5
3.2 Normes et lois	9
3.3 Modélisation pluie-débit	15
3.4 Évaluation de la performance d'un modèle	17
3.5 Prévisions radar instantanées ( <i>Nowcasting</i> )	19
<b>4 Description du cas d'application</b>	<b>23</b>
4.1 Situation générale	23
4.2 Le réseau d'égouts	24
4.3 Le mandat d'Hydrique Ingénieurs	28
4.4 Description de RS URBAN	31
<b>5 Amélioration du système d'alarme de la STEP</b>	<b>36</b>
5.1 Consolidation du modèle hydrologique	36
5.2 Analyse des prévisions instantanées	44
5.3 Amélioration de l'algorithme lanceur d'alarme	47
5.4 Vue d'ensemble et résultats	47
<b>6 Optimisation de la rétention des flux</b>	<b>51</b>
6.1 Contrôle de la vanne de sortie du BO Terrenoire	51
6.2 Capacité de rétention maximale du BO Terrenoire	59
6.3 Volume acheminé au bassin d'entrée de la STEP	60
6.4 Vue d'ensemble de l'optimisation de la rétention	64
<b>7 Propositions d'infrastructures de rétention</b>	<b>68</b>
7.1 Choix de l'emplacement des nouvelles infrastructures	68
7.2 Valeurs théoriques de rétention à la source	70
7.3 Rétention centralisée	72
7.4 Rétention à la source	73
<b>8 Conclusion</b>	<b>78</b>
8.1 Synthèse	78
8.2 Perspectives	79

# Avant-propos

Je tiens à remercier toute l'équipe d'Hydrique pour leur soutien et pour leurs réponses pertinentes à mes nombreuses questions. Un remerciement tout particulier à Frédéric Jordan, dont les conseils, remarques et commentaires ont permis non seulement la réalisation de ce travail mais aussi une riche première expérience dans le monde professionnel.

Merci à mes parents pour leur soutien tout au long de mes études, même si elles furent interrompues par une longue pause musicale. Merci à mes amis pour leurs encouragements, en particulier Alexia, Vincent et Lucas. Enfin, un grand merci à Manon de m'avoir accompagné avec grande affection durant mon ultime et dernière année sur les bancs de l'école.

*Photographie de couverture : vue du Gier depuis l'aval vers l'amont (B.Décosterd)*

# Résumé

**Mots-clés** : Gestion des eaux urbaines ; Évacuation des eaux ; Eaux de ruissellement ; Now-casting ; Rétention des flux ; Immissions

Les déversements d'eau de ruissellement dans l'environnement sont un problème central de la gestion des réseaux d'égouts unitaires. La littérature mentionne trois solutions : élargissement du réseau par construction de nouvelles infrastructures, contrôle des sources d'eau de ruissellement, et gestion optimisée à l'aide d'un contrôle intelligent en temps réel. Un contrôle en temps réel est déjà utilisé pour la gestion du réseau unitaire de St-Chamond, en France. Il a la particularité d'utiliser les prévisions radar instantanées pour atteindre les deux objectifs suivants : anticiper l'enclenchement de la filière de traitement des eaux de pluie de la STEP à l'aide d'un système d'alarme, et optimiser la rétention du bassin d'orage (BO) de Terrenoire par une consigne de débit sortant actualisée en continu.

Ce projet se concentre d'abord sur l'amélioration du système d'alarme de la STEP. Affichant initialement un taux de détection de 63% et un taux de fausse alarme de 26%, la performance atteinte est de 50% respectivement 8%. Cette amélioration permet d'automatiser l'enclenchement jusqu'alors manuel de la filière de traitement des eaux de pluie. Ce projet porte également sur l'optimisation de la rétention des flux, segmentée en deux étapes. Il s'agit premièrement d'améliorer l'algorithme avec lequel la consigne du débit sortant du bassin de Terrenoire est déterminée, pour minimiser les déversements au bassin, mais aussi au déversoir d'orage Wilson, situé entre le BO et la STEP. Les résultats démontrent la grande utilité de cette optimisation, avec une baisse de 17% du volume déversé sur l'ensemble du réseau. Deuxièmement, des aménagements constructifs au bassin de Terrenoire et au déversoir d'orage de Lafayette, situé juste en amont de la STEP, permettent de diminuer de 14% le volume déversé sur l'ensemble du réseau. Enfin, les deux plus grands facteurs limitants sont le volume de rétention du réseau et les incertitudes des prévisions radar.

En complément aux mesures d'exploitation, une analyse de projets constructifs est menée pour améliorer la gestion des eaux. Deux propositions d'infrastructure sont analysées : l'emplacement est choisi, le prix de construction estimé. Une mise en perspective permet de comprendre qu'une utilisation optimisée du réseau est une priorité, avant de considérer l'élargissement du réseau, par la construction de bassins de rétention ou le contrôle des flux à la source par la végétalisation des toits.

Finalement, la gestion des réseaux d'égouts doit prendre en compte non seulement l'utilisation optimisée, l'amélioration des infrastructures existantes, et la planification de l'élargissement du réseau pour faire face aux deux défis principaux des années à venir : la croissance de la surface

urbanisée et l'augmentation de l'intensité des précipitations.

# Abstract

**Key-words** : Urban water management ; Runoff water ; Nowcasting ; Water retention ; Emissions

Overflows in the environment is a major issue of the combined sewer systems. To tackle this problem, three possibilities are listed in the literature : enlarging of the existing infrastructures, storm water source control and smart real-time control. This last proposition is implemented, with the additional use of radar nowcasting, for the combined sewer system of St-Chamond, a small French town in the Loire country. It has two main goals. First, anticipate the rainwater treatment facility engagement of the wastewater treatment plant (WWTP) with an alarm system. Second, optimizing the water retention at the storm basin with an output flow instruction, which is upgraded every ten minutes.

The first part of the present work focuses on improving the alarm system of the WWTP. The initial hit and false alarm rates of 63% and 26% are brought to 50% and 8% thanks to this project. The second part is the water retention optimization, which is divided in two : the improvement of the algorithm which calculates the output flow instruction sent in real-time to the Terrenoire basin is achieved. There, the present and future sewer retention capacity is taken into account in a smarter way. Thus the overflow volume over the entire sewer system can be reduced by 17%. At second, the improvement of the existing infrastructures is done by increasing the retention capacity of the Terrenoire basin and diminishing the overflows upstream of the WWTP. This allows a 14% reduction of the total overflow volume. Finally, it is observed that the two main limiting factors of the water retention optimization are the capacity of the sewer system to store up water and the uncertainties of the radar previsions.

To increase the total retention volume of the sewer system, two main possibilities exist. The centralized storage of a big water volume or multiple decentralized storm water control sources, which have smaller retention volumes. An analysis of each technique comes to the conclusion that first has to be considered the optimization of the already existing infrastructures before building new ones.

Finally, the combined sewer management must combine an optimized real-time control based on nowcasting, the enlarging of the existing infrastructures and the storm water control in order to tackle the upcoming challenges : growing urban impervious surfaces and intensified rainfall events.

# Première partie

*En premier lieu, le lecteur prend connaissance du contexte et des objectifs. Lui est présenté ensuite une revue de la littérature scientifique, d'abord très générale puis plus spécifique. Les normes suisses et françaises sont aussi mentionnées, afin de donner un cadre légal. Enfin, est décrit au lecteur le cas d'application, avec une vue d'ensemble, une cartographie du réseau d'égouts, le mandat d'Hydrique Ingénieurs et une description du module de modélisation urbaine RS URBAN.*

## Chapitre 1 Introduction

La gestion des eaux, c'est-à-dire l'approvisionnement en eau potable et le traitement des eaux usées, est un élément essentiel au bon fonctionnement d'une société. Durant l'Antiquité déjà, l'empire romain a développé une gestion intelligente de l'eau et a construit de nombreuses et parfois gigantesques infrastructures. Aqueduc pour acheminer l'eau d'un endroit à l'autre, réseau d'égouts pour les eaux usées et bains thermaux pour se détendre et se laver. Cette gestion a permis de limiter la propagation des maladies et d'approvisionner un grand nombre d'habitants en eau potable. En comparant la gestion romaine des eaux avec celle de leurs contemporains, on peut conclure qu'elle a contribué à la domination romaine sur le monde méditerranéen. Alain Malissard résume le propos d'une belle phrase [26] :

*La conquête de l'espace n'avait d'abord été qu'une victoire sur les eaux hostiles et glauques : fruit d'une intelligence organisatrice et dynamique. la maîtrise de l'eau allait devenir l'une des formes de l'empire sur le monde.*

Durant le Moyen-Âge, l'Empire Chrétien s'étend et beaucoup de savoir-faire est perdu. Les réseaux d'égouts ne sont plus utilisés, les infrastructures sont détruites. La mauvaise gestion de l'eau potable et des eaux usées est favorable à la propagation des maladies. Cependant, au fil des siècles chrétiens, cette gestion si importante de l'eau s'améliore et se modernise. L'eau potable est de plus en plus accessible et les eaux usées sont collectées. Toutefois, une autre problématique apparaît pendant et après la révolution industrielle : la pollution des eaux. Ainsi, le XX<sup>e</sup> siècle est confronté à la nécessité de traiter les eaux usées. Des stations d'épuration sont construites, et une législation pour la protection de l'environnement voit le jour, ce qui va de mise avec une prise de conscience des effets anthropiques sur le milieu naturel. Enfin, la problématique de ce début du XXI<sup>e</sup> siècle, peut-on dire de manière très large, est l'optimisation et l'adaptation de la gestion des eaux à l'urbanisation grandissante et aux premiers effets mesurables du changement climatique.

Le présent travail traite de la gestion des eaux si importante en se concentrant sur la collecte, le traitement et surtout l'évacuation des eaux via les réseaux d'égouts urbains. Ceux-ci permettent ainsi non seulement de diminuer les risques sanitaires, mais aussi de protéger le milieu naturel. En plus des eaux usées, ils permettent de récolter les eaux de ruissellement, qui sont les eaux de pluie qui tombent sur les surfaces urbaines imperméables (routes, toits...). Deux choix sont alors possibles : ces eaux sont collectées dans les mêmes conduites que les eaux usées, on parle alors de réseau unitaire. Le deuxième choix est de collecter les eaux de ruissellement dans des conduites séparées, on parle alors de réseau séparatif.

L'avantage du premier choix est le traitement des eaux de ruissellement, qui souvent sont polluées par les restes des pneus ou, autre exemple, par les métaux lourds des toits. Toutefois, lors de fortes précipitations, une grande quantité d'eau arrive dans le réseau, et une partie des eaux (usées et de ruissellement) est rejetée dans le milieu naturel, ceci afin de ne pas causer des dommages



matériels dus à une mise en charge du réseau. L'avantage du deuxième choix, le réseau séparatif, est que la totalité des eaux usées est traitée. En contrepartie, les eaux de ruissellement sont toutes rejetées. Pour contrer le désavantage d'un réseau unitaire, le trop plein d'eau de ruissellement, il est possible de faire de la rétention des flux. Des bassins d'orage (BO) permettent de stocker une grande quantité d'eau et de régler le débit sortant. Enfin, ce réglage se fait de manière optimale si les débits futurs sont connus, car la saturation du réseau peut être anticipée et donc évitée. Ainsi, l'optimisation de l'évacuation des eaux de ruissellement dans le contexte de ce travail utilise les prévisions radar et la rétention des flux.



**Fig. 1** – Vestige d'un aqueduc romain, témoin d'une gestion intelligente de l'eau. [28]

## Chapitre 2 Objectifs

### 2.1 Questions ouvertes

Le sujet général de ce travail, pour être plus précis, est la gestion en temps réel des réseaux d'égouts par modélisation hydrologique et hydraulique, par prévisions instantanées et par rétention des flux. Actuellement, comme il est montré dans la revue de littérature, les centres urbains grandissent à grande vitesse et le changement climatique accentue l'intensité des événements de pluie. Les réseaux sont ainsi souvent saturés, et la gestion des eaux de ruissellement est une problématique centrale. Doit-on rénover, agrandir les infrastructures existantes, doit-on optimiser leur usage, ou doit-on construire de nouvelles infrastructures ? Une question encore ouverte et controversée entre les spécialistes : doit-on mettre en séparatif ou non les réseaux unitaires ?

Si le choix de l'optimisation de l'utilisation des infrastructures existantes est fait, un modèle hydrologique, qui est calé sur des mesures, est le plus souvent construit. Mais doit-il être optimisé pour des tâches spécifiques ou doit-il correspondre le plus précisément aux mesures ? Jusqu'à quel degré de précision une amélioration du calage du modèle est-elle nécessaire ? Il s'agit ici de trouver un compromis entre ce que le modèle apporte à la gestion du réseau et sa performance réelle lorsque la simulation est comparée aux mesures. Suite à la question du modèle se pose la question des prévisions instantanées. Celles-ci sont difficiles à mettre en place et leur utilisation doit être optimisée car elles sont souvent incertaines. Quel avantage apportent-elles dans la gestion en temps réel des réseaux d'égouts ? Cet avantage est-il significatif ?

De nombreuses questions sont ouvertes dans ce domaine, et souvent la réponse change d'un cas à un autre. En effet, elle dépend de la taille du réseau et du bassin versant urbain, de l'âge et de l'état des infrastructures, de la morphologie du terrain (plaine, montagne), de la capacité de la station d'épuration, et d'autres critères encore. Ce travail tente de répondre du moins en partie à ces questions en analysant et en optimisant le contrôle en temps réel du réseau d'égouts de St-Chamond.

## 2.2 Fil rouge

Les questions ouvertes étant exposées ci-dessus, il s'agit maintenant de lister quatre questions précises, qui servent de fil rouge. La première concerne la consolidation du modèle hydrologique des bassins versants et du réseau d'égouts, la deuxième le système d'alarme à la STEP pour l'enclenchement anticipé de la filière de traitement des eaux de pluie, la troisième concerne l'optimisation de la rétention des flux dans le réseau et la dernière les propositions de nouvelles infrastructures.

- **Consolidation du modèle de simulation : calage des déversoirs d'orage**  
À l'aide du coefficient de Nash-Sutcliffe, quelle est la performance du modèle RS atteignable après qualification et utilisation des mesures prises aux déversoirs d'orage ?
- **Amélioration du système d'alarme de la STEP**  
Quelle précision peut-on obtenir des prévisions radar et de quelle manière peut-on optimiser leur utilisation pour améliorer le système d'alarme de la STEP ?
- **Optimisation de la rétention des flux dans le réseau**  
Comment optimiser la rétention dans le réseau afin de traiter la plus grande part d'eau de ruissellement possible tout en respectant la réglementation suisse et française sur les immissions ?
- **Proposition de nouvelles infrastructures**  
Quelles infrastructures peut-on construire pour minimiser les rejets d'eau, tout en restant financièrement raisonnable ?

## Chapitre 3 Revue de littérature

Faisant suite à l'introduction et aux objectifs, la revue de littérature est articulée en deux parties. La première est un cadre général : elle décrit et donne des exemples du contrôle en temps réel des réseaux d'égouts et mentionne l'aspect juridique, c'est-à-dire les normes et lois suisses et françaises. La deuxième partie se concentre sur la littérature touchant directement le cas d'étude : on y trouve ainsi la modélisation pluie-débit, l'évaluation de la performance d'un modèle hydrologique et finalement le *Nowcasting*, c'est-à-dire les prévisions instantanées.

### 3.1 Le *Real-Time Control*

La croissance rapide des centres urbains et des zones industrielles a un impact important sur les réseaux d'égouts, qui permettent à plusieurs processus complexes (la collecte, le transport, la rétention et le traitement) d'être mis en place mais aussi contrôlés. En effet, ils ne peuvent être agrandis à la même vitesse que les zones urbaines [3], et une mauvaise gestion d'un réseau peut avoir des conséquences sociales, économiques et environnementales [18]. Par exemple, une inondation suite à une mise en charge du réseau peut créer des dégâts matériels importants, voire même des pertes humaines. Enfin, le changement climatique augmente l'intensité, la fréquence et la durée des événements de pluie [3].

Les réseaux d'égouts sont de plus en plus souvent saturés, de fait de ces changements rapides, et les déversements sont plus fréquents. Ainsi, minimiser les déversements dans le milieu naturel connaît une importance grandissante dans la gestion des réseaux unitaires. Trois solutions sont alors à considérer :

- Élargissement du réseau en construisant de nouvelles infrastructures [36] ;
- Contrôle des sources d'eau de ruissellement (*Stormwater source control approaches*) [27] ;
- Utilisation des infrastructures de manière optimale à l'aide d'un système de contrôle intelligent [33].

La première alternative, très coûteuse en temps et en argent, n'est réalisable que dans peu de cas. La deuxième approche consiste à diminuer les flux d'eau de ruissellement grâce aux aménagements verts (parc, forêt, toits végétalisés ...). De même que la première, cette alternative est coûteuse et rarement réalisable. Enfin, la troisième alternative utilise les infrastructures existantes et vise l'optimisation de leur utilisation grâce à un contrôle intelligent. Celui-ci peut être fait avec des règles prédéfinies (*off-line*) ou par un contrôle dynamique en temps réel (*Real-Time Control, RTC*). Le RTC est plus précisément une liste de règles qui déterminent les actions de contrôle (ouverture de vanne, par exemple) en fonction de l'état mesuré du réseau. Il est plus performant par rapport à d'autres approches pour deux raisons principales [7] :

- Les débits entrants changent en continu : les réseaux d'égouts sont donc utilisés dans des conditions dynamiques ;

- Le changement climatique rend l'adaptation des réseaux nécessaire, car l'intensité des débits entrants n'est pas la même que celle pour laquelle les réseaux sont construits.

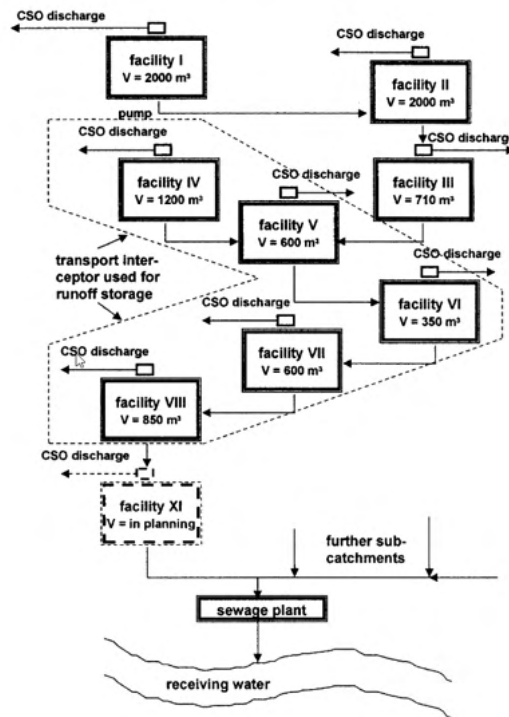
La littérature distingue deux types de stratégies pour le contrôle en temps réel, celles qui sont basées ou non sur un modèle hydraulique et hydrologique [14]. De plus, il faut distinguer les systèmes réactifs, qui ne prennent en compte que les événements présents et passés, et les systèmes prédictifs, qui prennent aussi en compte les prévisions. Comme ceux-ci sont bien plus coûteux, il faut que le bénéfice de l'utilisation des prévisions soit important. Le Tab. 1 donne une vue d'ensemble des différents éléments nécessaires (colonnes) pour la mise en place de différents types de contrôle en temps réel (lignes).

**Tab. 1** – Résumé des différents composants requis pour une liste donnée de modèles de contrôle en temps réel. Source : Garcia et al. [30]

CONTROL MODEL	Instrumentation	Programmable logic controller	SCADA/communic.	Central SCADA server	Active operator	Central RTC server	Rainfall forecasting	On-line model
Local manual control	✓				✓			
Local automatic control	✓	✓						
Regional automatic control	✓	✓	✓	✓				
Supervisory remote control	✓	✓	✓		✓			
Global automatic rule-based	✓	✓	✓	✓		✓		
Global automatic optimization	✓	✓	✓	✓		✓	✓	✓

Les différentes colonnes du Tab. 1 sont les suivantes : instruments de mesure, contrôle programmable (basé sur la logique, condition *if-else* par exemple), acquisition et contrôle des données (*Supervisory Control and Data Acquisition, SCADA*), gestion centrale des données, opérateur actif, serveur central de contrôle en temps réel, prévisions des précipitations, et, finalement, un modèle *on-line*. Ce dernier est l'ensemble des actions de contrôle qui changent en temps réel et s'oppose au modèle de règles statiques (*off-line*). On comprend avec ce tableau la complexité de l'automatisation du contrôle, qui nécessite une gestion des données mais surtout un serveur central.

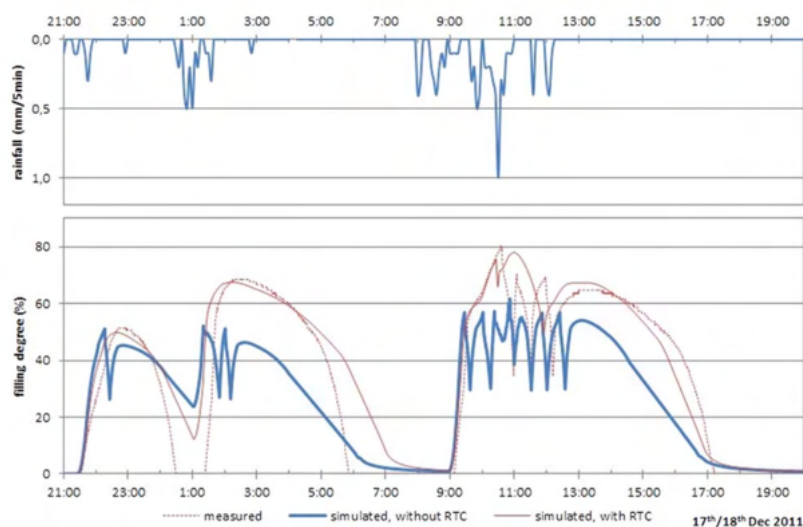
Quelques exemples sont ici de bon aloi pour illustrer le propos. Weyand [37] cite la ville de Herrenberg, près de Stuttgart, en Allemagne. Sa station d'épuration est équipée pour 60'000 équivalent-habitants et 10% de la surface du bassin versant (6.5 ha) est imperméable. Le réseau comprend 16 infrastructures de rétention, de volume 600 à 2000 m<sup>3</sup>. La Fig. 2 schématise les axes principaux du réseau, avec 8 volumes de rétention. Les infrastructures (*facility*) I, II et III sont des bassins de rétention, alors que les infrastructures IV à VIII forment une conduite de diamètre 1.5 m divisée en 5 sections. Celle-ci permet d'intercepter les eaux de ruissellement et de les stocker (*transport interceptor used for runoff storage*). Les auteurs décrivent cette conduite de rétention comme un cas plutôt rare dans les réseaux d'égouts. On remarque que chaque élément de rétention est équipé d'un déversoir en amont (*CSO discharge*). Afin de minimiser les rejets, une consigne de débit sortant avant un événement de pluie est envoyé à chaque *facility*, mais le système ne permet pas de changer la consigne durant l'événement. Enfin, grâce à ce monitoring, il est possible de diminuer de 10% le volume déversé.



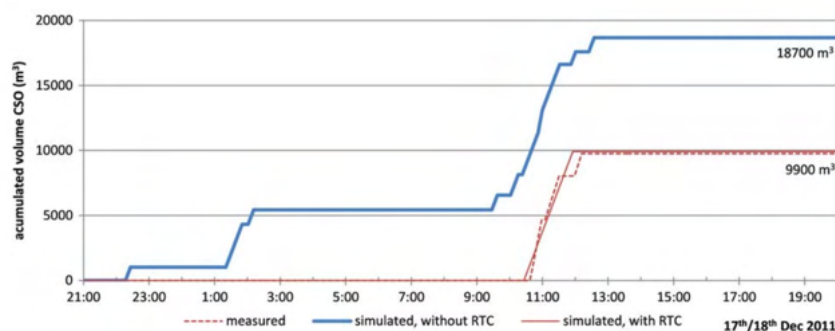
**Fig. 2** – Diagramme des infrastructures principales de rétention du réseau de Harrenberg en Allemagne. Source : Weyand [37].

Un deuxième exemple est le cas de Wilhelmshaven (Allemagne). Cette ville est située au bord de la mer du Nord, et a la particularité d'être en partie sous le niveau de la mer. Ainsi, des stations de pompage sont construites pour amener l'eau à la station d'épuration (STEP). Un modèle du réseau distribué, construit avec le logiciel STEM-EXTRAN, simule les débits du réseau [41]. Le contrôle en temps réel utilisant ce modèle a deux objectifs : réduire les déversements au niveau des bassins de rétention des stations de pompage et éviter de dépasser la capacité de la STEP en pompant trop d'eau lors des événements de pluie. Enfin, la mise en place de ce contrôle en temps réel permet de diminuer de 25% le volume des déversements. Pour illustrer cette efficacité, une analyse de la station de pompage *PS South* est faite. La pompe est réglée historiquement pour démarrer lorsque le bassin est rempli à 60%, ce qui limite la capacité de rétention. Ainsi, le contrôle en temps réel est mis en place afin d'activer la pompe plus tard lors de faibles pluies, et plus tôt (condition définie par un critère, sur la base de l'analyse de 982 événements de précipitation) lors de fortes pluies, ceci afin d'éviter les inondations. Sur la Fig. 3 est mis en exergue la comparaison entre les mesures du taux de remplissage du bassin de rétention avec le RTC implémenté, la simulation sans et la simulation avec RTC. Premièrement, on observe que la simulation avec RTC est proche des mesures, ce qui confirme la bonne calibration du modèle. Deuxièmement, le contrôle en temps réel permet un taux de remplissage plus élevé (entre 01h00 et 07h00 et entre 09h00 et 18h00), ce qui diminue les rejets et le taux de remplissage du réseau entre la station et la STEP. Enfin, le volume cumulé rejeté (Fig. 4) est presque divisé par deux (18'700 contre 9'900 m<sup>3</sup>).

En reprenant le Tab. 1, on remarque que les deux exemples cités ci-dessus sont des systèmes de contrôle en temps réel que Garcia et al. [14] décrivent comme un modèle automatisé et basé sur des règles (*Global automatic rule-based*). Celui-ci n'utilisant pas de prévision de précipitation, il



**Fig. 3** – En haut, la mesure des précipitations. En bas, la mesure du taux de remplissage du bassin de la station de pompage *PS South*, la simulation avec RTC et la simulation sans RTC : événement du 17 et 18 décembre 2011. Source : Seggelke et al. [41]



**Fig. 4** – Mesure du volume déversé cumulé au bassin de la station de pompage *PS South*, la simulation avec RTC et la simulation sans RTC : événement du 17 et 18 décembre 2011. Source : Seggelke et al. [41].

convient de discuter d'un système de contrôle en temps réel qui est similaire à ce que fait Hydrique Ingénieurs à St-Chamond : Aquadvanced®<sup>®</sup>, développé par l'entreprise Suez [46]. Ce software est utile pour la gestion des réseaux d'eau potable et d'égouts, le contrôle de la qualité de l'eau, la gestion des STEP et des barrages, mais aussi de l'énergie. La gestion des réseaux d'égouts (unitaires ou séparatifs) se fait avec le module Aquadvanced®<sup>®</sup> Urban Drainage, articulé en trois parties. Le monitoring, qui suit l'hydraulique et la qualité de l'eau en visualisant les mesures et les différents indicateurs de performance en temps réel ; le lancement d'alarme, qui prévient lors d'un risque d'inondation en zone urbaine ou d'un risque de pollution de rivières et des côtes maritimes ; enfin, le contrôle avancé, qui optimise les stratégies d'opération en temps réel et vérifie le bon fonctionnement des différents déclencheurs (de vanne, par exemple).

Un système de contrôle en temps réel permet donc d'optimiser l'utilisation d'un réseau d'égouts et de diminuer les rejets dans le milieu naturel. Toutefois les difficultés dans l'implémentation sont nombreuses. En effet, il faut prendre en compte les points suivants [14] : un système de mesure dans le réseau, qui doit être mis en place et contrôlé régulièrement ; la taille du réseau et

les conditions hydrauliques générales ; la possibilité de stockage (grande conduite, bassin de rétention) ; les problèmes organisationnels (les tests, la maintenance...) ; le défi technologique de gestion des données. Finalement, ces difficultés doivent être surmontées lors du développement, mais aussi lors de l'utilisation du RTC.

## 3.2 Normes et lois

### 3.2.1 Contexte français

L'Institut national de l'environnement industriel et des risques (INERIS) a écrit une *Synthèse des valeurs réglementaires pour les substances chimiques, en vigueur dans l'eau, dans les denrées alimentaires et dans l'air en France au 31 décembre 2017* [47]. Cette synthèse définit des valeurs limites de pollution dans les milieux environnementaux qui sont définis comme les eaux (consommation humaine, eaux de baignade, eaux piscicoles, etc.), l'air ambiant (intérieur et extérieur) et, finalement, les denrées alimentaires, qui incluent les aliments pour animaux. L'intérêt est porté dans le présent travail sur les eaux piscicoles, c'est-à-dire les eaux dans lesquelles les poissons vivent. Elles sont divisées par la réglementation française en trois catégories [47] :

*Les eaux salmonicoles* sont (directive 2006/44/CE) les eaux dans lesquelles vivent ou pourraient vivre les poissons appartenant à des espèces telles que les saumons (*Salmo salar*), les truites (*Salmo trutta*), les ombres (*Thymallus thymallus*) et les corégones (*Coregonus*).

*Les eaux cyprinicoles* sont (directive 2006/44/CE) les eaux dans lesquelles vivent ou pourraient vivre les poissons appartenant aux cyprinidés (*Cyprinidae*), ou d'autres espèces telles que les brochets (*Esox lucius*), les perches (*Perca fluviatilis*) et les anguilles (*Anguilla anguilla*).

*Les eaux conchylicoles* concernées par les paragraphes ci-dessous (directive 2006/113/CE) sont les eaux côtières et les eaux saumâtres désignées par les États Membres comme ayant besoin d'être protégées ou améliorées pour permettre la vie et la croissance des coquillages (mollusques bivalves et INERIS-DRC-17-164559-10404A Page 43 sur 115 gastéropodes) et pour contribuer ainsi à la bonne qualité des produits conchylicoles directement comestibles par l'homme.

Pour faire suite aux définitions générales, le Tab. 2 présente les valeurs guides et impératives de différents paramètres et substances. Deux valeurs sont ici à retenir : les limites de 40  $\mu\text{g/l}$  (0.04 mg/l) et de 200  $\mu\text{g/l}$  (0.2 mg/l) pour la concentration de d'ammonium ( $\text{NH}_4$ ), et 25'000  $\mu\text{g/l}$  (25 mg/l) pour la concentration de matières en suspension (MES). En effet, comme expliqué plus tard, seuls sont modélisés par le logiciel RS les flux d'ammonium et de matières en suspension.



**Tab. 2** – Tableau des valeurs impératives et guides afin que les eaux douces soient aptes à la vie des poissons. Source : INERIS [47]

Source : Code de l'Environnement, article D211-10

Paramètres	Unité	Eaux salmonicoles		Eaux cyprinicoles	
		G	I	G	I
Température (°C)			(*2)		(*2)
Oxygène dissous		50% ≥ 9 000 100% ≥ 7 000	50% ≥ 9 000 Lorsque la teneur descend en dessous de 6 mg/L, des mesures appropriées sont adoptées et la preuve doit être apportée que cette situation n'aura pas de conséquences nuisibles pour le développement équilibré des peuplements de poissons.	50% ≥ 8 000 100% ≥ 5 000	50% ≥ 7 000 Lorsque la teneur en oxygène descend en dessous de 4 mg/L, des mesures appropriées sont adoptées et la preuve doit être apportée que cette situation n'aura pas de conséquences nuisibles pour le développement équilibré des peuplements de poissons.
pH			6 - 9		6 - 9
Matières en suspension		≤ 25 000		≤ 25 000	
Demande biochimique en oxygène		≤ 3 000		≤ 6 000	
Nitrites (mg/L NO <sub>2</sub> )		≤ 10		≤ 30	
Composés phénoliques	µg/L		Les composés phénoliques ne doivent pas être présents à des concentrations telles qu'elles altèrent la saveur du poisson.		Les composés phénoliques ne doivent pas être présents à des concentrations telles qu'elles altèrent la saveur du poisson.
Hydrocarbures d'origine pétrolière			Les hydrocarbures d'origine pétrolière ne doivent pas être présents à des concentrations telles : - qu'ils forment un film visible à la surface de l'eau ou qu'ils se déposent en couches sur le lit des cours d'eau et des lacs ; - qu'ils communiquent aux poissons une saveur perceptible d'hydrocarbures ; - qu'ils provoquent des effets nocifs chez les poissons.		Les hydrocarbures d'origine pétrolière ne doivent pas être présents à des concentrations telles : - qu'ils forment un film visible à la surface de l'eau ou qu'ils se déposent en couches sur le lit des cours d'eau et des lacs, - qu'ils communiquent aux poissons une saveur perceptible d'hydrocarbures, - qu'ils provoquent des effets nocifs chez les poissons.
Ammoniac non ionisé		≤ 5	≤ 25	≤ 5	≤ 25
Ammonium total		≤ 40	≤ 1 000(*3)	≤ 200	≤ 1 000(*3)
Chlore résiduel total			≤ 5		≤ 5

### 3.2.2 Contexte suisse

#### Ordonnance sur la protection des eaux (OEaux)

En Suisse, l'Annexe 3 de l'Ordonnance sur la protection des eaux [13] (art.11, al.2 et art.12 al.5) donne des valeurs limites d'ammonium ( $N-NH_4$  et  $N-NH_3$ ), en précisant la chose suivante :

*Quel que soit le débit du cours d'eau, les exigences chiffrées suivantes sont applicables lorsque les eaux déversées et les eaux du cours d'eau forment un mélange homogène. Dans les lieux de déversement, la limite du taux d'ammonium est fixée à 0.2 mg/l pour des températures de l'eau supérieures à 10°C et 0.4 mg/l pour celles inférieures à 10°C [13].*

Des valeurs limites sont ensuite données pour le carbone organique dissous mais pas pour les matières en suspension.

#### Directives VSA : STORM

L'association suisse des professionnels de la protection des eaux (VSA) propose la directive *Gestion des eaux urbaines par temps de pluie*, qui est construite en plusieurs modules. Ce travail se concentre sur le module *vérification des mesures selon STORM*, qui est synonyme de *planification conceptuelle de mesures pour le déversement d'eaux à évacuer dans les milieux récepteurs* ([2], Module S, page 7). Le but est donc d'altérer le moins possible le cycle naturel de l'eau. Dans ce sens, cette directive est axée sur les immissions, ce qui prend en considération non seulement les rejets (émissions) mais aussi leur effet sur le milieu naturel. Dès lors, il faut se concentrer sur les paramètres (concentration en matières en suspension, taux d'oxygène dissous dans l'eau, ...) et les processus écologiques des milieux récepteurs. Il est donc primordial de connaître le type d'eau superficielle qu'est le milieu récepteur en question : on peut citer petit ruisseau, gros ruisseau ou gros cours d'eau. Ceux-ci sont définis par un débit  $Q_{347}$  (débit atteint ou dépassé sur 347 jours de l'année), une largeur moyenne du lit et une vitesse moyenne d'écoulement (Tab. 3).

**Tab. 3** – Tableau classifiant les différents cours d'eau selon la directive VSA ([2], Module S, page 11).

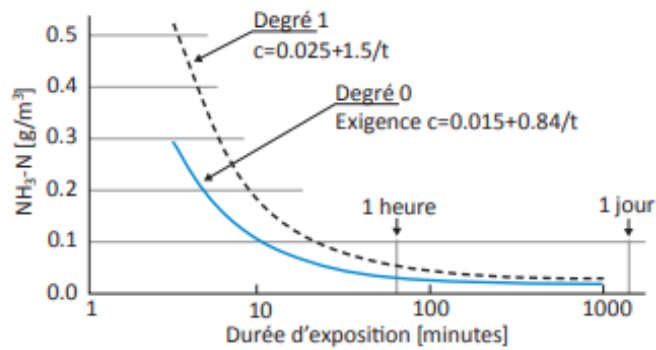
Type d'eau de surface	$Q_{347}$ [m <sup>3</sup> /s]	Largeur moyenne du lit mouillé [m]	Vitesse moyenne [m/s]
Région de source	–	–	–
Petit ruisseau du Plateau	<0.1	<1	<0.5
Petit ruisseau des Préalpes	<0.1	<1	>0.5
Gros ruisseau du Plateau	0.1–1.0	1–5	<0.5
Gros ruisseau des Préalpes	0.1–1.0	1–5	>0.5
Gros cours d'eau	>1.0	>5	>0.5
Très gros cours d'eau	>50	>30	<1.0
Lac/Rétention	–	–	<<0.5

Après la classification des milieux naturels, viennent les valeurs limites pour la planification des mesures d'évacuation des eaux :

- **L'ammoniac** ( $\text{NH}_3$ ), pour lequel on distingue deux seuils. Le degré 0 (début des effets létaux et objectif de concentration) et le degré 1, qui provoque une mortalité de 10% environ chez les poissons. De ce fait, les limites dépendent de la concentration initiale mais aussi de la durée d'exposition. Les concentrations du degré 0 et 1 en fonction de la durée d'exposition  $t$  (en minutes) sont les suivantes :

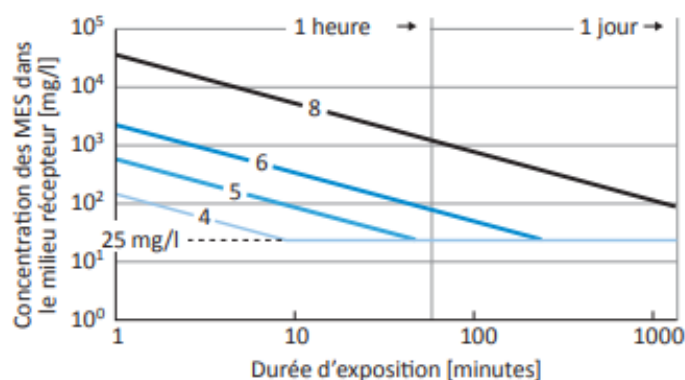
$$C_0(t) = 0.015 + \frac{0.84}{t} \quad (1)$$

$$C_1(t) = 0.025 + \frac{1.5}{t} \quad (2)$$



**Fig. 5** – Ammoniac ( $\text{NH}_3$ ) : courbes des deux degré d'expositions 0 (début des effets létaux) et 1 (mortalité de 10%) ([2], Module S, page 13).

- **La pollution particulaire** accroît la turbidité, peut colmater le lit des rivières et contribuer à la consommation d'oxygène. Elle est mesurée avec la concentration de matières en suspension (MES), qui en fonction du temps d'exposition correspond à des niveaux différents de stress physiologique : le niveau 4 indique une absence de stress, le niveau 5 et 6 un stress faible, respectivement modéré et le niveau 8 un stress important (limite sublétales). La valeur indicative à respecter est de 25  $\text{mg}/\text{l}$  de MES dans les eaux des milieux récepteurs (Fig. 6).



**Fig. 6** – Niveaux de stress physiologique des poissons en fonction de la concentration en MES et de la durée d'exposition ([2], Module S, page 14).

- **L'oxygène dissous** est rarement impacté par les rejets urbains par temps de pluie. Toutefois, il peut arriver que certaines parties de rivière soient en manque d'oxygène. La directive STORM recommande de se référer à des valeurs indicatives d'autres pays, tel le Danemark ou l'Angleterre.
- Les mesures d'émission des **nutriments** doivent se faire en prenant compte de toutes les sources de phosphate et d'azote (agriculture, rejets des STEP, etc.). La loi suisse (Annexe 3.1, ch.3, OEaux) ne considère toutefois pas les rejets d'eaux de ruissellement aux installations de gestion des eaux pluviales.

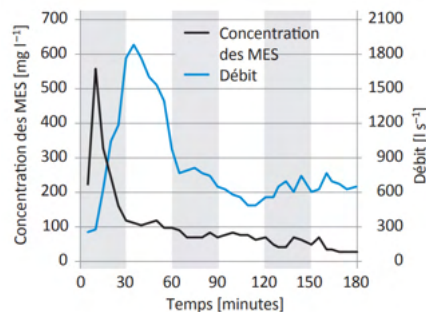
Enfin, la directive STORM donne des indications sur les atteintes physiques possibles. Elles comprennent les atteintes mécaniques et hydrauliques ainsi que celles dus à la température. Sont encore mentionnées les atteintes hygiéniques et esthétiques.

### Directives VSA : déversoir d'orage et bassin d'eau pluviale

Les directives VSA contiennent un module de dimensionnement et de conception des installations de traitement et de déversement pour les eaux unitaires. S'y trouve un chapitre consacré aux déversoirs d'orage (DO) et aux ouvrages de répartition, ainsi qu'un chapitre sur les bassins d'eau pluviale. Comme ce travail est axé sur le réseau d'égouts de St-Chamond comportant des DO et un bassin d'orage, il est judicieux de s'attarder sur cette partie des directives. De manière générale, elle distingue trois types principaux d'ouvrage : les DO, les bassins d'eau pluviale et les ouvrages de répartition. Dans la deuxième catégorie se trouvent les bassins de rétention, les canaux de répartition, les bassins d'orage (réseau unitaire) et les bassins de clarification (réseau séparatif). Le déversoir d'orage est défini comme un *ouvrage qui, à des endroits appropriés du système d'évacuation, réduit le débit fortement variable des eaux unitaires à une valeur modérée*. C'est donc un organe de limitation permettant de contrôler le débit en aval. Le DO se distingue de l'ouvrage de répartition du fait qu'il est connecté au milieu récepteur. Il en existe deux types :

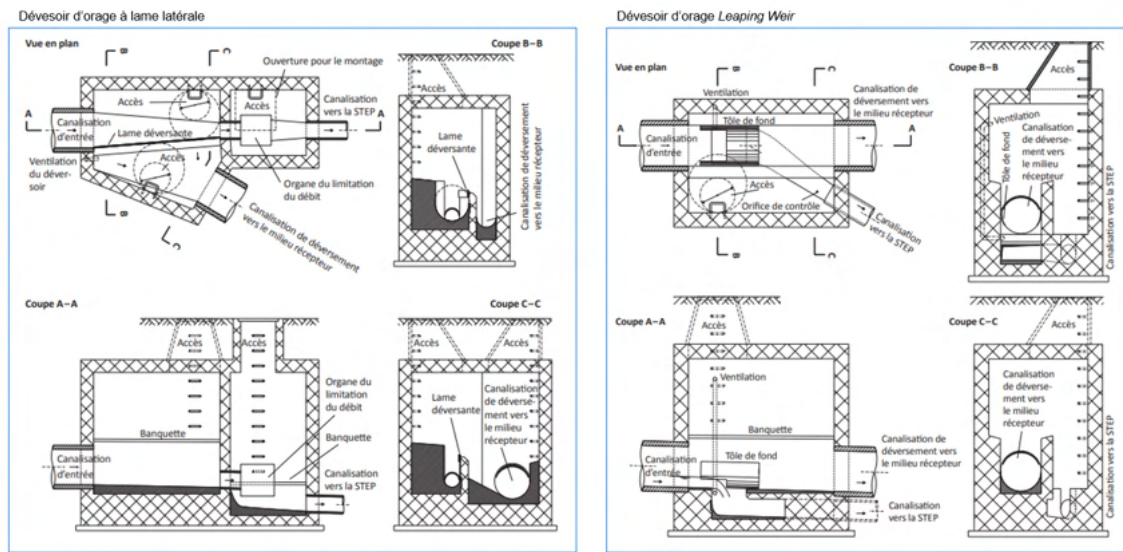
- **Le déversoir latéral** est un déversoir à seuil fixe (Fig. 8, à gauche). Il est composé d'une canalisation d'entrée, d'une lame déversante, d'une canalisation de déversement vers le milieu récepteur, d'un organe de limitation du débit et d'une canalisation vers la STEP.
- **Le *Leaping Weir*** est un ouvrage avec une ouverture en radier (Fig. 8, à droite). En temps sec, la totalité de l'eau s'écoule à travers l'ouverture en radier. En temps de pluie, une partie s'écoule sur la tôle de fond, vers le milieu naturel.

Le bassin d'orage (BO) est utilisé dans un réseau unitaire comme protection des milieux récepteurs en temps de pluie. En effet, il permet de réduire les déversements d'eau polluée au niveau des DO. Cette pollution est particulièrement prononcée au début d'un événement de pluie, car la concentration en MES est la plus élevée lorsque le débit des eaux de ruissellement est encore faible (Fig. 7) [16]. Ce phénomène est appelé effet de lessivage, et son intensité (rapport entre la part du volume d'écoulement et la part des masses transportées : 30% et 80% par exemple) est influencé par de nombreux facteurs (intensité des pluies, temps d'écoulement...). Enfin, il est possible aussi de construire plusieurs BO pour un même réseau et dans ce cas, il est conseillé de les construire en parallèle. En effet, ils retiennent mieux les premiers flux de lessivage et de plus les bassins en série ne peuvent être utilisés comme volume de rétention en cas d'avarie.



**Fig. 7** – Évolution des concentrations de MES au cours d'un épisode pluvial (exemple d'un événement mesuré) [2].

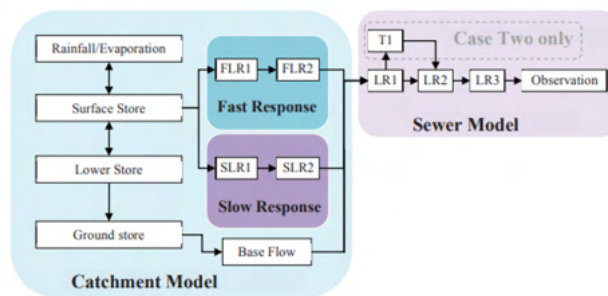
Cette première partie de la revue de littérature donne une vue d'ensemble de la gestion en continu des réseaux d'égouts et des normes suisses et françaises. La suite traite de ce qui est utilisé dans la gestion du réseau de St-Chamond, c'est-à-dire la modélisation pluie-débit, l'évaluation de la performance d'un modèle et les prévisions radar instantanées (*Nowcasting*).



**Fig. 8** – Exemple et schématisation à gauche d'un déversoir latéral avec seuil à crête haute et à droite un *Leaping Weir*.

### 3.3 Modélisation pluie-débit

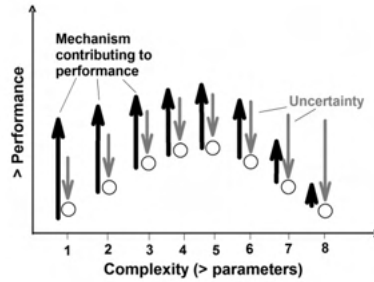
Les gouttes d'eau tombant sur le sol peuvent parcourir une multitude de chemins différents (par infiltration, par ruissellement, etc.). Certaines restent longtemps dans une zone donnée, d'autres en sortent assez rapidement. Modéliser l'ensemble de ces chemins possibles permet de quantifier au fil du temps les débits dans un bassin versant, à partir des mesures des précipitations : c'est ce qu'on appelle la modélisation pluie-débit (*Rainfall-Runoff Modelling*). La Fig. 9 illustre un exemple classique d'une configuration d'un modèle pluie-débit. Les précipitations tombent sur le sol, qui a une capacité limitée de rétention. Ainsi une partie du volume d'eau finit dans le réseau d'égouts (*sewer model*), soit rapidement (*fast response*) soit après un certain temps (*slow response*). L'eau restante s'infiltrate dans le sol (*ground store*). De cette réserve souterraine sort un débit (*base flow*) qui finit aussi dans le réseau d'égouts.



**Fig. 9** – Structure du modèle pluie-débit proposé par Hutton et al. [19]

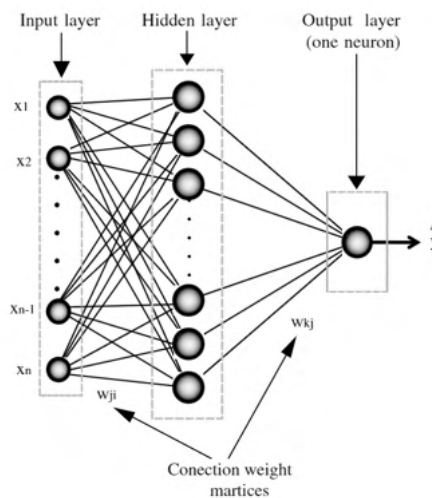
Les modèles pluie-débit peuvent être catégorisés en trois types : physiques, conceptuels et empiriques [15]. Une multitude de techniques permettent de les améliorer ou de les perfectionner. Par exemple, Birkel et al. [6] proposent de ne pas seulement se focaliser sur les hydrographes mais aussi de construire des modèles plus réalistes en utilisant des traceurs. Ils conseillent de plus de

bien étudier la non linéarité et la non stationnarité des processus hydrologiques dans les bassins versants, de prendre en compte la végétation, et de regarder en détail l'influence des infrastructures humaines sur le cycle hydrologique. Enfin, ils analysent la performance d'un modèle en fonction de sa complexité. i.e. le nombre de paramètres (Fig. 10). Chaque paramètre apportant une incertitude en plus, un trop grand nombre de paramètres diminue la performance. En contrepartie, trop peu de paramètres ne permettent pas une performance suffisante.



**Fig. 10** – Compromis entre la performance et le complexité du modèle en fonction de l'incertitude dans la modélisation [6].

Cette modélisation complexe doit être soutenue par une grande puissance informatique qui doit avoir, dans le cas idéal, une capacité de raisonnement, d'intuition et de sagesse. Une palette d'outils informatiques (*Soft Computing*) peut être développée afin d'atteindre ces objectifs [9]. Un exemple est l'utilisation d'un réseau neuronal (*Neural Network*) amélioré à l'aide d'un algorithme génétique (*Genetic Algorithm*) permettant de prédire les débits dans un bassin versant, sur la base des précipitations actuelles et de l'historique des débits (Sedki et al. [40]). Le réseau neuronal proposé par Sedki et al. (Fig. 11) est composé d'une série de paramètres en entrée (*input layer*), d'une couche cachée et, en sortie, un seul paramètre (le débit dans une rivière par exemple). Ces réseaux neuronaux sont performants, mais ont le désavantage d'être peu transparents, avec un effet de *black box*.



**Fig. 11** – Architecture d'un réseau neuronal [40].

Finalement, un point important est la méthodologie d'assimilation des données, qui permet d'utiliser les erreurs observées pour mettre à jour le modèle de prévisions [19]. La Fig. 12 illustre cette méthodologie. Un modèle est lancé entre  $t-1$  et  $t$  (instant présent) et les résultats de la simulation sont comparés aux observations. Grâce à cette comparaison, les états du modèle entre  $t-n$  et  $t$  sont corrigés,  $n$  étant le nombre de simulations déjà effectuées. Une simulation entre  $t-n$  et  $t$  est relancée, donnant ainsi les conditions initiales pour les prévisions. Enfin, le modèle corrigé devient, au pas de temps suivant, le modèle de référence. Cette technique est très importante en milieu urbain, pour lequel il faut prédire précisément, par exemple, les débits entrant dans le système d'évacuation des eaux. Hutton et al. ajoutent que la présence de structures de contrôle augmentent la performance du modèle et Niemi et al. [31] confirment l'importance des mesures locales des précipitations.

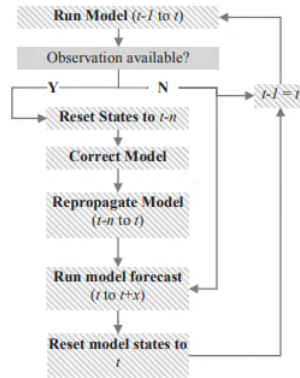


Fig. 12 – Méthode d'assimilation et d'utilisation des mesures pour la modélisation pluie-débit [19].

### 3.4 Évaluation de la performance d'un modèle

#### Modèle hydrologique

Avant d'être utilisé, un modèle hydrologique doit souvent être calibré et sa performance évaluée [29], via une ou plusieurs variables que l'on peut comparer avec des observations (mesures). Cela permet de quantifier l'erreur produite par le modèle, qui peut provenir de mauvaises conditions initiales, d'erreurs structurelles, d'erreurs sur les mesures et même sur une différence conceptuelle entre ce qui est mesuré et ce qui est calculé [4]. La comparaison entre les valeurs mesurées et celles du modèle peut se faire avec un coefficient de corrélation. Mais cette méthode suppose que la somme des erreurs vaut zéro et que le modèle n'est pas biaisé [29]. Il est donc plus prudent d'en utiliser d'autres, dont une partie a été listée par Krause et al. [23]. Celui utilisé dans le cadre de ce travail est le celui de Nash-Sutcliffe (NS). Il se situe entre  $-\infty$  et 1, en fonction des buts du modèle développé :

$$E = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (O_i - P_i)^2}{\sum_{i=1}^n (O_i - \bar{O})^2} \quad (3)$$



On a  $O_i$  les observations,  $\bar{O}$  la moyenne des observations et  $P_i$  les valeurs simulées (*predicted values*). Si les valeurs simulées correspondent aux observations ( $O = P$ ), le coefficient vaut 1, ce qui est bien la valeur optimale. On peut noter que si un modèle affiche un coefficient de NS négatif, sa performance est moins bonne que la moyenne des observations. Enfin, le coefficient se définit aussi avec la variance totale ( $TV = \sum_{i=1}^n (O_i - \bar{O})^2$ ) et la variance inexpliquée ( $UV = \sum_{i=1}^n (O_i - P_i)^2$ ) de l'erreur [29] :

$$E = 1 - \frac{UV}{TV} \tag{4}$$

Une des difficultés avec ce coefficient est de savoir l'interpréter. À cet effet, McCuen et al. donnent une piste à l'aide des facteurs l'influençant [29]. Par exemple, si la variance des observations est grande, le coefficient peut être grand (proche de 1) même si la performance du modèle n'est pas bonne. De plus, la taille de l'échantillon des mesures influence aussi l'interprétation. Enfin, il faut vérifier que le bilan de volume soit nul, c'est-à-dire qu'il n'y ait pas création de perte d'eau.

### Modèle de prédiction

L'évaluation d'un modèle de prédiction se fait en fonction d'un objectif d'aide à la décision. Dans le cas l'alerte ou de l'enclenchement automatique, des seuils sont définis (classes de débit) et permettent de mieux cibler la performance du modèle. Dans le cadre de ce travail, l'intérêt est porté sur la prédiction binaire : on a la classe P (*positive*) et la classe N (*negative*). Un certain nombre de prédictions sont faites et sont classées dans la classe P (l'événement aura lieu) ou la classe N (l'événement n'aura pas lieu). L'évaluation de ces prédictions se fait avec une matrice de confusion (*confusion matrix*), appelée aussi table de contingence (*contingency table*).

		True/Actual Class	
		Positive (P)	Negative (N)
Predicted Class	True (T)	True Positive (TP)	False Positive (FP)
	False (F)	False Negative (FN)	True Negative (TN)
		P=TP+FN	N=FP+TN

Fig. 13 – Table de confusion d'une prédiction binaire [48].

La diagonale verte sur la Fig. 13 représente les prédictions justes et la diagonale rose les prédictions fausses. L'échantillon positif classé comme positif est le *true positive* (TP) et celui classé comme négatif est le *false negative* (FN), aussi décrit dans la littérature comme *Type II error*. L'échantillon négatif classé comme négatif est le *true negative* (TN) et celui classé comme positif est le *false positive* (FP), *false alarm* ou encore *Type I error*. De cette table de confusion peut être calculés deux coefficients : le taux de détection (HIT), aussi appelé *True positive rate*, *hit rate*, *Sensitivity* ou *recall*, et le taux de fausse alarme (FAR) aussi appelé *False positive rate* ou *false alarm rate*. On a [48] :

$$HIT = \frac{TP}{TP + FN} \quad (5)$$

$$FAR = \frac{FP}{FP + TP} \quad (6)$$

### 3.5 Prévisions radar instantanées (*Nowcasting*)

La dernière section de la revue de littérature traite des prévisions radar, utilisées dans le calcul des prévisions de débit dans le réseau, qui est une partie centrale de sa gestion. Il faut tout d'abord distinguer les prévisions météo en général (*Weather forecasting*) des prévisions radar instantanées (*Nowcasting*). Les prévisions météo prédisent la température, le vent, les précipitations et d'autres paramètres sur une période allant de plusieurs heures à une année. Le *Nowcasting* prédit surtout l'intensité des précipitations, sur la base des mesures prises par radar (*radar echo maps*) et les mesures au sol. Il est utile à court terme, de quelques minutes jusqu'à théoriquement 6h [43]. En pratique, il n'est que très peu fiable au-delà de 1h30. Ces mesures radar permettent en fait de cartographier l'intensité actuelle des précipitations avec une certaine résolution spatiale. Sur cette base, il est possible de construire un modèle calculant les précipitations futures. La suite présente les techniques générales du *Nowcasting* ainsi que les systèmes AROME-PI de Météo-France et INCA de Météo-Suisse. Finalement, la technique d'extrapolation des mesures des précipitations SPLINE est mentionnée.

#### Techniques générales

Les prévisions météo *Numerical Weather Prediction*, *NWP* sont calculées par une résolution des équations différentielles des lois thermodynamiques. Le *NWP* est utilisé pour des périodes de plusieurs heures à plusieurs mois. Dès lors, il est inutilisable pour le *Nowcasting*, qui doit extrapoler les données radar [10]. Avant d'énumérer différents algorithmes d'extrapolation, il convient de mentionner l'index de succès critique (*CSI*, *Critical succes Index*) qui permet d'évaluer la performance du *Nowcasting* [10]. On a TP les *true positive*, FN les *false negative* et FP les *false positive* (cf. table de confusion de la Fig. 13).

$$CSI = \frac{TP}{TP + FN + FP} \quad (7)$$

Doit de même être mentionné le score de Brier (BS), qui est utile pour vérifier et calibrer les prévisions [38], essentiellement dans les cas des modèles appelés ensemblistes ou probabilistes. Avec N le nombre d'événements, f la probabilité prédite de l'arrivée d'un événement et E qui vaut 1 ou 0 suivant si l'événement est bien observé ou non, ce score est défini comme :

$$BS = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^n (f_i - E_i) \quad (8)$$

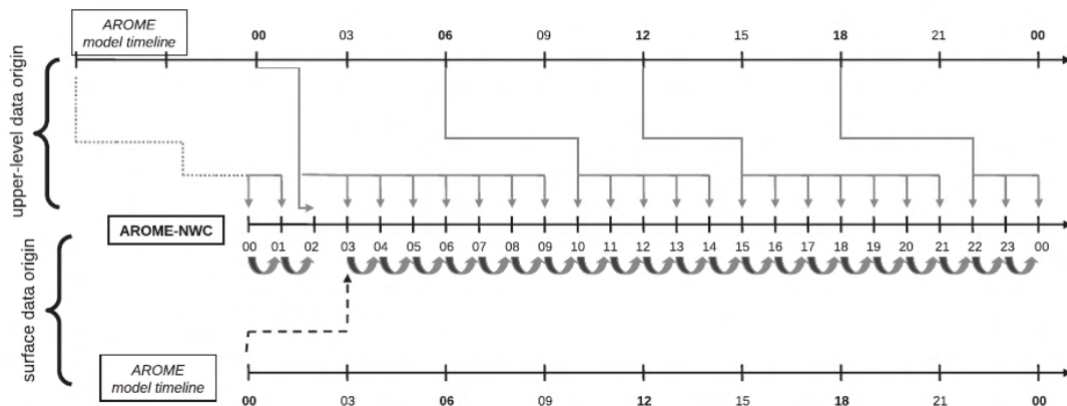
Après l'évaluation de la performance des prévisions, revenons à ladite extrapolation des données radar, qui peut se faire de différentes manières. Premièrement, Sokol et al. [45] proposent une extrapolation de la réflectivité des radars le long des trajectoires de Lagrange. Toutefois, ces extrapolations ne prennent pas en compte son changement d'intensité. Deuxièmement l'algorithme McGill peut aussi être utilisé [39]. Dans ce cas, on parle du MAPLE (*McGill Algorithm for Precipitation Nowcasting by Lagrangian Extrapolation*). Ryu et al. améliorent le MAPLE en utilisant les équations de Burgers. En effet, MAPLE ne prend pas en considération le changement d'intensité des précipitations et la non stationnarité du champ de vecteurs d'advection. Troisièmement, Woo et al. [51] travaillent sur un système de prévisions instantanées nommé SWIRLS (*Short-range Warning of Intense Rainstorms in Localized Systems*). Le point central est la mesure des échos radar pour extrapoler les précipitations dans les heures qui suivent. En 2010, SWIRLS a été amélioré avec un algorithme de flux optique, qui permet, en utilisant une certaine gamme de réflectivité, d'améliorer la perception et la prévision des phénomènes météorologiques. Enfin, Météo-Suisse a développé le système NowPAL (*Nowcasting of Precipitation Accumulations*) [35]. Il permet d'activer une alerte avant les précipitations de grande intensité, mais pour des régions géographiques prédéfinies. En effet, ce système prend en compte les caractéristiques de chaque région (type d'utilisation du sol, historique des précipitations, etc.) pour définir un seuil local critique, au-delà duquel une alerte est lancée.

En ville et dans les zones fortement urbanisées, les prévisions instantanées des précipitations et de leur intensité (*Quantitative Precipitation Forecast : QPF*) sont essentielles pour la gestion des crues et des inondations. Les mesures radars, comme précisé ci-dessus, n'arrivent pas à modéliser l'évolution temporelle de l'intensité des précipitations. C'est pourquoi Shehu et al. [42] proposent de combiner les mesures des précipitations au sol (*gauge measurements*) avec les mesures radars, rendant possible l'amélioration des prévisions sans trop d'incertitudes. Enfin, il existe une multitude de systèmes de prévision d'intensité des précipitations. Six sont testés par Yoon [52] : MAPLE, *KOrean NOwcasting System* (KONOS), *Spatial-scale Decomposition method* (SCDM), *Unified Model Local Data Assimilation and Prediction System* (UM LDAPS), *Advanced Storm-scale Analysis and Prediction System* (ASAPS), et, finalement, une approche proposée par Yoon qui suppose que l'erreur faite sur les précipitations passées est la même que celle sur les précipitations futures.

## AROME

Météo-France a développé le système de prévisions AROME. Auger et al. l'ont adapté pour le *Nowcasting* en créant AROME-PI (AROME-NWC en anglais) [1]. Ils montrent que celui-ci est très performant pour les prévisions des températures, de l'humidité et du vent. Toutefois, les prévisions des précipitations sont moins concluantes, avec une performance moindre durant la nuit. AROME-PI est initialisé toutes les heures et peut aussi être appliqué pour la prévision des orages et des autres risques pour l'aviation [34]. Pour comprendre plus en détail l'architecture d'AROME-

PI, la Fig. 14 schématise une structure en trois axes. Celui du centre représente les prévisions instantanées, lancées toutes les heures. Celui du haut les prévisions AROME, lancées toutes les trois heures, et qui servent de conditions initiales à AROME-PI. Enfin, l'axe du bas représente les mesures au sol servant de condition initiale une fois par jour, ceci dans le but de ne pas faire diverger les prévisions AROME-PI des mesures au sol.



**Fig. 14** – L’architecture du système AROME-PI. La ligne du haut et du bas représentent les cycles AROME et les flèches en gris clair correspondent aux conditions initiales. La ligne du centre est la succession heure par heure du lancement d’AROME-PI. Une fois par jour est faite une réinitialisation des conditions initiales grâce aux mesures au niveau du sol [1].

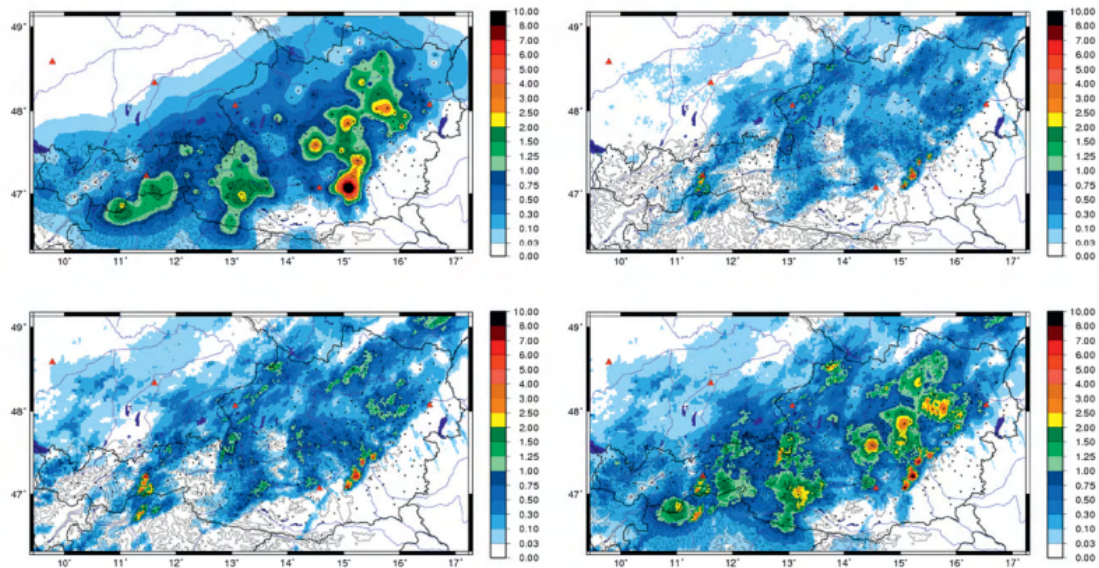
## INCA

Le système INCA (*Integrated Nowcasting through Comprehensive Analysis*), qui contient entre autres les algorithmes COSMO, CombiPrecip et NowPrecip [32], est développé principalement pour les prévisions en zone alpine, pour laquelle la couverture radar est faible mais la densité de stations est grande. L’algorithme CombiPrecip est une méthode de kriging qui utilise les informations temporelles et spatiales pour construire un modèle. Il prend en effet les mesures au sol comme valeurs de référence, et les utilise pour corriger les valeurs radar [35]. NowPrecip est quant à lui construit sur trois piliers [44]. Premièrement, un algorithme de flux optique (*NowTrack*) calculant automatiquement l’échelle temporelle et spatiale optimale pour les calculs. Deuxièmement, une caractérisation des différentes parties du domaine spatial avec des motifs distincts de précipitation (très utile pour les terrains complexes comme en Suisse ou l’Autriche). Troisièmement, le calcul de la croissance et de la décroissance des précipitations, sur la base d’un facteur provenant des prédictions météorologiques numériques (NWP). Enfin, INCA permet les prévisions de 9 variables, listées dans le Tab. 4. Certaines ne sont pas présentes dans les modèles plus classiques de *Nowcasting*, comme la radiation par exemple. Finalement, la résolution spatiale est de 1 km.

La Fig. 15 illustre une analyse d’une prévision INCA (1930 UTC, 19 Juin 2009) faite sur l’ensemble du territoire autrichien [17]. On observe une multitude de mesures des précipitations (points noirs) et seulement 6 stations radar (triangle rouge). De ce fait, l’utilisation de l’interpolation des mesures au sol (carte en haut à gauche) permet en partie de résoudre ce problème.

**Tab. 4** – Valeurs analysées et prédites par INCA, leur input et leur fréquence de mise à jour. NWP = output d’un modèle NWP, SFC = observations en surface, RAD = données radar, SAT = données satellites. [17]

	Primary fields	Input used in analysis	Input used in forecast	Update frequency
TT	Temperature	NWP, SFC, PP	NWP, SFC, PP, CC	1 h
QQ	Humidity	NWP, SFC, PP	NWP, SFC, PP	1 h
UV	Wind	NWP, SFC	NWP, SFC	1 h
PP	Precipitation	SFC, RAD	NWP, SFC, RAD	15 min
PT	Precipitation type	SFC, ZS, TT, TG	NWP, ZS, TT, TG	15 min
CC	Cloudiness	SFC, SAT	NWP, SFC, SAT	15 min
GL	Global radiation	SFC, CC	NWP, SFC, CC	1 h
ZS	Snowfall line	SFC, TT, QQ	NWP, SFC, TT, QQ	1 h
TG	Ground temperature	SFC, TT	NWP, SFC, TT	1 h



**Fig. 15** – Analyse des prévisions INCA. En haut à gauche, l’interpolation des mesures au sol. En haut à droite, les mesures radar non corrigées, en bas à gauche les mesures radar corrigées et en bas à droite les prévisions INCA. Les stations de mesure sont représentées par les points noirs et les stations radar par les triangles rouges [17].

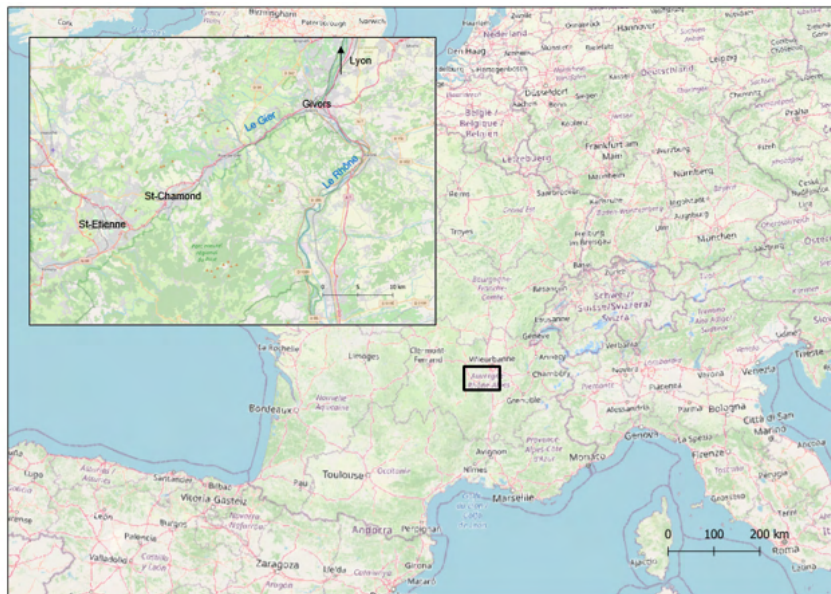
### SPLINE

Les prévisions SPLINE sont une extrapolation des mesures des précipitations faite à l’aide des prévisions numériques COSMO-1E (*Consortium for Small-scale Modeling*) qui couvrent l’ensemble de l’arc Alpin [24]. Celui-ci est calculé 8 fois par jour, avec une résolution de 1.1 km. Il s’agit d’une méthode développée par Hydrique afin de produire une certaine anticipation des fortes intensités. Ce modèle de prévision ne sera que peu exploité dans le présent travail.

## Chapitre 4 Description du cas d'application

### 4.1 Situation générale

St-Chamond, ville de 36'000 habitants environ [49], est située dans département de la Loire (dans la vallée du Gier), au Sud-Ouest de Lyon, à côté de St-Etienne. Le Gier coule dans la direction Nord-Est avant de s'écouler dans le Rhône, à Givors (Fig. 16). La température moyenne est de 11.25°C. Le cumul des précipitations annuelles se situe entre 400 et 900 mm, avec une moyenne de 665 mm [11]. A Lausanne, la moyenne est d'environ 1100 mm [8]. Les pointes de précipitation vont jusqu'à 140 mm [11] en une journée, alors qu'elles atteignent, toujours en une journée, 60 mm à Lausanne. Le climat est donc plus sec que dans l'arc lémanique, mais les orages et les événements de pluie sont plus intenses.



**Fig. 16** – Emplacement géographique de St-Chamond. Source : Open Street Map

Le réseau d'égouts et la station d'épuration (STEP) de la commune de St-Chamond sont gérés par l'entreprise Veolia. Celle-ci a mandaté Hydrique Ingénieurs pour modéliser le réseau d'égouts et implémenter un système de gestion en temps réel utilisant des prévisions instantanées. La modélisation se fait avec le logiciel Routing Sytem (RS URBAN). Dans la partie suivante, est présenté en détail le réseau d'égouts, sa gestion, et les objectifs du mandat d'Hydrique Ingénieurs, sur lequel se concentre dans ce travail.



Fig. 17 – Vue de St-Chamond et des collines avoisinantes. Source : st-chamond.fr [12]

## 4.2 Le réseau d'égouts

Le réseau d'égouts, illustré par la Fig. 18, est composé des ouvrages suivants : les conduites, le bassin d'orage (BO) de Terrenoire en amont, les déversoirs d'orage (DO) et la station d'épuration (STEP), en aval. L'axe principal commence au BO Terrenoire (altitude 446 m.s.m) et se termine à la STEP (altitude 330 m.s.m). Le DO Wilson est le seul situé sur cet axe, les autres étant situés sur les axes secondaires. Les DO Charité, République Hôtel-Dieu et République Charité forment un triangle (détail de la Fig. 18). En effet, l'eau est déviée après le DO République Charité en direction soit du DO République Hôtel-Dieu soit du DO Charité. Les DO limitent le débit en aval aux débits de déversement (notés  $Q_d$ ), qui sont ajoutés sur la carte. Finalement, le diamètre des conduites varie entre 0.3 et 1.5 m.

Le BO de Terrenoire permet la rétention d'un volume de 1770 m<sup>3</sup> et son remplissage, respectivement sa vidange, se réglant avec une vanne qui permet de faire varier, en temps réel, le débit sortant de 0 à 0.2 m<sup>3</sup>/s. La STEP est composée de deux filières de traitement, une pour le temps sec et une pour le temps de pluie (DENSADÉG). Le traitement des eaux de pluie est optimisé si l'enclenchement de cette dernière est anticipé de 30 à 90 minutes. Les prochains paragraphes décrivent en détail le BO, les DO et le fonctionnement de la STEP, pour ensuite discuter du mandat d'Hydrique Ingénieurs.

## Réseau d'égouts de St-Chamond

◆ Déversoirs d'orage (DO) ● Station d'épuration (STEP) ● Bassin d'orage Terrenoire

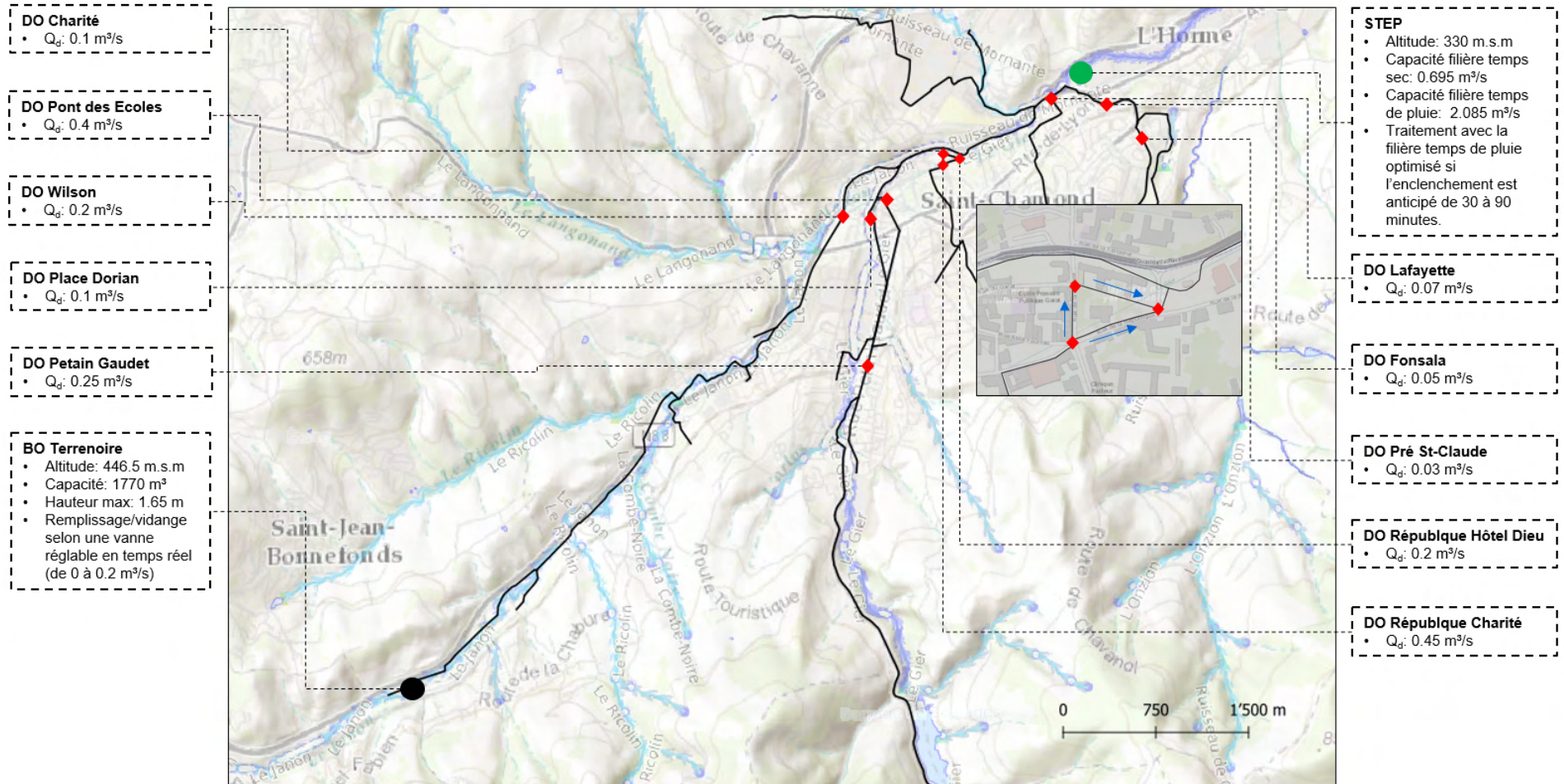


Fig. 18 – Vue d'ensemble du réseau d'égouts de St-Chamond.



### 4.2.1 Les déversoirs d'orage

Un déversoir d'orage est un ouvrage hydraulique qui permet de limiter le débit dans le réseau au débit de déversement ( $Q_d$ ), en rejetant les eaux excédentaires dans le milieu naturel ou vers d'autres ouvrages. Cette limitation empêche la mise en pression lors des gros débits, et les possibles inondations qui en découlent. Un DO est composé d'une ou plusieurs conduites en amont et de deux conduites en aval. La première conduit l'eau à la STEP et la deuxième dans le milieu naturel. Il peut être construit de plusieurs manières et à St-Chamond, il existe 3 types de DO : le déversoir à seuil fixe, le *Leaping Weir* (ouverture en radier) et la chambre. La Fig. 19 illustre un exemple de chaque type, avec en bleu clair l'eau qui reste dans le réseau et en bleu foncé l'eau déversée.

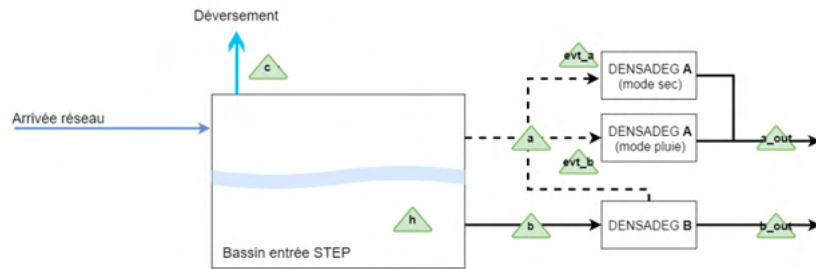


**Fig. 19** – Illustration des différents types de DO du réseau d'égouts. En bleu clair l'eau restant dans le réseau, en bleu foncé l'eau déversée. Photos : manuel d'auto-surveillance, Veolia [5]

### 4.2.2 La station d'épuration

La station d'épuration de St-Chamond est équipée de deux filières de traitement (DENSAD-DEG A et B), d'un bassin d'entrée de capacité  $2.77 \text{ m}^3/\text{s}$  et d'un déversoir. Pour des débits en entrée de la STEP allant de  $0$  à  $0.695 \text{ m}^3/\text{s}$ , seul le DENSAD-DEG B est utilisé. Entre  $0.695$  et  $2.77 \text{ m}^3/\text{s}$ , les deux filières sont actives. L'enclenchement des pompes du DENSAD-DEG A (passage en mode pluie) nécessite une anticipation de 30 minutes et les prévisions instantanées sont implémentées à cet effet. En aval des deux DENSAD-DEG, une filière de traitement biologique peut traiter jusqu'à  $0.42 \text{ m}^3/\text{s}$ . Pour donner un ordre de grandeur, en temps sec, il arrive en moyenne  $0.14 \text{ m}^3/\text{s}$  à la STEP et  $0.42 \text{ m}^3/\text{s}$  correspond à une petite pluie. Enfin, sont mesurés et transmis en

temps réel le débit entrant, le débit déversé ( $c$  sur la Fig. 20) et le débit de sortie ( $a\_out$  et  $b\_out$ ).



**Fig. 20** – Schématisation du fonctionnement de la STEP. Les triangles verts représentent les mesures prises sur place. Source : Hydrique Ingénieurs

### 4.2.3 Le bassin d'orage Terrenoire

Contrairement au réseau d'égouts lui-même, le bassin de Terrenoire (Fig. 21) est sous la responsabilité de l'entreprise Suez. D'une capacité de  $1770 \text{ m}^3$ , il récolte les eaux d'une partie de la ville de St-Etienne. Une vanne réglable en temps réel limite le débit sortant dans le réseau. Entre 2000 et 2021, l'ouverture de celle-ci est réglée à 45% en temps sec et à 30% s'il pleut ou si le bassin atteint une hauteur de 1.3 m. Cette règle, qui est une reconstruction effectuée par Hydrique Ingénieurs, est nommée règle initiale ou règle 30/45 dans la suite du rapport. Lorsque le bassin est plein, l'excédent d'eau passe sur la lame de déversement placée au-dessus de la vanne à une hauteur de 1.63 m. Il est ensuite acheminé par une conduite de 0.3 m de diamètre dans le Janon, qui se verse le Gier en amont de la zone urbaine de St-Chamond.  $45'000 \text{ m}^3$  d'eau y sont déversés en 2020. Le point sensible de la gestion de ce bassin est la vanne, qui peut diminuer les rejets dans le milieu naturel lorsque utilisée de manière optimale.



**Fig. 21** – Illustration en quatre images du bassin de Terrenoire. Photos : Frédéric Jordan, Bertil Décosterd

### 4.3 Le mandat d'Hydrique Ingénieurs

Veolia mandate Hydrique Ingénieurs dans le but de :

- Modéliser le réseau d'égouts unitaire de St-Chamond ;
- Implémenter, à l'aide du modèle et des prévisions radar, les prévisions instantanées pour optimiser la gestion de la STEP et minimiser les rejets sur l'ensemble du réseau.

La suite décrit donc en grandes lignes le logiciel Routing System (RS URBAN) avec lequel est construite la modélisation du réseau d'égouts. Ensuite sont listés les paramètres qui caractérisent les objets constituant le modèle RS URBAN. De plus, est décrit de façon succincte le concept de modélisation développé sur St-Chamond. Enfin sont expliqués le but et le fonctionnement des prévisions instantanées.

#### 4.3.1 Modélisation du réseau : Routing System

Le logiciel Routing System (RS URBAN) a été développé pour la modélisation pluie-débit dans un bassin versant. Orienté objet, il permet la modélisation hydrologique et hydraulique sur la base d'un schéma conceptuel semi-distribué. Il existe trois grands types de schéma conceptuel : regroupé (lumped), semi-distribué et distribué (Fig. 22). Si l'on considère une station de mesure couvrant un bassin versant, le premier type considère une valeur de chaque variable (température, précipitation...) pour l'entier du bassin versant. Le deuxième divise le bassin versant en sous-bassins et interpole la valeur de chaque variable pour chaque sous-bassin, créant ainsi des stations de mesure virtuelles. Le dernier type divise le bassin versant en une grille de valeurs.

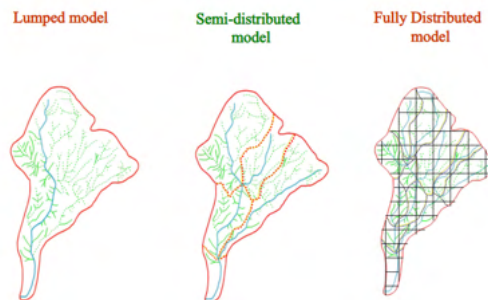


Fig. 22 – Type de schéma conceptuel pour la modélisation pluie-débit. Source : Deltares [25]

#### 4.3.2 Paramètres du modèle hydrologique

Chaque ouvrage dans le modèle hydrologique est paramétré. Le réservoir de Terrenoire est caractérisé par une relation hauteur-volume. Est attaché à celui-ci un objet déversoir, caractérisé par une relation hauteur (du réservoir) - débit déversé, qui donc est nulle si le bassin n'est pas rempli. Deuxième objet attaché au réservoir est la vanne, qui elle contient la relation hauteur (du réservoir)

- débit sortant. Ensuite, le réseau est construit à partir de regards, de conduites, et de diversions. Celles-ci modélisent les déversoirs d'orage, avec comme paramètre la relation débit entrant - débit déversé. Celui-ci est nul jusqu'à ce que le débit entrant atteigne le débit de déversement ( $Q_d$ ). Enfin, l'extrémité amont de chaque branche du réseau est reliée avec un bassin versant. Les paramètres de celui-ci (taux séparatif, équivalent-habitants, surface,...) sont parfois difficiles à calculer, ainsi ils sont en partie estimés par calage avec les mesures du débit entrant à la STEP, en aval du réseau.

### 4.3.3 Concept de modélisation développé sur St-Chamond

Dans le cadre du mandat d'Hydrique Ingénieurs, deux modèles sont développés : un modèle complet et un modèle simplifié. Le premier a pour but de faire un diagnostic permanent toutes les 24 heures, de calculer les eaux claires parasites (ECP) et de faire un bilan des flux polluifs. Le deuxième est principalement utilisé pour l'opérationnel, c'est-à-dire pour le calcul des prévisions instantanées.



Fig. 23 – Utilisation et fonctions des modèles RS de St-Chamond. Source : Hydrique Ingénieurs

### 4.3.4 Utilisation et objectifs des prévisions instantanées

#### Station d'épuration

Les prévisions instantanées du débit entrant à la STEP, calculées toutes les dix minutes, servent à l'anticipation de l'enclenchement par un système d'alarme de la filière de traitement des eaux de pluies. Elles fonctionnent de la manière suivante (Fig. 24) :

- Calcul toutes les dix minutes des prévisions du débit entrant à la STEP, en remplaçant les mesures des précipitations par les prévisions radar.
- Un signal lanceur d'alarme 100/200 est enregistré en fonction de ces prévisions. Le signal 200 signifie qu'un dépassement pendant 30 minutes de  $0.695 \text{ m}^3/\text{s}$  est prévu dans les 70 prochaines minutes.
- Lancement d'une alarme après 3 signaux 200 de suite, afin d'enclencher la filière de traitement d'eau de pluie.

En 2020, le taux de détection de ce système d'alarme vaut 63%, et son taux de fausse alarme est de 26%. Toutefois, il faut atteindre un taux de fausse alarme de 10% pour automatiser l'enclenchement de la filière de traitement des eaux de pluie. Dès lors, un algorithme plus performant est testé dans le chapitre 5.

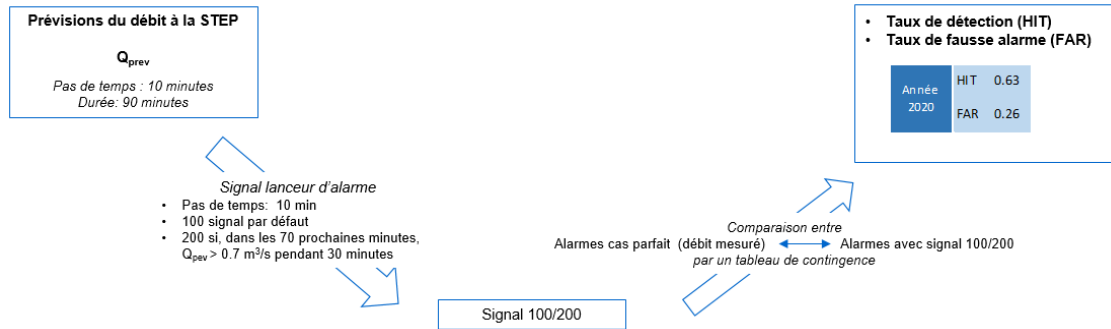
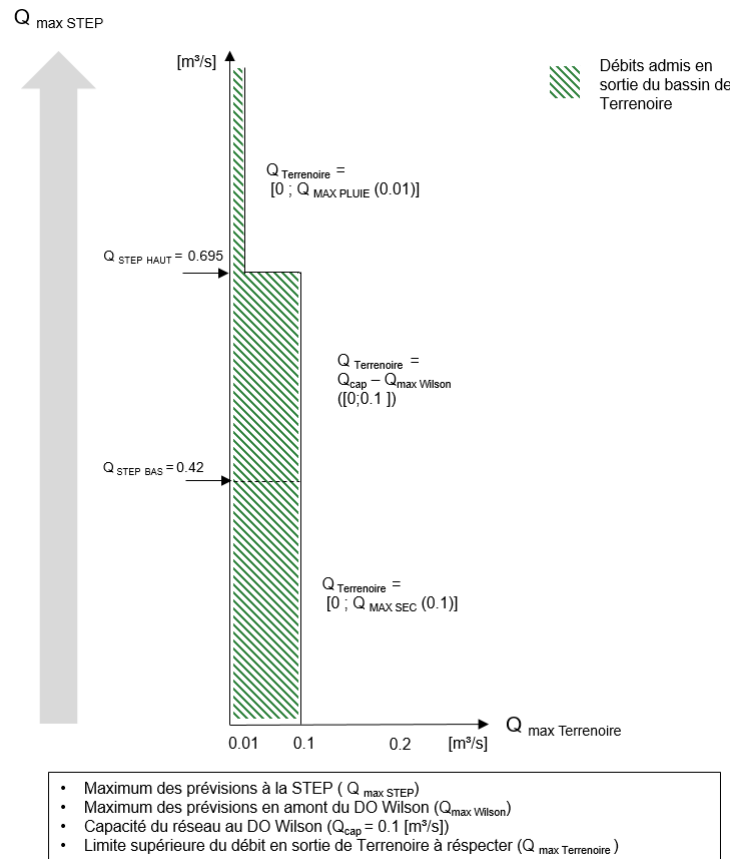


Fig. 24 – Fonctionnement des prévisions instantanées du débit à la STEP et leur performance en 2020.

### Bassin de Terrenoire

Les prévisions instantanées sont aussi utilisées pour optimiser la rétention de l'eau dans le bassin de Terrenoire (Fig. 25), grâce à un algorithme définissant en continu une gamme de débit admis en sortie (de 0 à  $Q_{maxTerrenoire}$ ). Le paramètre principal est le débit maximum prévu à la STEP ( $Q_{maxSTEP}$ ), auquel s'ajoute celui prévu en amont du DO Wilson ( $Q_{maxWilson}$ ). De plus, la capacité du réseau à Wilson ( $Q_{cap}$ ) est aussi prise en compte. Dès lors, en temps sec le débit maximum en sortie est réglé à  $0.1 \text{ m}^3/\text{s}$ . Lors des événements de pluie, la consigne est la capacité du réseau en aval ( $Q_{cap} - Q_{maxWilson}$ ). Enfin, lors des grosses pluies, le débit est limité à  $0.01 \text{ m}^3/\text{s}$ , pour éviter des gros déversements d'eau non traitée à la STEP. Cet algorithme de décision est optimisé au chapitre 6.



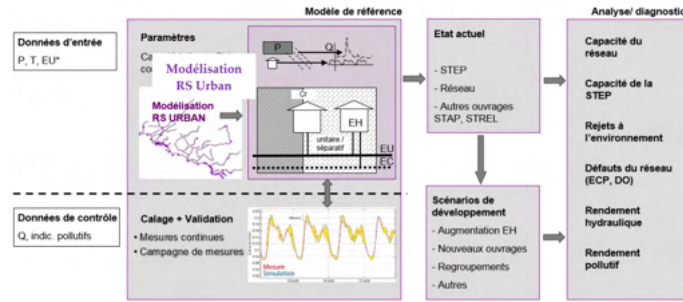
**Fig. 25** – Fonctionnement de la gestion du débit en sortie de Terrenoire, qui dépend des prévisions instantanées des débits.

## 4.4 Description de RS URBAN

Pour conclure cette première partie, une description succincte du module de modélisation urbaine RS URBAN est présentée. Vient ensuite la deuxième partie, qui porte sur ce qui est fait dans le présent travail pour améliorer et optimiser la gestion en temps réel du réseau d'égouts.

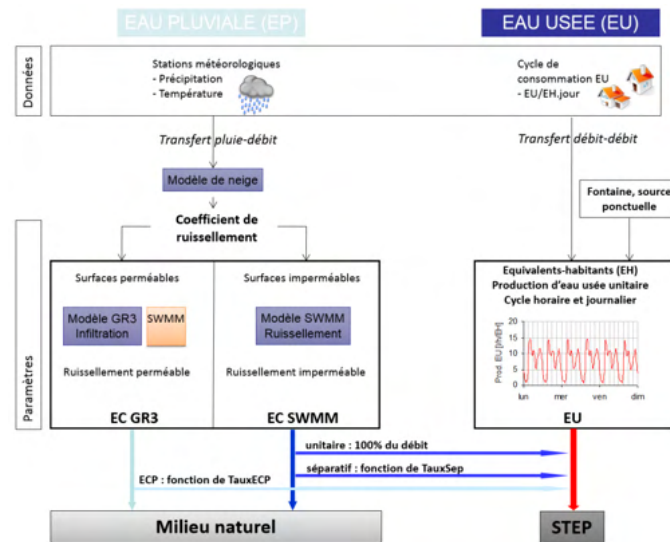
### 4.4.1 Méthode générale d'analyse

RS URBAN, un module du logiciel Routing System, permet de modéliser les processus d'écoulement en milieu urbain, c'est-à-dire les eaux usées des ménages et de l'industrie, ainsi que les eaux pluviales. Le nombre d'équivalent-habitants (EH), la consommation journalière moyenne, un cycle mensuel, journalier et horaire, ainsi que les mesures à la STEP définissent la quantité d'eau usée introduite dans les sous-bassins versants. Quant aux eaux de pluie, elles sont déterminées par modélisation pluie-débit, qui a comme données d'entrée les mesures des précipitations et de température des stations environnantes. Sont aussi pris en compte : l'accumulation et la fonte des neiges, les écoulements de surface et sub-surface ainsi que la génération des eaux claires parasites. Enfin, l'introduction des eaux pluviales dans le réseau d'égouts se fait en fonction du coefficient de ruissellement et du taux séparatif, déterminés grâce au cadastre.



**Fig. 26** – Méthode générale d’analyse des bassins versants urbains par modélisation RS URBAN. Source : Hydrique Ingénieurs

La Fig. 26 visualise la méthode d’analyse des bassins versants. En haut à gauche, les données d’entrée (précipitations, température, débits d’eaux usées) introduites dans le modèle de référence. Celui-ci est ensuite calé et validé avec les données de contrôle, i.e. les mesures faites soit par campagne soit en continu. Ainsi, le comportement des écoulements simulés dans les bassins versants est proche de la réalité. Une fois calé, ce modèle permet de faire, sur la base de l’état actuel du réseau et de scénarios de développement, une analyse et un diagnostic. Il permet d’analyser, par exemple, l’utilisation ou non de la capacité totale du réseau et de la STEP. Enfin, pour ce qui est des calculs hydrauliques, ces écoulements simulés sont obtenus grâce aux équations de continuité de Bernoulli. De plus RS URBAN est capable de calculer les débits en nappe libre mais aussi en charge.



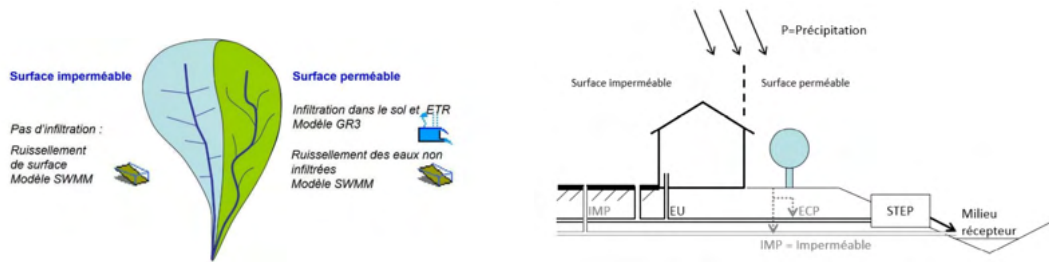
**Fig. 27** – Concept de modélisation des bassins versants urbains avec RS URBAN. Source : Hydrique Ingénieurs

#### 4.4.2 Modélisation des bassins versants

Après l’exposition des principes généraux de la modélisation RS URBAN, il convient de décrire la modélisation des bassins versants. Il y a une séparation claire entre les eaux usées et les eaux

pluviales (Fig. 27), pour lesquelles les surfaces perméables/imperméables sont modélisées dans le détail (Fig. 28), avec un modèle d'infiltration (GR3) et un modèle de ruissellement (SWMM). On observe que le taux séparatif définit la part des eaux de ruissellement et des eaux claires parasites qui est acheminée à la STEP. Pour les eaux usées, un cycle horaire et journalier de consommation est défini, selon l'équivalent-habitant et d'autres sources ponctuelles.

Pour les eaux claires parasites (ECP), on admet que les surfaces perméables créent l'infiltration d'une certaine proportion de l'eau du sol dans les conduites. Cette infiltration d'ECP provient des défauts des conduites, comme les fissures ou les trous. La Fig. 28 visualise le principe de calcul. Une partie des précipitations tombant sur une surface perméable s'infiltré dans le sol. De cette eau, une partie finit dans les conduites (ECP) et le reste dans le milieu récepteur.



**Fig. 28** – À gauche : modélisation des surfaces imperméables et perméables. À droite : principe de calcul des ECP, avec extraction d'une partie des eaux infiltrées vers le réseau d'eau usée en fonction de la saturation du sol. Source : Hydrique Ingénieurs

#### 4.4.3 Pollution

Les concentrations et flux d'ammonium ( $N-NH_4$ ) et de matières en suspension (MES) sont aussi modélisés par RS URBAN. Pour l'ammonium, trois sources différentes sont considérées : les habitants, l'industrie et l'eau de pluie. Le calcul de chaque source se fait de la manière suivante :

$$NH_{4,hab} = NH_{4,parhabitant} \cdot nbEH_{hab} \quad (9)$$

$$NH_{4,ind} = NH_{4,parindustrie} \cdot nbEH_{ind} \quad (10)$$

$$NH_{4,EP} = cNH_{4,EP} \cdot Q_{EP} \quad (11)$$

Avec  $nbEH_{hab}$  le nombre d'équivalent-habitants,  $NH_{4,parindustrie} = 10 \text{ g/EH}_{ind}/j$ ,  $cNH_{4,EP} = 0.1 \text{ g/m}^3$  et  $Q_{EP}$  le débit de pluie. L'apport dans le réseau se fait de la manière suivante pour les eaux usées (EU), avec  $T_s$  le taux séparatif :

$$NH_{4,EU} = NH_{4,hab} + NH_{4,ind} + NH_{4,EP} \cdot (1 - T_s) \quad (12)$$

Et pour les eaux claires (EC) :

$$NH_{4,EC} = NH_{4,EP} \cdot T_s \quad (13)$$



Enfin, une dégradation nulle dans le temps et un mélange instantané lors d'une jonction sont admis.

Pour les MES, il y a une distinction entre celles générées par le bassin versant ou celles générées par les eaux usées. Dans le premier cas, deux équations décrivent l'accumulation et l'érosion dans le bassin :

$$\frac{dM}{dt} = A_{imp} \cdot A_{cc} - Disp \cdot M(t) \quad (14)$$

$$\frac{dM}{dt} = -A_{rr} \cdot q(t)^{W_h} \cdot M(t) \quad (15)$$

Avec  $A_{imp}$  la surface imperméable,  $A_{cc}$  le taux d'accumulation (kg/hab/j) et  $Disp$  le taux de dispersion,  $A_{rr}$  et  $W_h$  des paramètres de calage et  $q(t)$  le débit de pluie. Ainsi, en temps sec il y a une accumulation et en temps de pluie s'y ajoute l'érosion.

Pour les eaux usées, l'équation est :

$$MES(kg/s) = Q_{EU}(m^3/s) \cdot TauxMES_{EU}(kg/m^3) \quad (16)$$

Le paramètre  $TauxMES_{EU}$  est considéré comme une constante pour chaque bassin versant (en général 300 mg/l).

# Deuxième partie

*La deuxième partie présente au lecteur la méthodologie et les résultats obtenus dans le but de répondre aux quatre objectifs de ce travail. Sa structure est la suivante : premièrement, l'amélioration du système d'alarme à la station d'épuration par la consolidation du modèle hydrologique et l'analyse des prévisions instantanées de l'année 2020. Deuxièmement, l'optimisation de la rétention des flux par un contrôle amélioré de la vanne du bassin de Terrenoire et par deux aménagements constructifs. Enfin, deux propositions de nouvelles infrastructures de rétention sont exposées.*

## Chapitre 5 Amélioration du système d’alarme de la STEP

Le sujet principal du chapitre 5 est l’amélioration du système d’alarme de la STEP. Toutefois est d’abord consolidé le modèle RS URBAN au niveau des déversoirs d’orage (DO) pour ensuite tester sa potentielle valorisation pour l’analyse des prévisions instantanées utilisées par le système d’alarme. Enfin, vient l’analyse et le travail effectué sur le système d’alarme en lui-même.

### 5.1 Consolidation du modèle hydrologique

Pour rappel, les débits de déversement  $Q_d$  sont les paramètres des DO dans le modèle RS URBAN. Ceux-ci sont déterminés par calage sur les mesures à la STEP et non au niveau même des DO. La consolidation permet donc de modéliser les débits déversés plus précisément et de surcroît d’augmenter la performance du modèle. A cet effet, sont d’abord calculés les débits de déversement théoriques, avec les équations de Manning-Strickler et de Bernoulli. Ensuite, un calage des débits implémentés dans le modèle est fait en comparant les débits simulés avec les mesures des hauteurs d’eau, puis avec les mesures des débits déversés. Il faut ensuite trouver un compromis entre les débits de déversement théoriques et ceux choisis après calage comme paramètres. En effet, la simulation doit certes correspondre le plus possible aux mesures, mais la gestion du réseau reste prioritaire. De plus, comme expliqué plus tard, les calculs théoriques contiennent un certain nombre d’incertitudes.

#### 5.1.1 Calculs des débits de déversement $Q_d$ théoriques

L’écoulement de l’eau à l’arrivée des DO à seuil fixe est défini comme un écoulement libre dans une conduite. La formule de Manning-Strickler est ainsi utilisée pour définir la relation hauteur-débit  $Q(h)$ . Lorsque le débit atteint le débit de déversement  $Q_d$ , l’eau est à la hauteur de pelle  $h_{pelle}$ , qui est la hauteur du seuil fixe ou, dans le cas des *Leaping Weir*, le diamètre de la conduite en aval (pour simplifier, le débit de mise en charge est considéré comme la capacité maximale de la conduite). On a, selon Manning-Strickler :

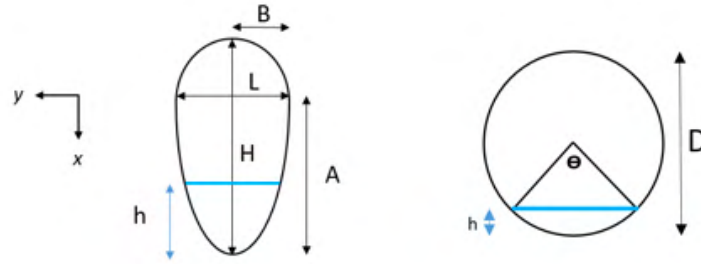
$$Q(h) = K_s \cdot J^{1/2} \cdot R_h^{2/3} \cdot S \quad (17)$$

Avec  $K_s$  le coefficient de Manning [ $m^{1/3}/s$ ],  $J$  la pente [-],  $R_h$  le rayon hydraulique (P/S) [m],  $P$  le périmètre mouillé [m] et  $S$  la surface mouillée [ $m^2$ ]. Il s’agit maintenant de calculer pour chaque hauteur d’eau le périmètre mouillé  $P$  et la surface mouillée  $S$ . Dans le cas d’une conduite circulaire de diamètre  $D$ , cela se fait en calculant l’angle  $\theta$  (Fig. 29). On a [20] :

$$S = \frac{1}{8} \cdot (\theta - \sin(\theta)) \cdot D^2 \quad (18)$$

$$P = \frac{1}{2} \cdot \theta \cdot D \quad (19)$$

Dans le cas d’une conduite ovoïde,  $P$  et  $S$  se calculent différemment. Le bas de la conduite d’hauteur  $H$  et de largeur  $L$  est considérée comme un ovale de rayons  $A = 2/3 \cdot H$  et  $B = 1/2 \cdot L$



**Fig. 29** – Schéma d’une canalisation ovoïde et cylindrique. La surface mouillée se calcule dans le premier cas en intégrant le bord la conduite le long de l’axe  $x$  et dans le deuxième cas en fonction de l’angle  $\theta$ .

(Fig. 29). Avec ces rayons, la surface  $S(h)$  est approximée par :

$$S(h) = 2 \cdot \int_{-A}^{-A+h} \sqrt{B^2 \left(1 - \frac{h}{A}\right)} \cdot dh \quad (20)$$

Quant au périmètre mouillé  $P$  d’une conduite ovoïde, il est estimé par itérations, en sommant des segments construits avec un angle de 1 degré au centre de l’ovale. Finalement, lorsque  $P$  et  $S$  sont connus, le débit  $Q_d$  peut être trouvé grâce à la relation  $Q_d = Q(h_{pelle})$ . Le Tab. 5 donne le détail du calcul. Les déversoirs d’orage République Charité, République Hôtel Dieu, Lafayette et Wilson sont des déversoirs frontaux, pour lesquels l’énergie totale doit être calculée.

**Tab. 5** – Débits de déversement  $Q_d$  calculés par loi hydraulique. Sont encore ajoutées la hauteur de l’écoulement libre, l’énergie cinétique, la hauteur finale (si l’écoulement s’arrête) et la hauteur de pelle, qui est la hauteur des seuils fixes ou le diamètre de la conduite en aval (*Leaping Weir*).

DO	Hauteur [m]				Débit $Q_d$ [m <sup>3</sup> /s]
	Écoulement libre	Énergie cinétique	Écoulement à l’arrêt	Hauteur de pelle	
Pré-St-Claude	-	-	-	-	0.076
République Charité	0.200	0.397	0.597	0.545	0.251
République Hôtel Dieu	0.260	0.316	0.576	0.539	0.254
Pétain Gaudet	0.490	-	0.490	0.490	0.695
Pont des Ecoles	0.500	-	-	0.500	0.560
Place Dorian	0.400	-	-	0.400	0.317
Charité	0.150	-	-	0.150	0.050
Lafayette	0.080	0.046	0.126	0.120	0.015
Fonsala	0.188	-	0.188	0.188	0.154
Wilson	0.260	0.216	0.476	0.490	0.210

Précisons :

- **Pré St-Claude** : le débit  $Q_d$  est donné par l'exploitant du réseau ; il s'agit d'un DO composé d'une chambre qui se remplit lorsque le débit atteint la capacité de la conduite en aval (qui vaut ainsi  $Q_d$ ).
- **République Charité** : il s'agit d'un déversoir frontal devant lequel l'eau s'arrête, transformant son énergie cinétique en hauteur (équation de Bernoulli). Celle-ci vaut donc :

$$h = h_{MS} + \frac{v(h_{MS})^2}{2g} \quad (21)$$

avec  $v$  la vitesse de l'écoulement et  $g$  la constante de gravité,  $9.81 \text{ m/s}^2$  et  $h_{MS}$  la hauteur de l'écoulement selon Manning-Strickler. Il s'agit ici d'une simplification, car l'eau ne s'arrête pas totalement, mais ce calcul permet de donner un ordre de grandeur.

- **République Hôtel Dieu** : il s'agit aussi d'un déversoir frontal. De la même manière qu'avec le DO République Charité, il faut ajouter l'énergie cinétique  $h_{cin}$  à la hauteur d'eau selon Manning-Strickler.
- **Petaïn Gaudet** : il s'agit d'un déversoir latéral, le débit de déversement est trouvé par Manning-Strickler et la hauteur de pelle.
- **Pont des Ecoles** : les dimensions sont peu connues, mais la conduite en aval est de diamètre  $D$  connu, le débit  $Q_d$  vaut donc la capacité maximale de ladite conduite. Celle-ci est calculée avec l'équation de Manning-Strickler : le débit maximal est défini par le début de mise en charge.
- **Place Dorian** : comme pour le DO Pont des Ecoles, le débit  $Q_d$  vaut la capacité de la conduite en aval.
- **Charité** : il s'agit d'un déversoir de type *Leaping Weir*. Le débit de déversement vaut la capacité maximale de la conduite en aval.
- **Lafayette** : il s'agit d'un déversoir frontal, il faut donc prendre en compte l'énergie cinétique  $h_{cin}$ .
- **Boulevard Fonsala** : il s'agit d'un déversoir latéral,  $Q_d$  est déterminé avec Manning-Strickler et la hauteur de pelle.
- **Président Wilson** : il s'agit d'un déversoir frontal, et de ce fait, l'énergie cinétique est prise en compte.

Maintenant que les débits théoriques sont calculés, les débits  $Q_d$  du modèle RS URBAN sont modifiés en fonction des mesures de hauteur d'eau et de débits déversés.

### 5.1.2 Calage des débits de déversement $Q_d$

#### Par comparaison débits simulés - mesures des hauteurs d'eau

Comme premier calage, les mesures des hauteurs d'eau sont analysées de manière visuelle pour estimer les débits de déversement  $Q_d$  par rapport à ceux déjà implémenté dans le modèle RS URBAN. Cette approche est approximative et les mesures ne sont que peu utilisables (Fig. 30). Toutefois, la performance du modèle à la STEP peut être améliorée. Le Tab. 6 donne une vue d'ensemble des débits de déversement  $Q_d$  implémentés dans le modèle initial et ceux obtenus par le présent calage. Sont ajoutés les coefficients de Nash-Sutcliffe (NS) pour quantifier le gain de performance acquis. On remarque une augmentation de 0.69 à 0.72 sur la période de simulation. A noter que le modèle initial présente déjà une bonne performance, avec un NS au-dessus de 0.6.

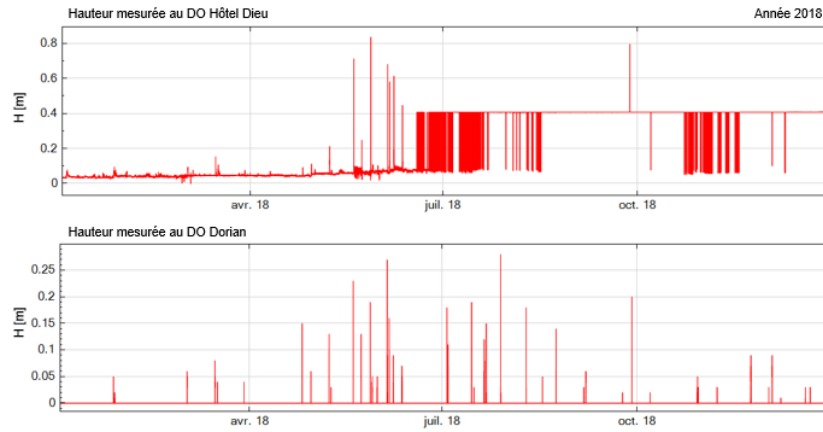


Fig. 30 – Exemples des hauteurs d'eau aux DO, dont une partie est inutilisable.

Tab. 6 – Débits de déversement du modèle RS URBAN initial et ceux du modèle calé par comparaison débits simulés - mesures des hauteurs d'eau.

	Nom	RS	RS / Premier calage
Débits $Q_d$ [ $m^3/s$ ]	Pré-St-Claude	0.030	0.076
	République Charité	0.450	0.300
	République Hôtel Dieu	0.200	0.050
	Pétain Gaudet	0.250	0.600
	Pont des Ecoles	0.200	0.400
	Place Dorian	0.100	0.100
	Charité	0.100	0.100
	Lafayette	0.070	0.100
	Fonsala	0.050	0.100
	Wilson	0.200	0.050
Nash [-]	Période de simulation: 01.01.2019-01.01.2021	0.69	0.72

### Par comparaison débits simulés - mesures des débits déversés

Les mesures des débits déversés n'étant disponibles qu'en cours de travail, un deuxième calage est fait. D'abord est analysée la représentativité des débits déversés, une fois avec le modèle initial et une fois avec celui du premier calage, ceci dans le but de contrôler si le premier donne une meilleure représentativité que le second et d'aviser le deuxième calage en fonction. À cet effet, une comparaison visuelle débits simulés - débits mesurés (Fig. 31) permet la classification suivante :

- Catégorie verte : le nombre de déversements simulés correspondant à ceux mesurés.
- Catégorie beige : le nombre de déversements mesurés ne correspond à aucun déversement simulé.
- Catégorie brune : le nombre de déversements simulés ne correspondant à aucun déversement mesuré.

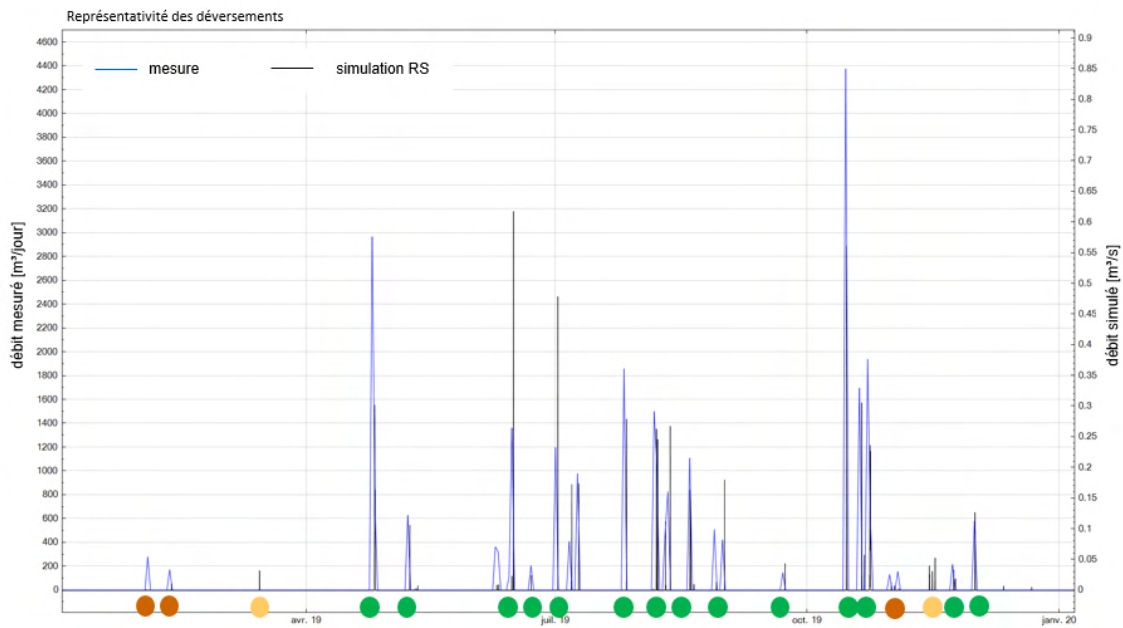


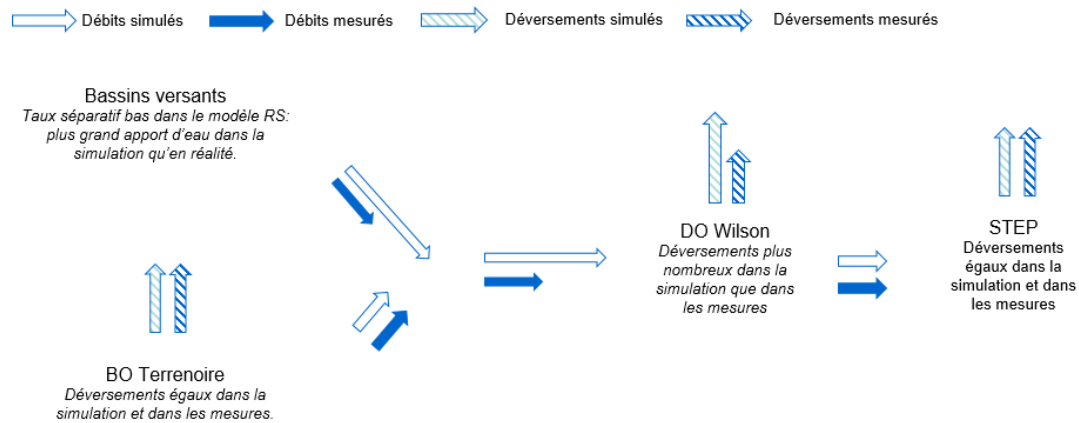
Fig. 31 – Représentativité des déversements : illustration de la classification faite visuellement

Avec une représentativité parfaite, tous les déversements sont dans la catégorie verte. Si l'analyse donne un certain nombre de déversements simulés dans la catégorie brune, le débit de déversement du modèle est trop petit, car plus d'eau est déversée dans la simulation que dans les mesures. Dès lors, si beaucoup de déversements sont présents dans la catégorie beige, le débit de déversement du modèle est trop grand. Le Tab. 7 montre que le modèle du premier calage est meilleur que le modèle initial, mais que beaucoup de déversements sont encore mal représentés (colonnes brune et beige). Un cas particulier est le DO Wilson, situé sur la branche principale du réseau et donc directement relié à la STEP. Il a un débit de déversement  $Q_d$  de  $0.2 \text{ m}^3/\text{s}$  dans le modèle initial et de  $0.05 \text{ m}^3/\text{s}$  dans le modèle RS du premier calage, et dans ce deuxième cas les débits déversés simulés sont trop nombreux par rapport à ceux mesurés (54 contre 4 sur l'année

2020 par exemple). Le modèle du premier calage, plus performant, laisse donc passer moins d'eau en aval de Wilson que le modèle initial, mais pas assez par rapport aux mesures. L'explication possible est donc que les bassins versants en amont de Wilson amènent plus d'eau au déversoir dans la simulation qu'en réalité (Fig. 32). Le calcul théorique du débit de déversement du DO Wilson ( $Q_d = 0.21 \text{ m}^3/\text{s}$ ), proche du débit implémenté dans le modèle initial, soutient cette hypothèse.

**Tab. 7** – Modèle RS URBAN initial et avec le modèle du premier calage : analyse par catégorisation de la représentativité des débits déversés mesurés.

DO	RS						RS / premier calage					
	2019			2020			2019			2020		
Pré St-Claude	1	5	17	2	2	8	0	5	6	1	5	0
République Charité	1	0	35	0	0	22	1	0	16	0	0	13
République Hôtel Dieu	0	0	17	1	0	15	0	0	17	1	0	15
Petaïn Gaudet	10	4	6	7	4	2	6	4	4	1	9	0
Pont des Ecoles	14	3	2	8	3	5	12	1	2	8	4	4
Place Dorian	24	0	5	18	2	6	24	0	5	18	2	6
Charité	0	10	1	1	1	0	0	10	1	1	1	0
Lafayette	20	3	7	13	1	3	20	3	7	13	1	3
Fonsala	6	9	11	6	18	1	1	13	1	0	25	0
Wilson	9	1	20	3	1	14	10	0	50	4	0	50



**Fig. 32** – Schématisation du mauvais calage du taux séparatif des bassins versants situés entre le BO Terrenoire et le DO Wilson.

Ce deuxième calage ajuste donc dans le modèle RS URBAN les taux séparatifs des bassins versants en amont de Wilson, afin de diminuer la quantité d'eau y arrivant. Quand un taux séparatif est proche de 1, peu d'eau de ruissellement entre de le réseau d'eau usées, et quand celui-ci est proche de 0, la presque totalité de l'eau de pluie finit dans le réseau. Le Tab. 8 donne leur valeur comme initialement implémentée dans le modèle et comme optimisée dans ce deuxième calage. Le débit de déversement est ainsi fixé à  $0.18 \text{ m}^3/\text{s}$ , ce qui est proche du résultat du calcul hydraulique.

De plus, sont corrigés dans ce deuxième calage les débits de déversements des DO République Charité, République Hôtel Dieu et Charité sur la base du Tab. 7. En effet, la simulation avec le modèle du premier calage fait déverser bien trop souvent deux des trois DO, et étant liés entre eux dans le réseau, il est judicieux de corriger les trois paramétrages en même temps.



**Tab. 8** – Taux séparatif des bassins versants en amont de Wilson dans le modèle initial et final. Sont ajoutés le débit de déversement du DO Wilson et le coefficient de Nash-Sutcliffe.

	Bassin Versant	RS	RS/deuxième calage
Taux séparatifs [-]	Terrenoire 1	0.01	<b>0.81</b>
	Terrenoire 2	0.90	0.90
	Terrenoire 3	0.84	<b>0.90</b>
	Terrenoire 4	0.57	<b>0.87</b>
	Terrenoire 5	0.07	<b>0.77</b>
	Terrenoire 6	0.16	<b>0.86</b>
	Terrenoire 7	0.92	0.92
	Terrenoire 8	0.93	0.93
	Qd Wilson [m <sup>3</sup> /s]	0.05	<b>0.18</b>
Nash [-]	Période de simulation: 01.01.2019-01.01.2021	0.69	0.74

### Modèle final

Finalement, le modèle du deuxième calage atteint une performance légèrement supérieure au modèle initial mais surtout une meilleure précision dans la représentativité des débits déversés. Il peut donc être mis en valeur en opérationnel, et une quantification (faite dans le chapitre 6) des rejets de d'ammonium ( $NH_4$ ) et de matières en suspension (MES) avec ce modèle est plus fiable qu'avec le modèle initial. Le Tab. 9 donne une vue d'ensemble des débits de déversement pour chaque DO et pour chaque modèle. Enfin, il donne aussi un taux de détection (HIT) et de fausse alarme (FAR), calculés dans la partie suivante, permettant de vérifier la valorisation du modèle final pour l'analyse des prévisions instantanées.

**Tab. 9** – Vue d'ensemble des débits de déversements pour chaque modèle. Sont ajoutés les performances à la STEP calculées avec le coefficient de Nash-Sutcliffe, le HIT et le FAR.

	Nom	Loi hydraulique	RS (base)	RS/premier calage	RS/ deuxième calage (final)
Débits Qd [m <sup>3</sup> /s]	PréSt-Claude	0.076	0.030	0.076	<b>0.076</b>
	République Charité	0.251	0.450	0.300	<b>0.100</b>
	République Hôtel Dieu	0.254	0.200	0.050	<b>0.100</b>
	Petaïn Gaudet	0.695	0.250	0.600	<b>0.600</b>
	Pont des Ecoles	0.560	0.200	0.400	<b>0.400</b>
	Place Dorian	0.317	0.100	0.100	0.100
	Charité	0.050	0.100	0.100	<b>0.040</b>
	Lafayette	0.015	0.070	0.100	<b>0.100</b>
	Fonsala	0.154	0.050	0.100	<b>0.100</b>
	Wilson	0.210	0.200	0.050	<b>0.180</b>
Nash [-]	Période de simulation: 01.01.2019-01.01.2021	-	0.69	0.72	0.74
[-]	HIT		0.64	0.62	0.62
	FAR		0.32	0.14	0.14

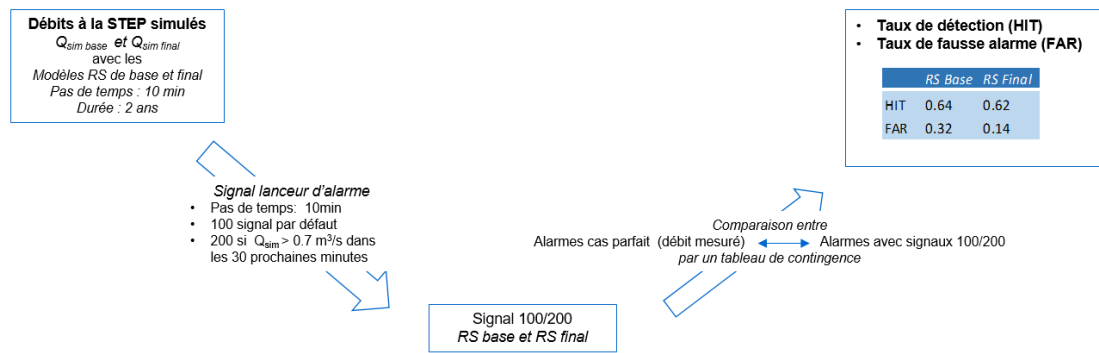
Idéalement, les débits du modèle final correspondent aux débits calculés avec les lois de Manning-Strickler et de Bernoulli. Mais certains éléments sont à prendre en compte :

- Les coefficients de Manning-Strickler  $K_s$  sont estimés et apportent donc une certaine incertitude. Ainsi, pour prendre l'exemple du DO Président Wilson, en changeant le  $K_s$  de  $70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  à  $80 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ , le débit  $Q_d$  passe de  $0.210 \text{ m}^3/\text{s}$  à  $0.173 \text{ m}^3/\text{s}$ .
- Les pentes utilisées sont celles des conduites en amont ou en aval. Il est donc possible que la pente locale soit différente.
- Les taux séparatif des bassins versants en amont des DO sont aussi estimés. Ainsi, pour caler les DO sur le nombre de déversements mesurés, le débit de déversement implémenté ne va pas correspondre au débit théorique, car le débit entrant dans le réseau n'est pas le même dans la simulation qu'en réalité.

A la suite de cette consolidation en deux étapes vient la valorisation dudit modèle en vue de l'amélioration en soit du système d'alarme de la STEP. Le modèle final est utilisé comme nouveau modèle de référence dans la suite du travail.

### 5.1.3 Valorisation du modèle RS URBAN final

Le modèle final est maintenant précis au niveau du bassin de Terrenoire, au niveau des DO et au niveau de la STEP. Pour tester si l'utilisation dans la prochaine étape est pertinente, le système d'alarme est simplifié en remplaçant les prévisions de débit par les débits simulés avec le modèle initial et final. Le but est de calculer sans les incertitudes des prévisions radar le gain apporté par la consolidation. Dès lors, un taux de détection des alarmes (HIT) et un taux de fausse alarme (FAR) sont calculés dans les deux cas. Le processus et les résultats sont présentés sur la Fig. 33. On remarque que le FAR atteint 0.14, contre 0.22 avec le modèle initial et de plus, le taux de détection est presque stable. Ce résultat permet de confirmer son utilisation pour l'amélioration du système d'alarme de la STEP. Cependant il n'est pas certain qu'il puisse améliorer ledit système, car les incertitudes des prévisions radar sont grandes et les causes des fausses alarmes sont mal comprises.



**Fig. 33** – Schématisation de la méthodologie pour valider l'utilisation du modèle RS final dans l'amélioration du système d'alarme.

## 5.2 Analyse des prévisions instantanées

L'analyse des prévisions a pour but d'améliorer le système d'alarme de la STEP en faisant baisser le taux de fausse alarme encore trop élevé. Ainsi une partie des prévisions instantanées, définie par une liste de dates, est recalculée avec les archives des prévisions radar et météo. Deux périodes sont définies : la période de test (année 2020) et la période de validation (janvier-avril 2021). Le résultat, c'est-à-dire le signal 100/200, est enregistré puis analysé. Mais d'abord est nécessaire l'importation des archives INCA et SPLINE.

### 5.2.1 Importations des archives INCA et SPLINE

Les archives sont enregistrées sur un serveur et il est nécessaire de les importer. Pour limiter l'importation (52560 grilles de valeurs sur une année), une liste de dates de début et de fin (jour, heures, minutes) des événements de pluie est créée. De plus, les prévisions pouvant mener à une alarme alors qu'aucune précipitation n'est mesurée, les mesures du débit à la STEP sont aussi analysées et toute augmentation du débit ayant le potentiel de mener à une fausse alarme est ajoutée à la liste de dates. Cette liste est donc la somme des événements de précipitation et des fenêtres temporelles durant lesquelles une fausse alarme est possible. Beaucoup de temps est ainsi économisé non seulement lors de l'importation, mais aussi lors du calcul des prévisions instantanées, qui en effet n'ont pas besoin d'être analysées durant les périodes sèches, puisque presque aucune alarme n'y est émise.

### 5.2.2 Calcul des prévisions instantanées

L'interface du logiciel RS URBAN permet de lancer une simulation entre deux dates et avec un pas de temps donné. Toutefois, elle ne permet pas de lancer une simulation qui suit une liste de dates, ni de lancer une simulation avec des prévisions radar, ni d'enregistrer un signal qui dépend de ces prévisions. Il faut donc, dans le code source du logiciel, développer une fonction qui :

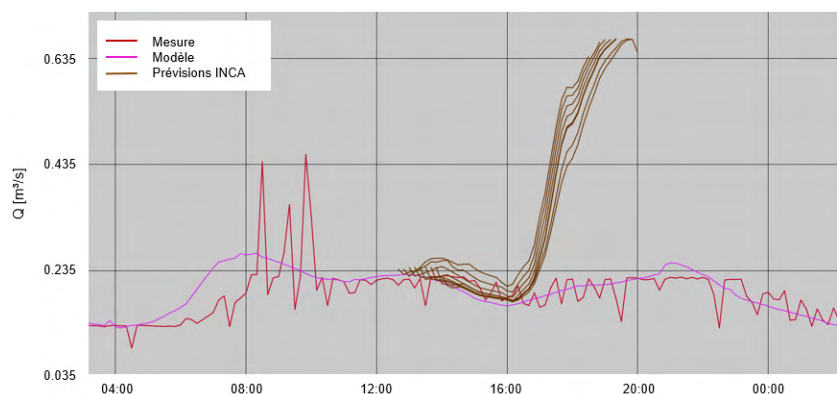
- Prend comme condition initiale la simulation faite avec le modèle ;

- Avec un pas de temps de 10 minutes et en suivant une liste de date, calcule deux fois les prévisions de débit à la STEP sur 70 minutes, ceci avec les archives INCA et SPLINE importées, et enregistre deux signaux 100/200 suivant les prévisions obtenues.

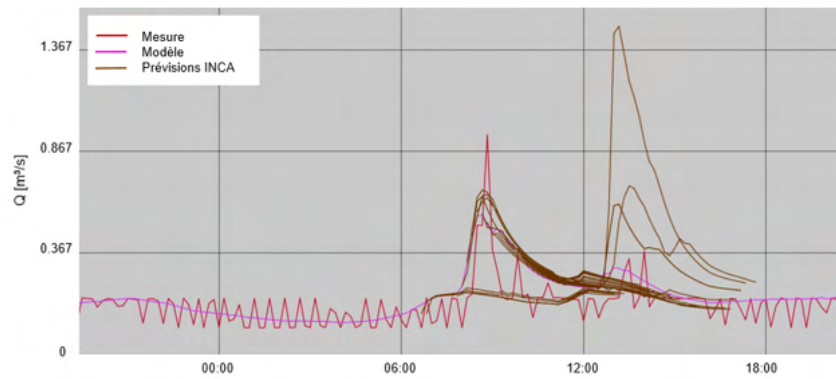
Ici, comme ce qui est fait en opérationnel, le signal 200 indique que le débit entrant à la STEP dépasse, dans les 70 minutes à venir,  $0.695 \text{ m}^3/\text{s}$  pendant 30 minutes. Une alarme est lancée après 3 signaux 200 de suite. Le calcul des prévisions instantanées est utilisé pour comprendre les causes des fausses alarmes et s'il existe certaines conditions qui lorsque réunies mènent à une fausse alarme. La suite comprend donc une analyse visuelle des prévisions lors des fausses alarmes, dont les conclusions permettent de construire un algorithme de lancement d'alarme qui ne se base pas seulement sur le signal 100/200.

### 5.2.3 Analyse des fausses alarmes

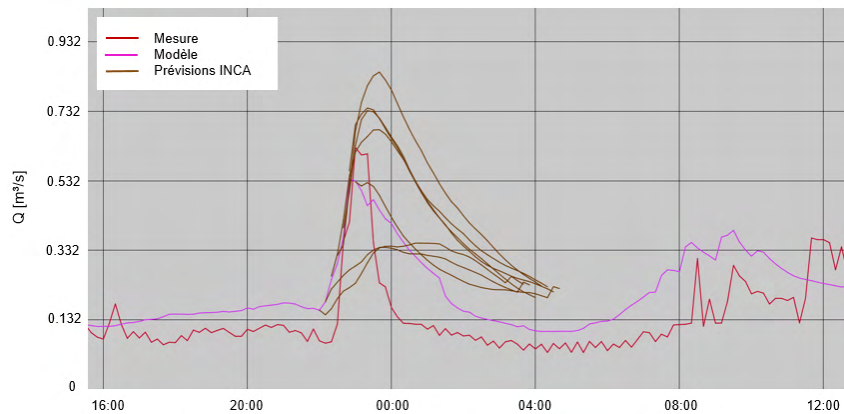
L'analyse des fausses alarmes est faite de manière visuelle en comparant les débits à la mesurés à la STEP, les débits simulés et les prévisions de débit calculés avec les prévisions radar INCA. A noter que cette analyse est aussi possible avec les prévisions basées sur les prévisions SPLINE, mais que dans le cas présent, cela ne s'est pas avéré être nécessaire. Les Fig. 34, 35 et 36 illustrent 3 exemples. Le premier est un cas où les prévisions prévoient plusieurs fois de suite un pic de débit, autour de  $0.6 \text{ m}^3/\text{s}$ , alors que les mesures et la simulation restent stables, à moins de  $0.236 \text{ m}^3/\text{s}$ . Le deuxième est un pic de débit important de  $1.367 \text{ m}^3/\text{s}$  dans les prévisions, mais qui arrive trop tard. Enfin, le troisième exemple illustre une exagération du pic de débit. L'ensemble des fausses alarmes sont ainsi décortiquées, analysées et les causes présumées sont mises en commun. Le paragraphe suivant fait un bilan des situations types.



**Fig. 34** – Exemple du 27 janvier 2020. Ni les mesures, ni le modèle n'augmentent, toutefois les prévisions prévoient une augmentation soudaine du débit.



**Fig. 35** – Exemple du 19 septembre 2020. Ici aussi, les prévisions prévoient un pic alors que les mesures n'augmentent pas. A l'inverse de la Fig. 34, cette augmentation soudaine a lieu après un pic dans les mesures.



**Fig. 36** – Exemple du 12 octobre 2020. Ici, les prévisions surestiment le maximum du débit entrant à la STEP.

L'analyse visuelle permet de constater qu'avec une certaine récurrence, les pics de débit dans les prévisions sont soit :

- Absents des mesures ;
- Observés après les pics mesurés ;
- Observés avant les pics mesurés ;
- Plus grands que les pics mesurés.

Les deux premiers points, qui représentent 40% des fausses alarmes environ, ont un point commun : un pic est observé alors que les mesures sont stables. Ainsi, si l'alarme n'est lancée qu'en cas d'augmentation des mesures dans les 30 minutes précédentes, le taux de fausse alarme peut diminuer. En contrepartie, il faut compter avec une diminution du taux de détection. Cette condition sur le lancement d'alarme doit donc être implémentée par un algorithme qui prend en compte le comportement des mesures, actuelles et passées, et du signal 100/200 généré par les prévisions instantanées de débit.

### 5.3 Amélioration de l'algorithme lanceur d'alarme

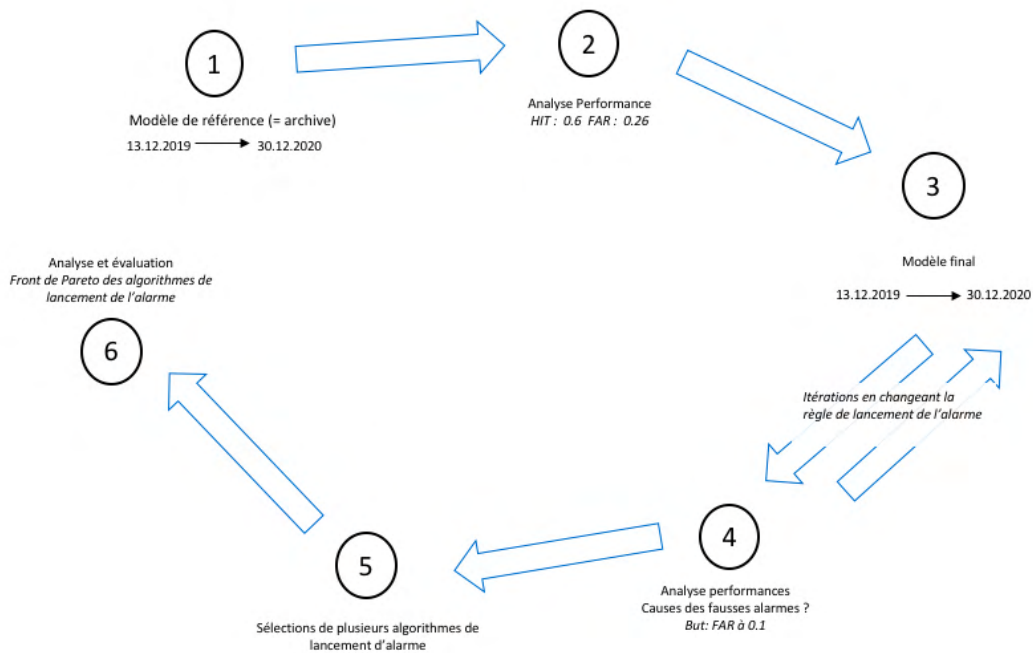
Sur la base de l'analyse des fausses alarmes, différents algorithmes sont testés (Tab. 10). Afin d'arriver à lister les plus performants, des tests sur la manière de prendre en considération les mesures et leur comportement sont effectués. On remarque que la prise en considération des mesures entre 10 et 30 minutes avant le lancement d'alarme ( $Qt_0$ ,  $Qt_{-1}$ ,  $Qt_{-2}$  et  $Qt_{-3}$ ) permet de bien connaître le contexte général à la STEP : si le débit entrant augmente depuis quelques dizaines de minutes déjà, les chances sont grandes qu'une alarme soit nécessaire. Si au contraire le débit est constant, il vaut mieux ne pas en lancer.

**Tab. 10** – Description des algorithmes lanceur d'alarme.  $Qt_0$ ,  $Qt_{-1}$ ,  $Qt_{-2}$  et  $Qt_{-3}$  sont les mesures du débit à la STEP au moment du calcul des prévisions instantanées, puis 10, 20 et 30 minutes avant.

Algo.	Condition sur le signal	Condition sur les mesures
Base	3 signaux 200 de suite	-
1	3 signaux 200 de suite	moyenne ( $Qt_0, Qt_{-1}$ et $Qt_{-2}$ ) $\geq 0.28$ [ $m^3/s$ ]
2	3 signaux 200 de suite	moyenne ( $Qt_0$ et $Qt_{-1}$ ) $\geq$ moyenne ( $Qt_{-2}$ et $Qt_{-3}$ )
3	2 signaux 200 de suite	moyenne ( $Qt_0$ et $Qt_{-1}$ ) $\geq$ moyenne ( $Qt_{-2}$ et $Qt_{-3}$ )
4	2 signaux 200 de suite	moyenne ( $Qt_0$ et $Qt_{-1}$ ) $\geq Qt_{-2}$
5	2 signaux 200 de suite	moyenne ( $Qt_0$ et $Qt_{-1}$ ) $\geq 1.1 Qt_{-2}$

### 5.4 Vue d'ensemble et résultats

Avant de conclure avec la visualisation de la performance des algorithmes 1 à 5 du Tab. 10, la Fig. 37 illustre une vue d'ensemble de l'amélioration du système d'alarme. Le modèle de référence (1) est utilisé en 2020. Il affiche un taux de détection de 63% et un taux de fausse alarme de 26% (2). Celui-ci doit cependant arriver au-dessous de 10%. Pour ce faire, le modèle amélioré grâce au calage des déversoirs d'orage (partie consolidation) est utilisé pour un calcul des prévisions instantanées (4), après un test de sa potentielle valorisation. Ensuite, un processus d'itération permet de tester différents algorithmes lanceurs d'alarme (3 et 4). Enfin, les algorithmes les plus performants sont sélectionnés (5) et leur évaluation est faite grâce à un front de Pareto (6), illustré par la Fig. 38.



**Fig. 37** – Schéma du processus d'amélioration du système d'alarme par calcul et analyse des prévisions instantanées.

Le front de Pareto sur la Fig. 38 a pour axe Y le taux de détection (HIT) et comme axe X le taux de fausse alarme (FAR) et permet de visualiser ces deux valeurs pour chaque algorithme proposé ci-dessus. Le point idéal, celui qu'on aimerait atteindre, a un HIT de 1 et un FAR de 0. Toutefois, en réalité, on ne parvient pas à diminuer le FAR sans diminuer le HIT. L'ensemble de points possibles forment donc un front qui part du point (0,0) (aucune alarme donne en effet aucune fausse alarme) et qui croît rapidement. Puis cette croissance diminue et le front finalement s'aplatit autour d'un FAR de 0.2. Le point optimal en pratique est le point de la courbe qui est le plus proche du point idéal théorique (1,0).

Le point bleu est la performance 2020 du système d'alarme en opérationnel. Puis viennent la performance des algorithmes lanceurs d'alarme : une fois celles des prévisions instantanées faites avec les prévisions radar INCA et une fois faites avec les prévisions météo SPLINE. Ces deux fronts se croisent et le front SPLINE permet un plus petit FAR, mais le HIT est aussi plus bas. L'algorithme 4 donne le point le plus proche de l'idéal (1,0) et, de plus, atteint l'objectif d'un taux de fausse alarme de 10%. Finalement, durant la période de validation (Janvier à Avril 2021), aucune fausse alarme n'est lancée. Cette période étant courte et ne couvrant pas la fin du printemps ni l'été, période souvent orageuse, il serait idéal de relancer la validation à la fin de l'année 2021.

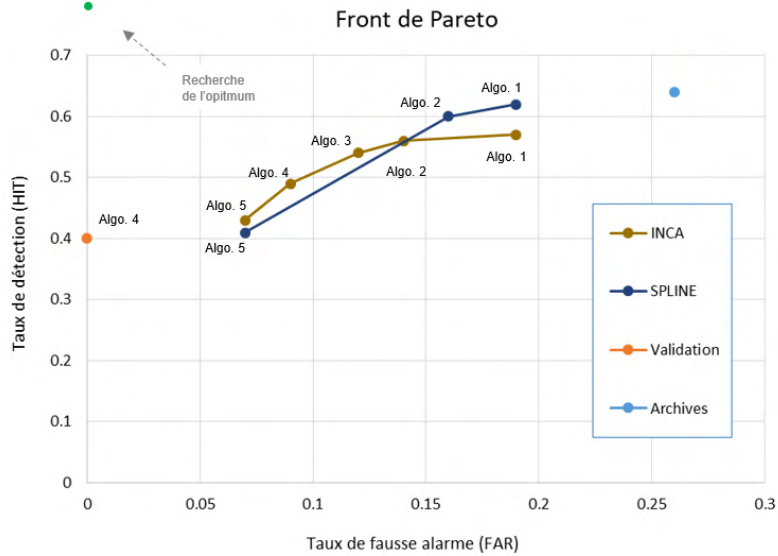


Fig. 38 – Front de Pareto : performance des différents algorithmes testés.

### *Au sujet du chapitre 5*

La première partie de ce chapitre traite de la consolidation du modèle RS URBAN. Antérieurement au présent travail est fait un calage du débit à la STEP et au bassin de Terrenoire. Une bonne performance est atteinte à ces deux endroits, mais le paramétrage des déversoirs d'orage ne se base sur aucune mesure. Cela est corrigé ici en deux étapes et on peut ainsi se rendre compte de la complexité des modèles hydrologiques. La modélisation des phénomènes physiques tels que la pluie, le ruissellement et l'infiltration, et la modélisation du milieu urbain par quelques paramètres amènent à des nombreuses incertitudes et imprécisions. Dès lors, ce type de modèle est souvent construit en grande partie empiriquement. Pour une future augmentation de la précision du modèle, des mesures en ligne dans les conduites sont faites depuis peu à différents points du réseau. Elles pourront être utilisées après validation du bon fonctionnement des sondes. Toutefois, d'autres possibilités peuvent être prises en considération. La littérature mentionne par exemple l'utilisation de traceurs pour calibrer la modélisation pluie-débit, qui pourrait être une option à considérer dans le présent cas. Cependant, une augmentation importante voir significative de la performance du modèle n'est pas assurée. De plus, il faut garder en mémoire qu'un grand nombre de paramètres apporte parfois trop d'incertitudes pour pouvoir augmenter la performance d'un modèle. Enfin, le *Soft computing* est une piste à envisager, avec par exemple l'utilisation d'un réseau neuronal (*Neural Network*).

Dans le but d'améliorer la performance du système d'alarme de la STEP, sont analysées, par un nouveau calcul, les prévisions instantanées lancées en opérationnel durant les années 2020 et 2021. Les conditions durant lesquelles les fausses alarmes sont le plus souvent observées sont ensuite recherchées. L'analyse permet de conclure que dans presque la moitié des cas, les mesures du débit à la STEP n'augmentent pas significativement. Toutefois, d'autres possibilités existent dans la recherche de ces conditions, comme par exemple l'analyse du comportement, toujours lors des fausses alarmes, du débit à différents points du réseau. L'idée serait de mesurer le débit en



amont du réseau, au DO Wilson, et d'anticiper le comportement du débit à la STEP en fonction. Toutefois, les chances que cela fonctionne sont faibles, car les bassins versants entre le BO Terrenoire et le DO Wilson sont très peu urbanisés, créant un très faible débit de ruissellement par rapport à celui arrivant à la STEP. Cette hypothèse étant écartée, l'étape suivante de cette partie est le développement d'un algorithme de lancement d'alarme basé sur les prévisions mais aussi, et c'est ce qui le rend plus élégant, plus fin et plus performant, les mesures de débit prises en continu à la STEP. Enfin, la baisse du taux de fausse alarme permet de diminuer le volume d'eau de ruissellement non traité mais aussi de baisser les coûts d'exploitation. Cet exemple peut être utile pour implémenter les prévisions instantanées, le *Nowcasting*, dans d'autres systèmes de contrôle de réseau d'égouts, en France, en Suisse et dans d'autres pays. De plus, on remarque la complexité de ce système de gestion en comparaison avec les exemples mentionnés dans la littérature, car ni l'exemple de Herreberg ni l'exemple de Wilhelmshaven n'utilise les prévisions instantanées de débit.

Des réponses sont donc apportées aux deux premières questions du travail. Une augmentation de la performance du modèle est possible, le coefficient de Nash-Sutcliffe passant de 0.69 à 0.74 entre le modèle initial et le modèle final, ceci pour une période de simulation donnée. Il est donc très important de bien mesurer le débit sur l'entier du réseau, pour avoir un modèle performant pas seulement sur un ou deux points (bassin de Terrenoire et la STEP), mais sur plusieurs points qui couvrent l'entier du réseau (les déversoirs d'orage).

La précision que l'on peut obtenir des prévisions radar n'est pas constante. La littérature mentionne en effet un certain nombre de difficultés. L'extrapolation des données radar par exemple, car elle ne prend pas en compte le changement de l'intensité des précipitations. De plus, une correction avec les mesures au sol est souvent nécessaire. Les prévisions INCA, malgré une correction par un grand nombre d'algorithmes, comportent toujours des incertitudes. Dès lors, une autre possibilité pour le réseau de St-Chamond est d'utiliser les données radar françaises, mais une précision plus grande que les prévisions INCA n'est pas assurée. Finalement, les prévisions SPLINE sont aussi une option, mais leur performance ne s'est pas avérée être meilleure après le calcul des prévisions instantanées. Néanmoins, on remarque qu'en 2020 le système d'alarme à la STEP affiche un taux de détection de 63% et un taux de fausse alarme de 26%. Pour améliorer le système d'alarme, un algorithme est développé pour inclure dans la prise de décision la tendance en temps réel du débit à la STEP. Ceci permet de tempérer le lancement d'alarme, qui ne s'active donc que si le contexte est favorable. Enfin, il arrive évidemment que le débit à la STEP soit stable mais qu'une alarme justifiée n'est du coup pas lancée. Le choix de l'algorithme dépend en fin de compte à l'exploitant, qui doit nécessairement perdre un peu sur le taux de détection pour gagner sur le taux de fausse alarme.

## Chapitre 6 Optimisation de la rétention des flux

À la suite de l'amélioration du système d'alarme à la STEP, vient l'optimisation de la rétention des flux, qui vise à diminuer les déversements dans le milieu naturel. A cet effet, l'objectif défini préalablement est l'optimisation du contrôle de la vanne du BO Terrenoire. Toutefois, durant le présent travail les constatations suivantes sont faites :

- Le bassin de Terrenoire n'est utilisé qu'à la moitié de sa capacité de rétention : le seuil fixe de déversement peut être relevé de 20 cm environ ;
- Les déversements au DO Lafayette sont plus beaucoup nombreux qu'à la STEP, qui est directement en aval du DO. La lame de déversement peut être relevée afin d'amener plus d'eau dans le bassin d'entrée de la STEP.

Dès lors, vient s'ajouter deux propositions de mesures constructives, dont le but est de réduire les rejets par l'augmentation de la capacité maximale de rétention du BO Terrenoire et par l'augmentation du volume acheminé dans le bassin d'entrée de la STEP. Pour clore le chapitre, une analyse de rejets d'ammonium et de matières en suspension et de leur concentration dans le milieu naturel après déversement est faite.

### 6.1 Contrôle de la vanne de sortie du BO Terrenoire

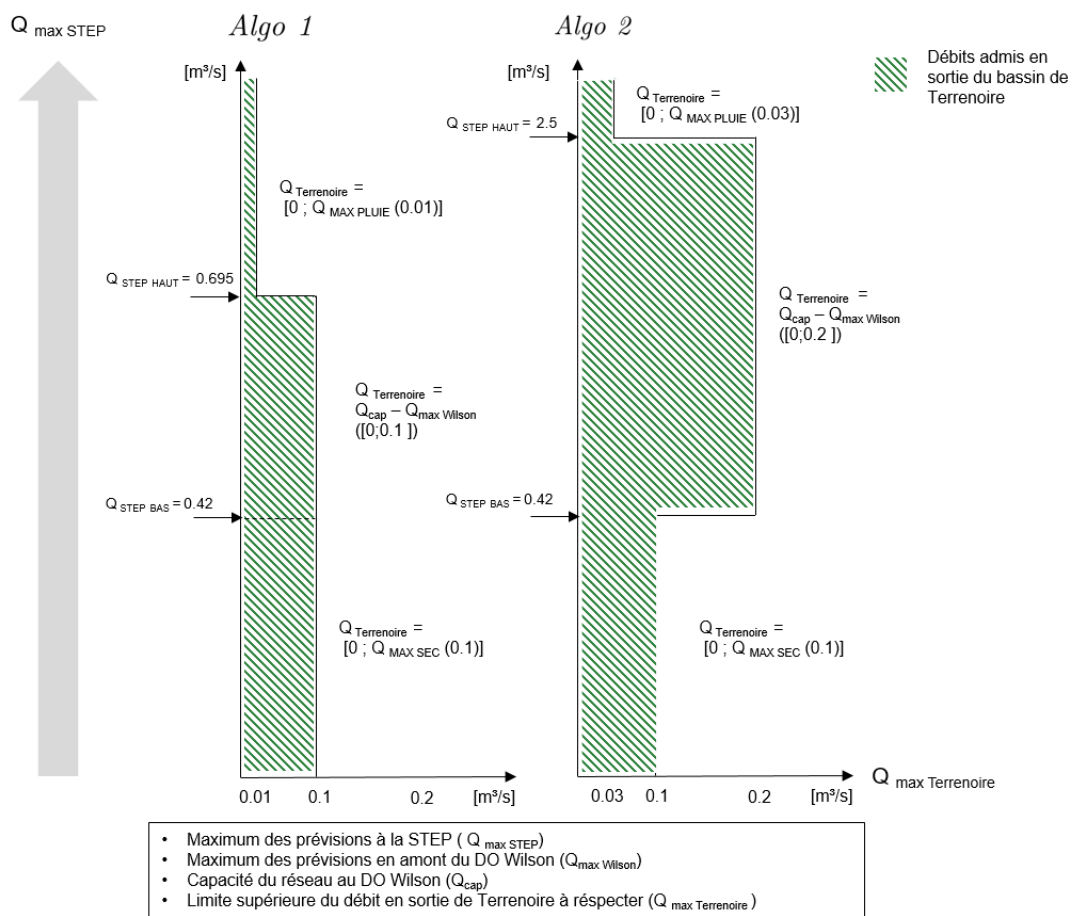
Le BO de Terrenoire, situé en amont du réseau d'égouts, est équipé d'une vanne de sortie qui permet de réguler le débit sortant en temps réel. Le but est d'optimiser son réglage, basé sur les prévisions instantanées, afin de minimiser les rejets d'eau dans le milieu naturel. D'abord une première amélioration effectuée sur la base de la consolidation du modèle RS URBAN est présentée. Ensuite, viennent les différents tests effectués avec les prévisions parfaites, puis ceux effectués avec les archives des prévisions radar INCA.

#### 6.1.1 Première amélioration

La vanne est réglée avec une consigne du débit admis en sortie qui est actualisée toutes les dix minutes, sur la base des prévisions instantanées des débits dans le réseau. En effet, le but est d'utiliser de manière intelligente la capacité présente et future du bassin ainsi que celle du réseau. A cet effet, un algorithme (*Algo 1*) a été construit, remplaçant la règle initiale 30/45, qui elle n'utilise aucune prévision. La Fig. 39 présente ces différents paramètres et illustre la première amélioration faite dans le cadre de ce travail, de l'*Algo 1* qui devient l'*Algo 2*.

Le paramètre principal est le débit maximum à la STEP prévu dans les 70 prochaines minutes

( $Q_{maxSTEP}$ ). Celui-ci, représenté par la flèche grise, détermine alors la manière de calculer ledit débit admis ( $Q_{maxTerrenoire}$ ) : soit il est fixé à la valeur  $Q_{MAXSEC}$ , soit il est déterminé par la capacité du réseau à Wilson ( $Q_{cap}$ ) à laquelle on soustrait le maximum du débit prévu à cet endroit ( $Q_{maxWilson}$ ), soit il est fixé à la valeur  $Q_{MAXPLUIE}$ . La première amélioration change trois de ces paramètres :  $Q_{STEPHAUT}$  (2.5 au lieu de 0.695 m<sup>3</sup>/s),  $Q_{MAXPLUIE}$  (0.03 au lieu de 0.01 m<sup>3</sup>/s) et  $Q_{cap}$  (0.2 au lieu de 0.1 m<sup>3</sup>/s). Ce dernier changement est effectué sur la base du calcul du débit de déversement théorique du DO Wilson ( $Q_d = 0.21$  m<sup>3</sup>/s). Ainsi avec l'*Algo 2*, implémenté en opérationnel dès avril 2021, le réseau est utilisé jusqu'à sa pleine capacité. Finalement, la suite est l'optimisation de cet *Algo 2* en testant plusieurs valeurs de ses paramètres. En premier lieu sont utilisées les prévisions parfaites, puis les prévisions INCA.



**Fig. 39** – Première amélioration de l'algorithme déterminant le débit maximum admis en sortie du bassin de Terrenoire.

### 6.1.2 Optimisation avec les prévisions parfaites

Les débits simulés sont d'abord utilisés comme prévisions parfaites pour calculer un débit admis en sortie du BO Terrenoire avec chacun des deux algorithmes *Algo 1* et *Algo 2* ainsi qu'avec huit nouveaux, nommés *Prev parf 1* à *Prev parf 8*. Ces consignes de débit sont ensuite implémentées dans le modèle RS URBAN et une simulation est lancée. Les volumes déversés simulés pour

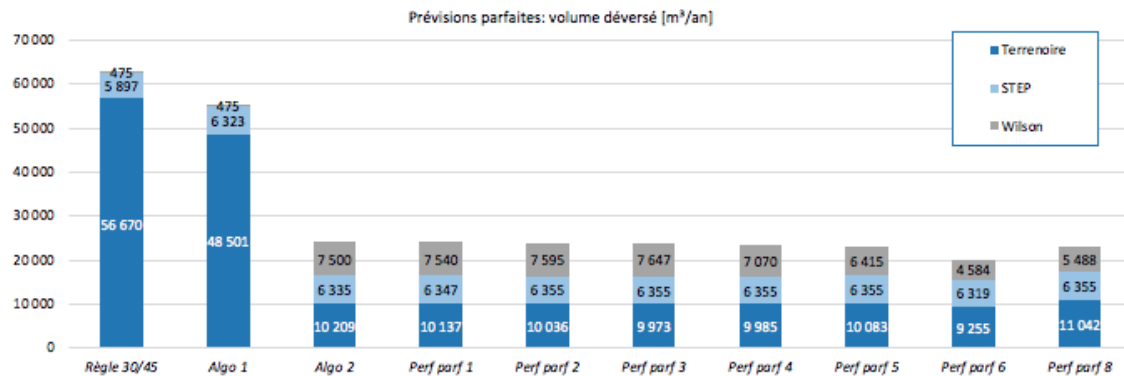
les différents cas sont ensuite comparés entre eux.

**Tab. 11** – Paramétrage des algorithmes testés avec les prévisions parfaites. Toutes les valeurs sont des débits ( $m^3/s$ ).

	Algo 1	Algo 2	Prev parf 1	Prev parf 2	Prev parf 3	Prev parf 4	Prev parf 5	Prev parf 6	Prev parf 7	Prev parf 8
$[m^3/s]$										
QSTEP HAUT	0.695	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
QSTEP BAS	0.42	0.42	0.42	0.42	0.42	0.5	0.6	1	1.05	0.8
Qcap	0.1	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
QMAX PLUIE	0.01	0.03	0.05	0.08	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
QMAX SEC	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1

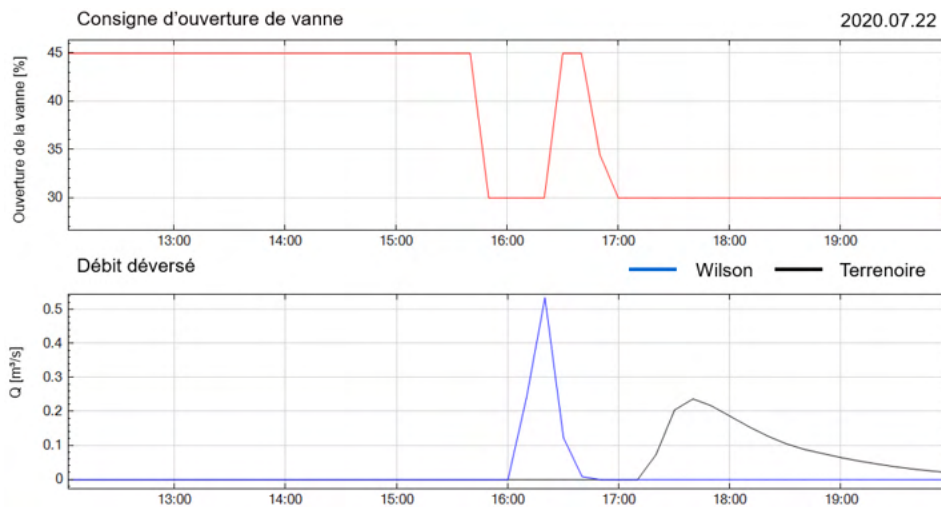
Les algorithmes *Prev parf 1* à *Prev parf 3* augmentent le débit admis ( $Q_{MAXPLUIE}$ ) lorsque la capacité de la STEP est atteinte ( $2.5 m^3/s$ ), ce qui arrive lors de précipitations de grande intensité (4 occurrences en 2020). À première vue, il paraît judicieux de stocker l’eau dans le bassin afin de limiter les débordements à la STEP ou au DO Wilson. Toutefois, le bassin de Terrenoire se remplit très vite, et les déversements y sont volumineux. Ainsi, l’algorithme *Prev parf 3* fait déverser plus de volume à Wilson mais moins à Terrenoire. Ensuite, les algorithmes *Prev parf 4* à *Prev parf 8* font varier le  $Q_{STEPBAS}$ . Enfin, les volumes déversés dans les simulations avec le modèle sont visualisés sur la Fig. 40.

On observe une grande différence entre l’*Algo 1* et l’*Algo 2*, ce dernier laisse plus d’eau dans le réseau et fait déverser 10 fois plus de volume à Wilson, mais réduit d’un facteur 5 le volume déversé à Terrenoire. Cette amélioration obtenue, il est plus difficile de diminuer les rejets, et on ne peut constater qu’une faible diminution entre les algorithmes *Prev parf 1* et *Prev parf 6*. On remarque donc que l’*Algo 2* utilise déjà très bien la capacité du réseau, calculée plus précisément dans le présent travail. Une fois que cette capacité est connue, elle est limitante dans l’optimisation de la rétention car le volume de stockage à disposition ne peut être augmenté. Finalement, avec une bonne gestion de la capacité du réseau et du bassin, les prévisions parfaites permettent de réduire fortement ( $25'000 m^3$  contre  $60'000 m^3$ ) les volumes déversés par rapport à la règle initiale 30/45.



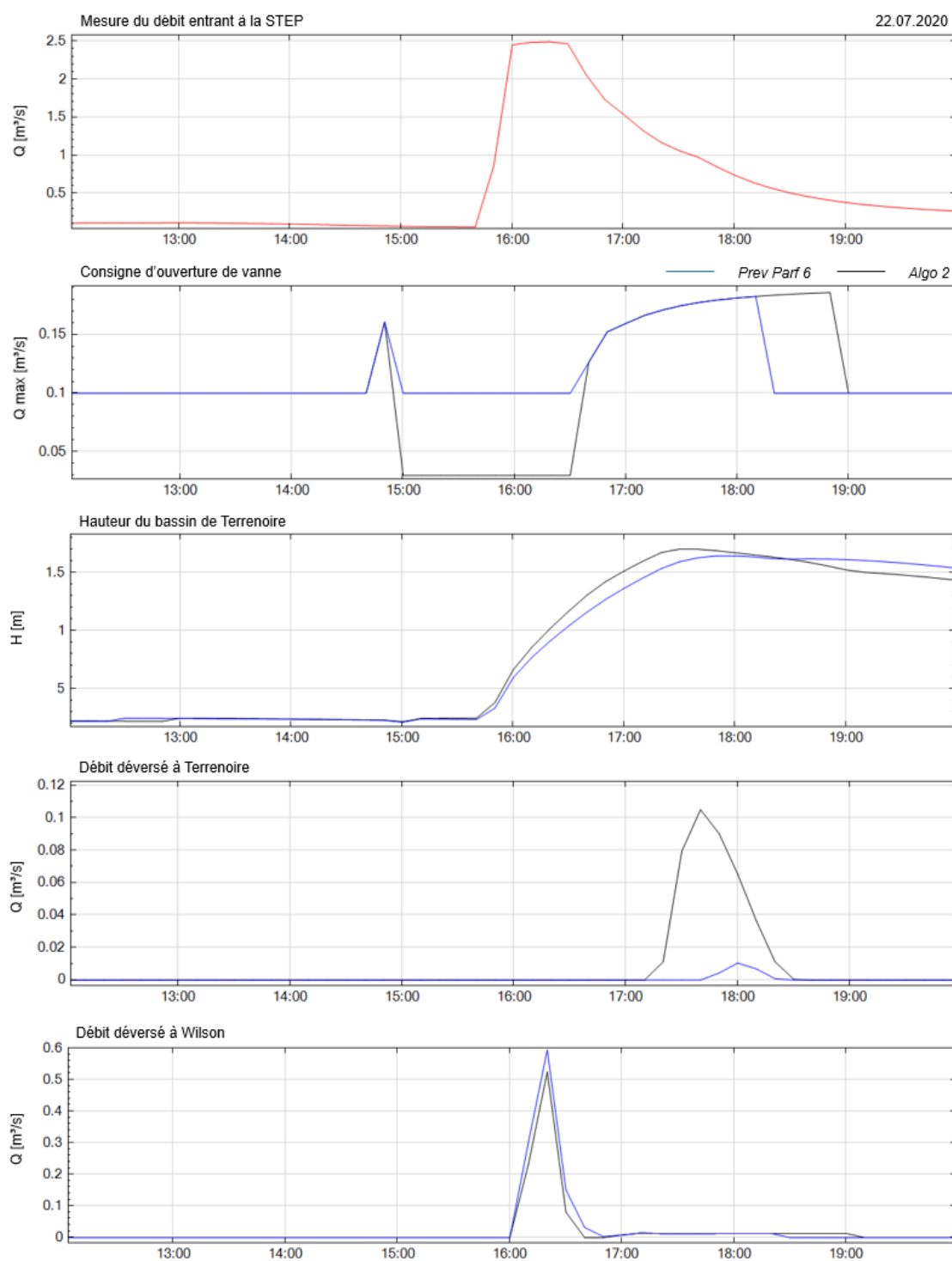
**Fig. 40** – Volumes annuel déversés en fonction des algorithmes testés sur les prévisions parfaites. Les simulations sont lancées entre le 13.12.2019 et le 01.01.2021.

Pour compléter l'analyse, la Fig. 41 présente les déversements simulés à Wilson et à Terrenoire avec la règle 30/45 lors de l'événement du 22 Juillet 2020. On observe un pic dans les débits déversés de  $0.5 \text{ m}^3/\text{s}$  à Wilson (en bleu) et de  $0.25 \text{ m}^3/\text{s}$  à Terrenoire (en noir). La Fig. 42 montre pour le même événement la différence entre l'algorithme *Algo 2* (en noir), utilisé en opérationnel, et l'algorithme *Pref Parf 6* (en bleu). Celui-ci, à 15h, laisse passer plus d'eau dans le réseau et à 16h le bassin se remplit donc moins vite. A 17h30, l'*Algo 2* crée un déversement à Terrenoire, alors qu'avec le *Pref Parf 6*, le niveau d'eau dans le bassin n'atteint pas la limite de déversement (1.63 m). Enfin, le pic de débit du déversement à Wilson est dans le même ordre de grandeur que celui de la règle initiale, mais à Terrenoire, ce pic de débit est divisé par deux ( $0.1 \text{ m}^3/\text{s}$  contre  $0.2 \text{ m}^3/\text{s}$ ).



**Fig. 41** – Événement du 22 Juillet 2020. Règle d'ouverture de vanne initiale et déversements à Terrenoire et à Wilson.

Cet exemple met en exergue le point central de l'optimisation : utiliser au maximum la capacité du réseau entre Terrenoire et Wilson, afin de ne pas commencer à remplir le bassin trop tôt. Toutefois, même si les rejets sont minimisés avec les prévisions parfaites, les prévisions réelles sont très incertaines. Pour cette raison, les archives des prévisions INCA sont utilisées à nouveau afin de tester des algorithmes semblables au *Pref Parf 6*.



**Fig. 42** – Évènement du 22 Juillet 2020 : débit entrant à la STEP, avec lequel deux consignes sont calculées (Algorithmes *Prev parf 6* et *Algo 2*). Sont ajoutés pour les deux cas la hauteur du bassin, le débit déversé à Terrenoire et le débit déversé à Wilson.

### 6.1.3 Optimisation avec les prévisions INCA

Les archives INCA sont utilisées une première fois pour l'amélioration du système d'alarme de la STEP. Ici, il s'agit de les utiliser pour analyser la performance de plusieurs algorithmes de décision d'ouverture de vanne dans des conditions réelles. Ainsi, une fonction dans le logiciel RS est développée pour :

- Calculer les prévisions instantanés des débits avec les archives INCA importées ;
- Calculer selon plusieurs algorithmes la consigne du débit admis en sortie de Terrenoire.

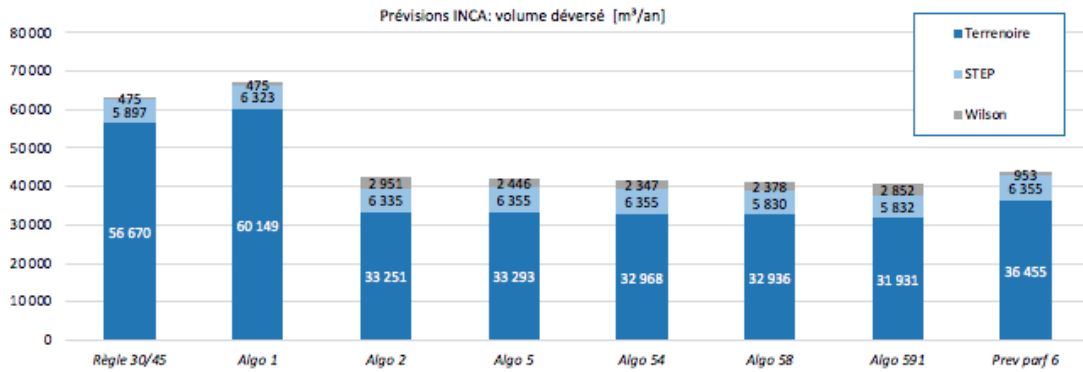
Ainsi, une simulation par consigne est lancée avec le modèle et un bilan des volumes déversés est fait. Celui-ci permet certes de connaître le meilleur algorithme de décision dans des conditions réelles, mais aussi de quantifier la perte de performance imputable à l'imprécision et à l'incertitude des prévisions radar. Les valeurs des paramètres des algorithmes sont listées dans le Tab. 12. D'abord, il s'agit de faire varier le paramètre  $Q_{STEPBAS}$  (*Algo 5* à *54*) pour finalement choisir la valeur de  $0.55 \text{ m}^3/\text{s}$ . Puis de faire varier le  $Q_{MAXPLUIE}$  (*Algo 55* à *591*), pour finalement choisir la valeur de  $0.15 \text{ m}^3/\text{s}$ . Le meilleur algorithme, l'*Algo 591*, limite donc plus souvent le débit sortant à  $0.1 \text{ m}^3/\text{s}$ , jusqu'au débit à la STEP de  $0.55 \text{ m}^3/\text{s}$ , au lieu de  $0.42 \text{ m}^3/\text{s}$  initialement. De plus, lors de gros débit à la STEP ( $2.5 \text{ m}^3/\text{s}$  à l'entrée de la STEP, correspondant à sa capacité), le débit admis en sortie de Terrenoire passe de  $0.03 \text{ m}^3/\text{s}$  à  $0.15 \text{ m}^3/\text{s}$ . Ainsi, comme le débit est limité à  $0.2 \text{ m}^3/\text{s}$  à l'aval (DO Wilson), augmenter le débit sortant à Terrenoire va créer un déversement plus volumineux à Wilson, surtout que de l'eau de ruissellement va s'ajouter dans le réseau entre Terrenoire et Wilson. Toutefois, le déversement à Terrenoire est moins volumineux, créant ainsi un bilan du volume déversé plus petit.

**Tab. 12** – Paramétrage des algorithmes testés sur les prévisions réelles. Toutes les valeurs sont des débits  $\text{m}^3/\text{s}$ .

	Algo 5	Algo 51	Algo 52	Algo 53	Algo 54	Algo 55	Algo 56	Algo 57	Algo 58	Algo 59	Algo 591
QSTEP HAUT	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
QSTEP BAS	0.6	0.5	0.7	0.65	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55
Qcap	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
QMAX PLUIE	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.07	0.08	0.09	0.11	0.12	0.15
QMAX SEC	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1

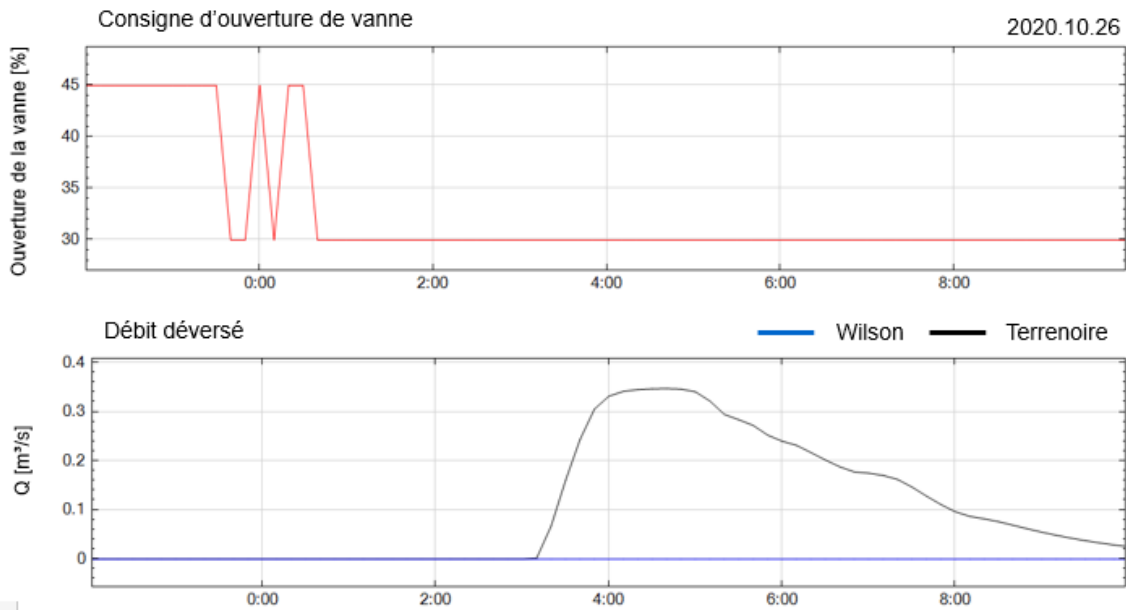
La Fig. 43 présente les volumes déversés pour chaque algorithme testé. On observe une grande différence entre l'*Algo 1* et *Algo 2* (comme pour les prévisions parfaites). De plus l'algorithme *Perv Parf 6* n'est pas le meilleur lorsqu'il est appliqué avec les prévisions réelles. La diminution entre l'*Algo 5* et l'*Algo 591* est petite, et montre encore une fois le plafond de performance qu'imposent les prévisions réelles et le volume de rétention offert par le bassin de Terrenoire et la limitation du débit créée par le DO Wilson.

Comme avec les prévisions parfaites, un exemple est illustré. Les Fig. 44 et 45 décrivent l'évènement de pluie de la nuit du 26 au 27 octobre 2020. La première montre la décision prise selon la règle 30/45 : à 00h00, l'ouverture de la vanne passe de 45% à 30% et moins d'eau peut sortir



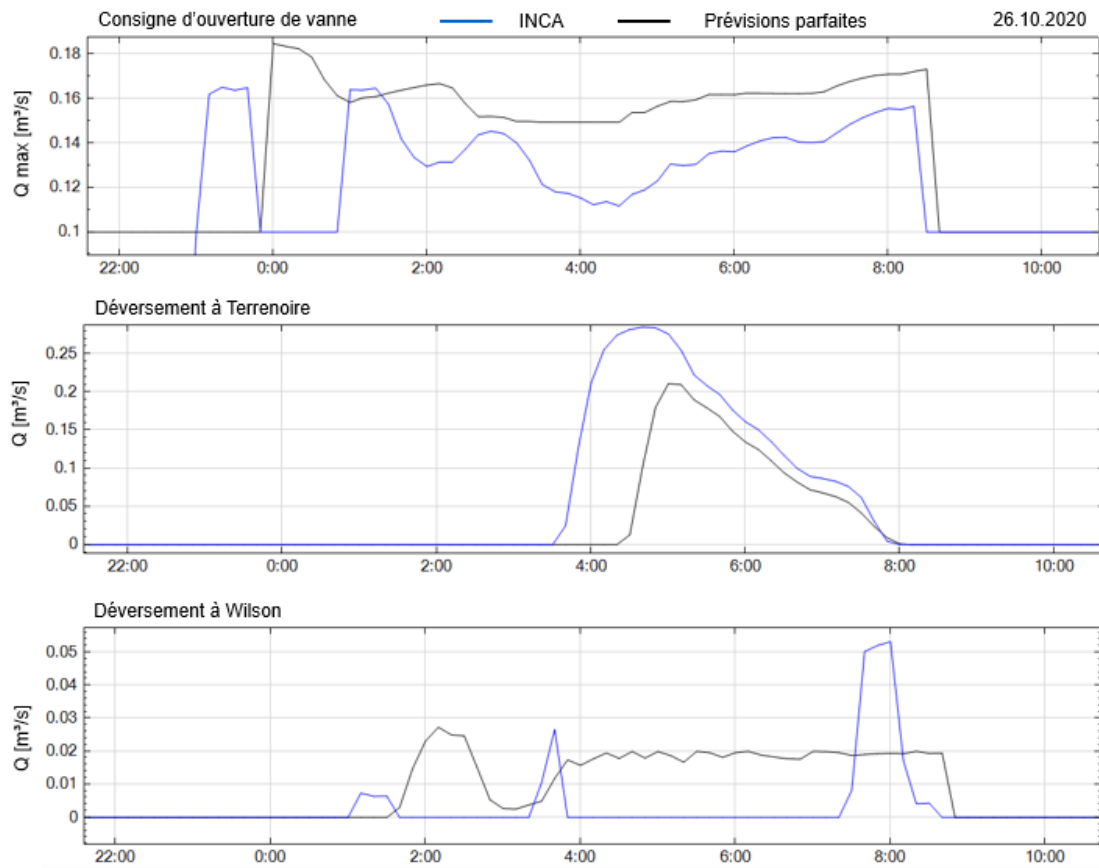
**Fig. 43** – Volume déversé en fonction de différents algorithmes testés avec les prévisions INCA. Y sont ajoutés les *Algo 1* et *2* (utilisés en opérationnel) et l’algorithme *Prev Parf 6* appliqué aux prévisions INCA.

du bassin. Durant la fin de nuit et toute la matinée, la vanne ne bouge pas, le débit d’eau arrivant dans le bassin augmente et le bassin déverse, avec un pic de  $0.35 \text{ m}^3/\text{s}$  entre 04h et 06h. Le DO Wilson, quant à lui, ne déverse pas. Avec l’utilisation des prévisions INCA et l’algorithme *Algo 591*, le déversement à Terrenoire a un pic de  $0.28 \text{ m}^3/\text{s}$  environ et celui-ci dure moins longtemps. La Fig. 45 montre également la différence qu’il y a avec le cas idéal (prévisions parfaites, pic de déversement à  $0.2 \text{ m}^3/\text{s}$  environ) : là, le déversement est plus important à Wilson, laissant plus de volume libre dans le bassin, et ainsi diminuant les rejets totaux. Ce jeu entre le déversoir de Wilson et le BO de Terrenoire peut être évidemment étudié de manière détaillée afin de l’optimiser, mais malheureusement l’incertitude des prévisions rend ce jeu difficile, car elles sont incertaines et du plus sont actualisées toutes les dix minutes et elles peuvent complètement inverser la tendance prévue quelques minutes plus tôt.



**Fig. 44** – Évènement du 26 et 27 octobre 2020 : en haut l’ouverture selon la règle 30/45, en bas le débit déversé à Terrenoire et celui déversé à Wilson.

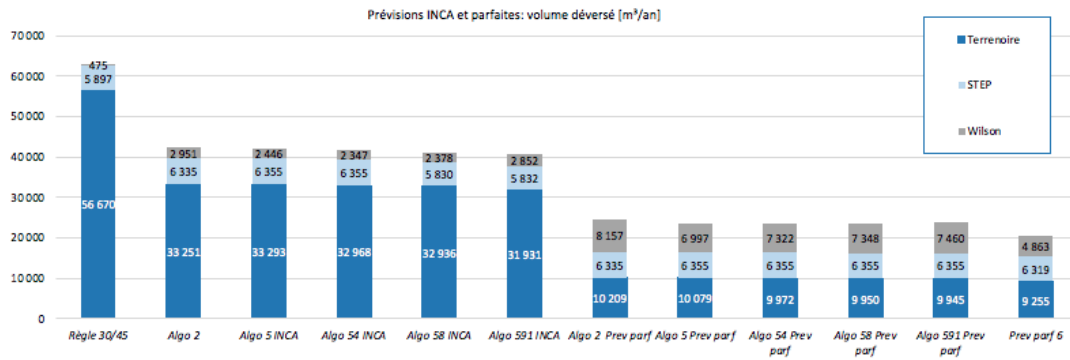




**Fig. 45** – Évènement du 26 et 27 octobre : en noir les prévisions parfaites et en bleu les prévisions INCA. En haut, la consigne du débit admis en sortie de Terrenoire (*Algo 591*), au milieu le débit déversé à Wilson et en bas le débit déversé à Terrenoire.

#### 6.1.4 Comparaison prévisions parfaites et prévisions INCA

Pour conclure l'analyse sur l'optimisation de la régulation du BO Terrenoire, il convient de comparer les résultats obtenus avec les prévisions parfaites et ceux obtenus avec les prévisions réelles (Fig. 46). Les algorithmes *Algo 2* à 591 sont donc appliqués aux prévisions réelles et aux prévisions parfaites. Premièrement, on observe l'utilité mais surtout la nécessité de prendre en compte les prévisions pour diminuer les rejets. En effet, avec la règle 30/45, le volume rejeté localement à Terrenoire est deux fois plus grand qu'avec l'*Algo 2*. Le travail et la mise en place des prévisions instantanées sont donc largement valorisés. Deuxièmement, il est difficile d'améliorer significativement l'*Algo 2*, car les algorithmes testés sont à peine plus performants. Enfin, deux tiers des rejets environ sont imputés aux incertitudes des prévisions radar, qui ne permettent pas d'utiliser pleinement la capacité du réseau. En effet, on observe un volume déversé bien plus grand à Wilson avec les prévisions parfaites.



**Fig. 46** – Résumé des volumes déversés selon plusieurs consignes. La règle 30/45 n'utilise pas de prévisions et les algorithmes *Algo 2*, *5*, *54*, *58* et *591* sont testés une fois avec les prévisions réelles et une fois avec les prévisions parfaites. L'optimum est le minimum atteint avec des prévisions parfaites (algorithme *Prev Parf 6*).

Finalement, l'amélioration du système d'alarme à la STEP et l'optimisation de la rétention à Terrenoire n'est que la pointe de l'iceberg du travail effectué dans la gestion du réseau de St-Chamond. Malgré une longue mise en place un tel système permet de diminuer significativement les déversements non désirés, sans agrandir ni rénover le réseau. Après l'optimisation du contrôle de la vanne de sortie vient l'analyse d'une augmentation de la capacité de rétention du bassin de Terrenoire et l'augmentation du volume acheminé vers le bassin d'entrée de la STEP, afin d'y stocker plus d'eau et de diminuer les déversements au DO Lafayette.

## 6.2 Capacité de rétention maximale du BO Terrenoire

Comme expliqué dans la description du cas d'application, le bassin de Terrenoire déborde à partir d'une hauteur d'eau de 1.63 m. Pour tester la proposition d'élévation de 20 cm de la lame de déversement (Fig. 47), le paramétrage du bassin dans le modèle RS URBAN est changé. Il s'agit de la relation hauteur d'eau - débit déversé, définie empiriquement grâce aux mesures faites sur place. Cette nouvelle relation hauteur - débit déversé est toutefois approximative, car elle simplifie la géométrie du bassin en un volume rectangulaire. Néanmoins, elle n'empêche pas de donner un ordre de grandeur de la diminution des volumes déversés grâce à cette proposition. Les résultats sont exposés et analysés avec ceux de la proposition suivante.



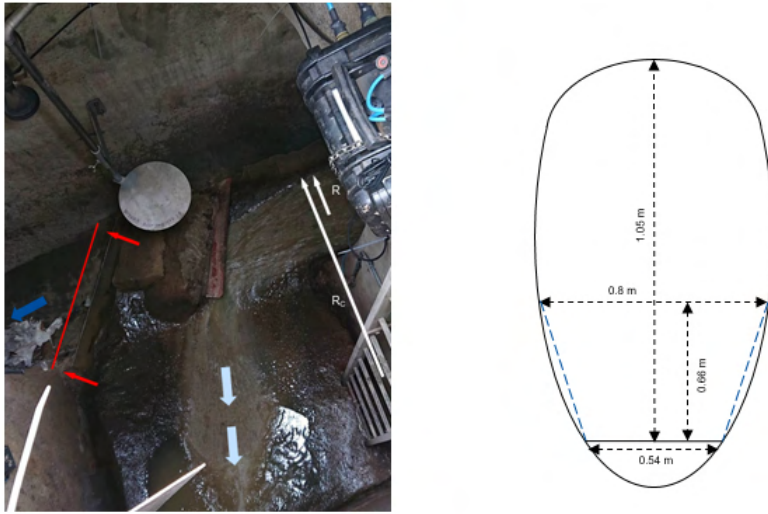
Base			Variante		
H [m]	Q [m <sup>3</sup> /s]	Delta H	H [m]	Q [m <sup>3</sup> /s]	Delta H
1.000	0		1	0	
1.629	0		1.829	0	
1.630	0.000158	0.001	1.83	0.000158	0.001
1.635	0.00232	0.005	1.835	0.00232	0.005
1.640	0.005762	0.005	1.84	0.005762	0.005
1.645	0.010111	0.005	1.845	0.010111	0.005
1.650	0.01521	0.005	1.85	0.01521	0.005
1.700	0.094949	0.050	1.9	0.094949	0.050
1.750	0.21211	0.050	1.95	0.21211	0.050
1.800	0.357808	0.050	2	0.357808	0.050
1.850	0.527851	0.050	2.05	0.527851	0.050
1.900	0.719674	0.050	2.1	0.719674	0.050
1.950	0.931517	0.050	2.15	0.931517	0.050

Fig. 47 – Rehaussement de la lame de déversement du bassin de Terrenoire : illustration et tableau des deux relations hauteur d'eau - débit déversé implémentés dans le modèle. Photo : Frédéric Jordan.

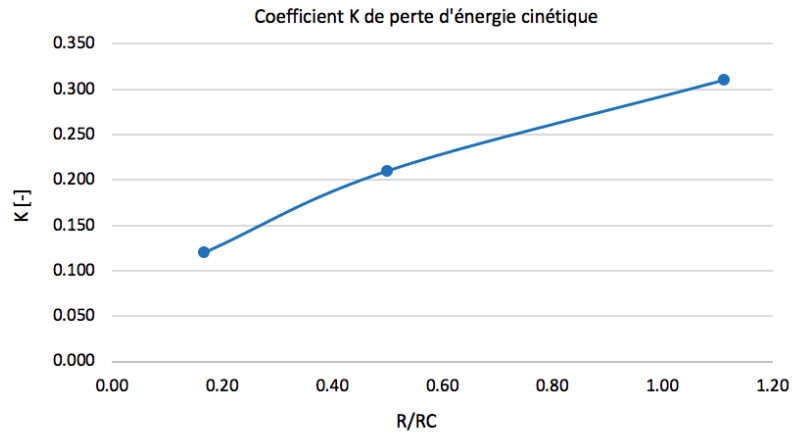
### 6.3 Volume acheminé au bassin d'entrée de la STEP

Durant l'étude des déversements en temps de pluie dans le réseau d'égouts, il est constaté que les déversements au DO Lafayette sont plus nombreux que ceux du bassin d'entrée de la STEP, en aval. La capacité de son bassin d'entrée risque donc de ne pas être suffisamment exploitée. Ainsi est testé si le bassin peut supporter un apport d'eau supplémentaire. La Fig. 48 montre l'ouvrage en question depuis le dessus. L'eau s'écoule depuis la droite, tourne à angle droit, et finit dans la conduite menant à la STEP, en en bas de l'image. En temps de pluie, le débit d'eau est plus conséquent, et une partie passe par-dessus la lame, dans la grande conduite de déversement (à gauche sur la photo). Pour augmenter le débit de déversement, et donc l'eau acheminée à la STEP, une mesure simple et peu coûteuse est le rehaussement de la lame de déversement (flèches rouges sur la Fig. 48). Finalement, deux tests sont effectués avec le modèle RS URBAN. Le premier avec un débit de déversement du DO ( $Q_d$ ) fixé à  $0.2 \text{ m}^3/\text{s}$  au lieu de  $0.1 \text{ m}^3/\text{s}$ , le second avec ledit débit fixé à  $0.4 \text{ m}^3/\text{s}$ . Il est ensuite vérifié grâce aux résultats des deux simulations si le bassin d'entrée de la STEP ne déverse pas à cause du surplus d'eau acheminé. Le débit de déversement de  $0.2 \text{ m}^3/\text{s}$  est finalement choisi, car une grande partie de l'eau non déversée au DO n'est pas déversée à la STEP (Fig. 50), ce qui n'est plus le cas avec un débit  $Q_d$  de  $0.4 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Pour estimer la hauteur du seuil fixe qui permet un débit de déversement de  $0.2 \text{ m}^3/\text{s}$ , un calcul hydraulique s'impose. Les dimensions de la conduite ont été mesurées (Fig. 48). De plus, celle-ci est en ligne droite sur une longueur de  $14.6 \text{ [m]}$  en amont du DO, avec une pente constante de  $0.0117$ . On estime donc que cette longueur suffit pour que l'écoulement atteigne sa hauteur normale. En utilisant la formule de Manning-Strickler, en estimant le coefficient de rugosité  $K_s$  à  $70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  et la géométrie de la conduite par un trapèze (en bleu traitillé), cette hauteur à l'entrée du DO (notée  $h_{MS}$ ) vaut  $0.19 \text{ m}$ . Toutefois, la courbure dans l'écoulement crée des frottements en plus, ce qui mène à une perte de vitesse. Le débit ne change pas, la hauteur d'eau doit donc augmenter.



**Fig. 48** – A gauche le DO vu depuis le dessus. Le rayon  $R$  est le rayon de la conduite en amont et  $R_c$  le rayon de courbure. A droite les dimensions mesurées sur place de la conduite en amont. En bleu traitillé, l'approximation faite pour le calcul de la hauteur normale de l'écoulement libre.



**Fig. 49** – Coefficient de perte de charge en fonction du rapport  $R/R_c$ .

Pour estimer cette augmentation, un coefficient  $K$  est calculé, grâce au rapport entre le rayon de la conduite et le rayon de courbure ( $R/R_c$ ). Ce rapport est estimé à  $1/5$  (flèches blanches sur la Fig. 48), le coefficient  $K$  est situé entre 0.12 et 0.15 (Fig. 49). Ainsi la hauteur au niveau du seuil fixe vaut :

$$h = h_{MS} + K \cdot \frac{V_{MS}^2}{2g} \quad (22)$$

Avec  $K = 0.12$ , on a  $h = 0.21$  m et avec  $K = 0.16$ ,  $h = 0.22$ . Dès lors, un seuil fixe d'une hauteur de 22 cm assure un débit de déversement de  $0.2 \text{ m}^3/\text{s}$ .

La Fig. 50 résume le bilan des volumes déversés dans les simulations faites avec aucune, une (Terrenoire) et deux (Terrenoire et Lafayette) modifications des ouvrages modélisées dans RS URBAN. Au BO Terrenoire, une diminution de 30% des rejets sur un an est possible grâce à l'augmentation de sa capacité. Avec la proposition au DO Lafayette on constate une diminution locale des rejets de 60%. Sur l'axe principal, les déversements à Wilson sont en augmentation de 15%, mais le volume en absolu est petit ( $71 \text{ m}^3$ ). Quant à la STEP, elle n'est pas affectée par l'aménagement au BO Terrenoire, car le débit est limité au DO Wilson, mais celui du DO Lafayette fait augmenter les volumes déversés de 4%. Malgré cette augmentation limitée, le volume sauvé à Lafayette est plus grand que le volume rejeté en plus à la STEP, créant ainsi un bilan positif. Cela confirme que le bassin d'entrée de la STEP n'est pas utilisé à son maximum. Finalement, la mesure à Terrenoire permet une diminution de 9% sur l'ensemble du réseau. Les deux mesures combinées diminuent les déversements de 14% sur l'ensemble du réseau. On a donc ici l'exemple de mesures simples qui permettent une nette diminution des déversements dans le milieu naturel, tout en restant très peu coûteuses. Le rehaussement à Terrenoire s'élève à environ 2500 CHF et celui à Lafayette à 500 CHF en Suisse. En France on peut estimer ces deux prix à 1000 et 200 €. Ce n'est pas comparable au prix de nouvelles infrastructures, telles que celles présentées dans le chapitre 7.

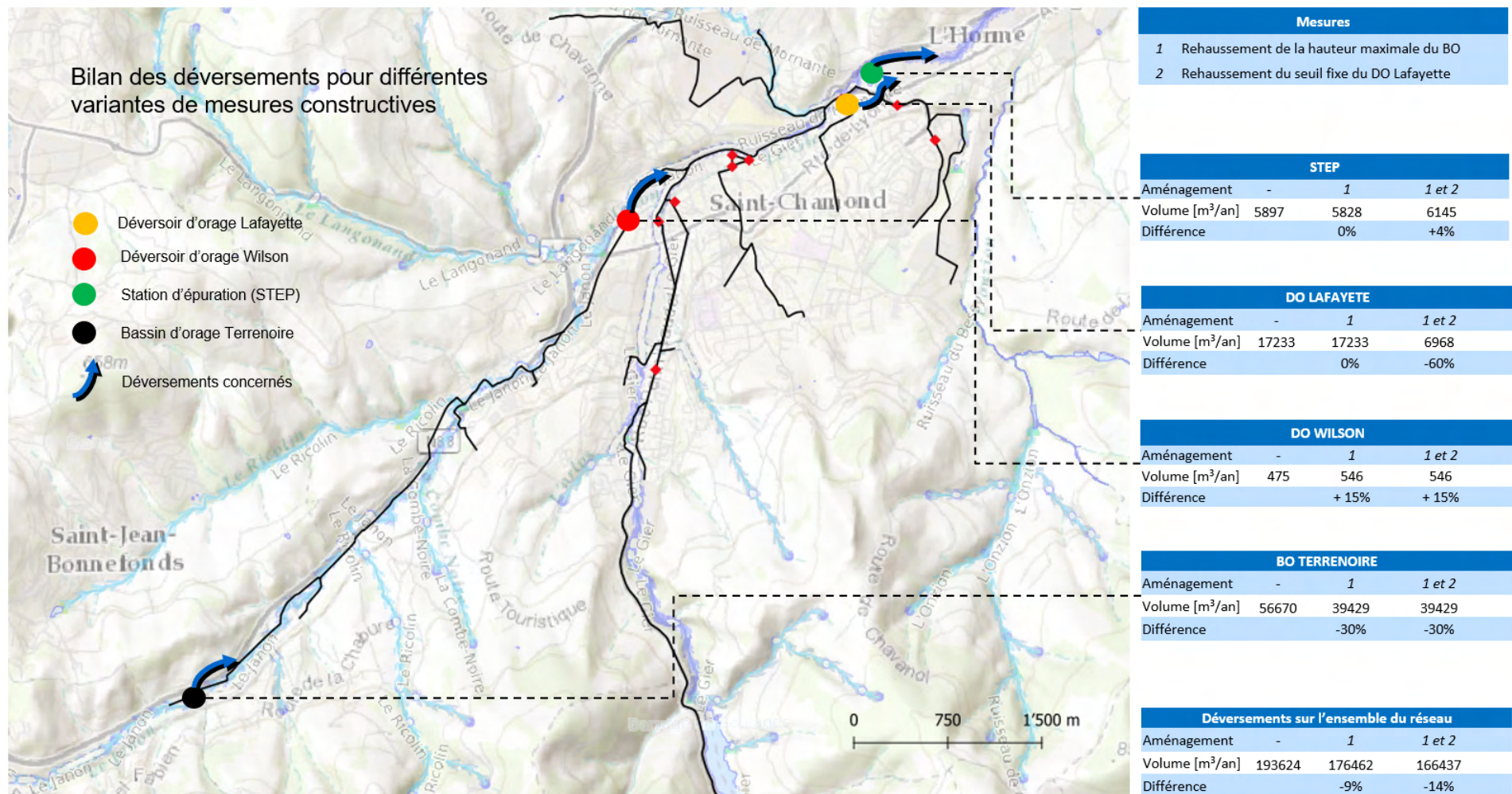


Fig. 50 – Bilan des volumes déversés avec et sans les deux mesures proposées au BO Terrenoire et au DO Lafayette.

## 6.4 Vue d'ensemble de l'optimisation de la rétention

La vue d'ensemble de l'optimisation de la rétention permet de comparer et de mettre en perspective les différentes propositions, à l'aide d'un bilan des volumes déversés et d'un bilan des rejets de pollution, dont le but est une étude des immissions dans le milieu naturel.

### 6.4.1 Volume d'eau déversé

Précédemment, deux propositions de mesure constructive sont analysées. Toutefois, lors des simulations avec le modèle RS, la règle 30/45 est utilisée pour la vanne du BO Terrenoire. Ainsi, pour combiner l'optimisation de la gestion de la vanne avec les mesures constructives, les simulations sont lancées avec l'algorithme *Algo 591* implémenté dans le modèle RS URBAN. Ensuite, un bilan du volume total rejeté est calculé. On observe (Tab. 13) une diminution des rejets d'eau de 14% avec seulement les propositions des mesures constructives. La consigne optimisée (*Algo 591*) permet quant à elle une diminution de 12% des rejets. Lorsque cette consigne est combinée avec les deux mesures, une diminution de 21% des rejets sur l'ensemble du réseau est possible. Ce résultat donne un ordre de grandeur de la diminution des volumes rejetés, mais ne dit rien sur les rejets de pollution. C'est pourquoi une analyse des masses de pollution rejetées et des concentrations dans le milieu naturel est faite ci-dessous.

**Tab. 13** – Volume déversé sur l'ensemble du réseau avec la règle initiale, la règle initiale et les mesures constructives, avec l'algorithme 591 et, finalement, avec l'algorithme 591 et les deux mesures constructives.

Volume déversé [m <sup>3</sup> /an]	Ensemble du réseau	
30/45	193 624	
30/45 et 2 mesures constructives	166 437	-14%
Algo 951	171 197	-12%
Algo 951 et 2 mesures constructives	153 433	-21%

### 6.4.2 Analyse des immissions dans le milieu naturel

Les rejets d'eau non traitée polluent les milieux naturels de par leur teneur en substances toxiques et en nutriments, capable de dérégler l'équilibre de l'écosystème du milieu récepteur. Une eutrophisation due à l'excès de phosphore est un exemple typique. Un bilan des volumes d'eau déversés est déjà fait, mais il ne donne aucune indication sur les rejets de polluants et de leur concentration dans le milieu récepteur. A cet effet sont simulés, avec le modèle RS URBAN, les flux (kg/s) de matière en suspension (MES) et d'ammonium (N-NH<sub>4</sub>) dans le réseau. On peut donc non seulement calculer la masse rejetée mais aussi la concentration dans les rejets et dans le milieu récepteur. Celle-ci est ensuite comparée aux valeurs limites légales ou admises.

#### Bilan des masses rejetées

Le Tab. 14 indique la masse totale rejetée de matières en suspension (MES) et d'ammonium (N-NH<sub>4</sub>) une fois sans optimisation, une fois avec l'algorithme optimisé et une fois avec l'*Algo 591* et

les mesures constructives. On observe ici que l'algorithme *Algo 591* permet une diminution conséquente des rejets, qui est plus grande que ce que permettent les deux mesures constructives. Ceci est dû au fait qu'une grande partie des rejets se font au BO de Terrenoire, qui stocke les eaux usées de St-Etienne, très chargées en polluants.

**Tab. 14** – Diminution, par rapport à la règle initiale, de la masse totale de N-NH<sub>4</sub> et de MES rejetée en fonction des règles d'ouverture de vanne et des mesures constructives

Masse rejetée en milieu naturel [kg/an]	MES	N-NH <sub>4</sub>		
30/45	13673		36	
Algo 591	10925	-20%	25	-31%
Algo 591 + 2 mesures constructives	10849	-21%	24	-34%

Après une vue d'ensemble, une analyse des rejets aux différents lieux de déversements de l'axe principal peut être faite (Tab. 15). On remarque que l'optimisation de la rétention au BO Terrenoire diminue les déversements au bassin même, mais augmente la masse rejetée au DO Wilson. Les mesures constructives diminuent encore un petit peu les rejets au BO Terrenoire, mais augmentent ceux à la STEP et au DO Wilson. Ces résultats concordent bien avec le résultat des volumes d'eau déversés (Fig.50).

**Tab. 15** – Détails des diminutions, par rapport à la règle initiale, de la masse totale de N-NH<sub>4</sub> et de MES rejetée en fonction des règles d'ouverture de vanne et des deux mesures constructives proposées.

Rejets en milieu naturel		BO Terrenoire	STEP	DO Lafayette	DO Wilson
30/45	[kg/an] MES	4122	292	1102	25
Algo 591		-56%	0%	0%	977%
Algo 591 + 2 mesures constructives		-58%	8%	-55%	718%
30/45	[kg/an] N-NH <sub>4</sub>	23.383	0.585	1.560	0.050
Algo 591		-48%	0%	0%	1777%
Algo 591 + 2 mesures constructives		-51%	10%	-58%	1164%

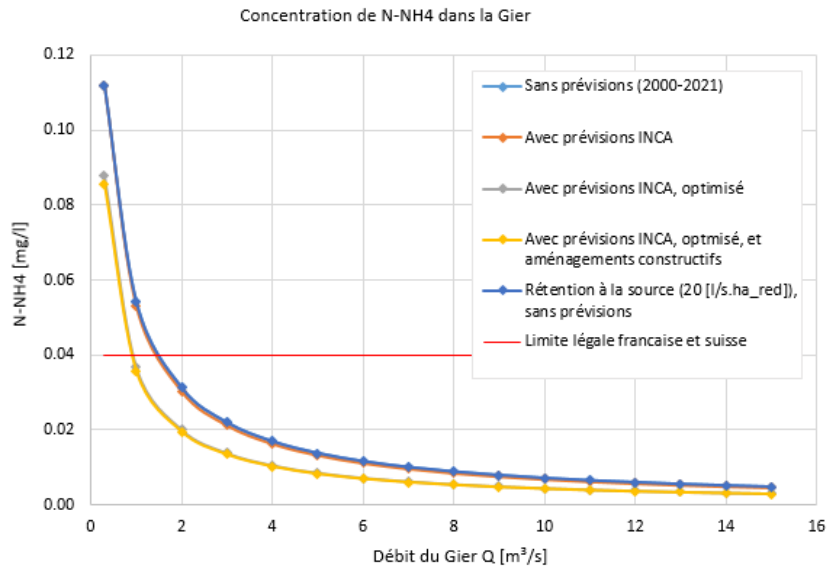
### Bilan des concentrations dans le milieu naturel

La diminution de la masse d'ammonium et de matières en suspension suite à l'optimisation de la rétention des flux prouve l'efficacité des mesures constructives et de la gestion en temps réel du réseau. Toutefois, il reste possible que malgré cette diminution, la concentration dans la rivière du Gier soit problématique. Ainsi sont calculés les concentrations de N-NH<sub>4</sub> et de MES dans le milieu naturel lors des déversements, cela en fonction d'une gamme de débit. La question est de savoir à partir de quel débit dans le Gier les déversements peuvent mener à des concentrations trop élevées.

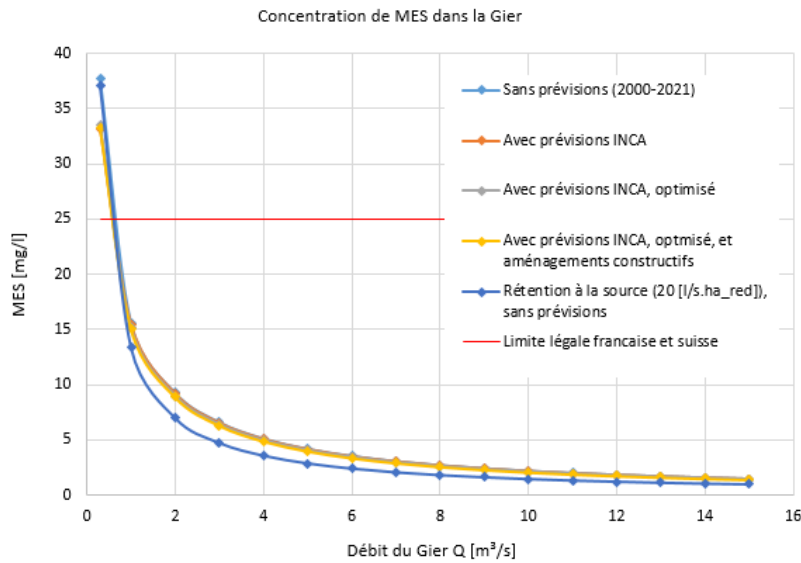
Le barrage de Soulage situé en amont de St-Chamond doit restituer un débit minimal de 0.300 m<sup>3</sup>/s [5]. Cette valeur est considérée comme débit minimum du Gier juste à l'amont des déversements par le réseau d'égouts. Dès lors, pour une gamme allant jusqu'à 15 m<sup>3</sup>/s, est calculé le maximum possible des concentrations de MES et de N-NH<sub>4</sub> dans le Gier, sur la base de celles des déversements simulés. Ne sont pas prises en compte les concentrations dans le milieu naturel en amont des déversements, qui sont donc supposées être nulles. Les Fig. 52 et 51 donnent la concentration d'ammonium et de matières en suspension dans le Gier dans plusieurs scénarios



simulés : gestion de la vanne de Terrenoire avec la règle initiale 30/45, gestion avec les prévisions INCA (opérationnel), gestion avec l'Algo 591 (INCA, optimisé), gestion avec l'Algo 591 à laquelle on ajoute les mesures constructives et, finalement, avec la rétention à la source, qui est traitée dans le chapitre 7. On observe que les concentrations dans le cas du débit minimum (0.3 m<sup>3</sup>/s) sont plus faibles lorsque la vanne de Terrenoire est réglée de manière optimisée. Ce qui encore une fois confirme son utilité. Toutefois, cela ne suffit pas pour respecter la limite légale. De plus, l'ammonium peut causer plus de problèmes, car la limite de 0.04 mg/l est atteinte qu'à partir d'un débit de 1 m<sup>3</sup>/s dans le Gier.



**Fig. 51** – Concentration maximale de N-NH<sub>4</sub> après déversements dans le Gier, en fonction d'une gamme de débits possibles. Le débit minimum assuré en amont (0.3 m<sup>3</sup>/s) et les valeurs limites sont ajoutées.



**Fig. 52** – Concentration maximale de MES après déversements dans le Gier, en fonction d'une gamme de débits possibles. Le débit minimum assuré en amont (0.3 m<sup>3</sup>/s) et les valeurs limites sont ajoutées.

### *Au sujet du chapitre 6*

Le chapitre 6 traite d'abord du contrôle de la vanne de sortie du bassin d'orage de Terrenoire. Pour optimiser ce système, il s'agit d'utiliser les prévisions instantanées avec intelligence et finesse mais aussi de bien connaître la capacité du réseau en aval, c'est-à-dire au DO Wilson. Ce n'est pas le cas de l'*Algo 1*, qui fait déverser plus d'eau que la règle simple 30/45. Une grande amélioration est apportée par l'*Algo 2*, néanmoins un jeu plus fin est nécessaire pour connaître avec précision les valeurs des paramètres de cet algorithme qui permettent d'optimiser la quantité d'eau stockée à Terrenoire par rapport à la capacité future dans le réseau. Toutefois, les prévisions étant incertaines, elles imposent une limite dans l'optimisation, comme le font le débit de déversement au DO Wilson et le volume du bassin de Terrenoire.

La suite du chapitre 6 consiste à augmenter cette capacité limitante du BO Terrenoire par rehaussement du seuil fixe de déversement, et à faire acheminer plus d'eau à la STEP, en diminuant le volume déversé au DO Lafayette. Ces mesures constructives, qui coûteraient 2500 CHF environ pour la première et 500 CHF pour la seconde, permettent à bas prix de diminuer significativement le volume déversé (30% au BO et 60% au DO). Dès lors, avant de mettre en place une gestion en temps réel avec éventuellement l'utilisation de prévisions instantanées, bien que très utiles, il s'avère judicieux de contrôler le bon dimensionnement des déversoirs et des autres infrastructures. En effet, une des conséquences d'une mauvaise gestion sont les rejets trop importants d'eau et de polluants dans le milieu naturel. Ils peuvent éroder le lit de la rivière et sont nuisibles pour les organismes vivants, surtout les poissons. Pour l'ammonium par exemple, si la concentration atteint le degré d'exposition 1, la mortalité est de 10%. Cela correspond à une exposition de 0.175 mg/l pendant 10 minutes ou de 0.075 pendant une heure, selon la norme STORM. Ce degré risque d'être atteint si le débit du Gier est faible et si l'optimisation de la rétention des flux n'est pas mise en place.

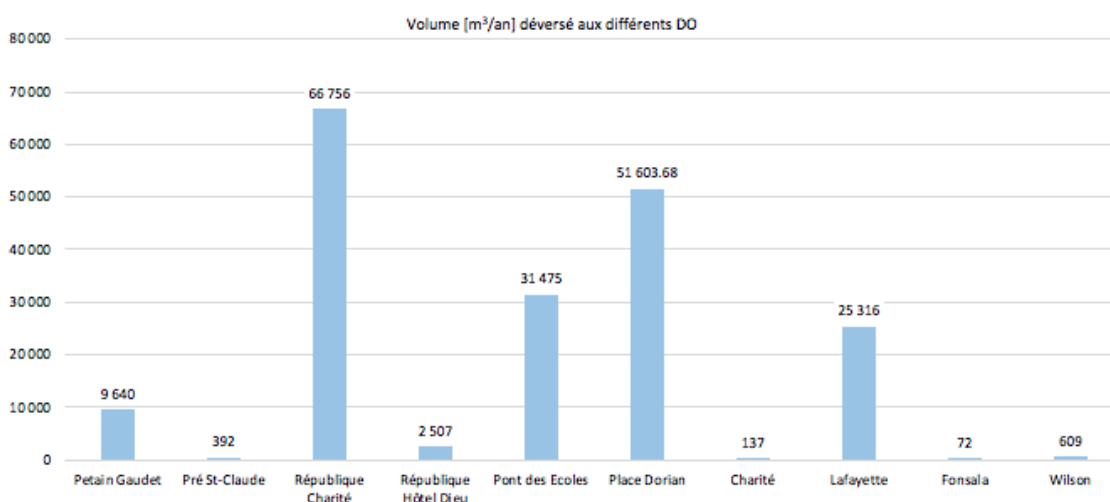
Ainsi, une réponse est apportée à la troisième question de ce projet. En effet, l'utilisation intelligente des prévisions instantanées et une bonne connaissance du réseau et de sa capacité de rétention permet de réduire les rejets d'une grande part des eaux de ruissellement. Enfin, conclure sur le respect de la réglementation sur les immissions en milieu naturel est plus délicat, ceci pour plusieurs raisons : les concentrations dans le Gier en amont des déversements ne sont pas connues, le modèle RS URBAN ne calcule que le taux d'ammonium et de matières en suspension et non d'autres éléments comme le carbone organique dissous (COD), et finalement le paramétrage des concentrations du modèle est fait grâce aux mesures de MES et de  $\text{NH}_4$  non au niveau même des déversoirs d'orage mais à la STEP. Les concentrations simulées dans les déversements présentent donc une certaine incertitude. Toutefois, les résultats obtenus permettent de mettre en avant le danger accru de pollution lorsque le débit du Gier est plus petit que  $1 \text{ m}^3/\text{s}$ , ce qui arrive souvent. En effet, selon les mesures du débit à Rive-de-Gier, en aval de St-Chamond, le débit moyen mensuel est plus petit que  $1 \text{ m}^3/\text{s}$  durant neuf mois de l'année [21].

## Chapitre 7 Propositions d'infrastructures de rétention

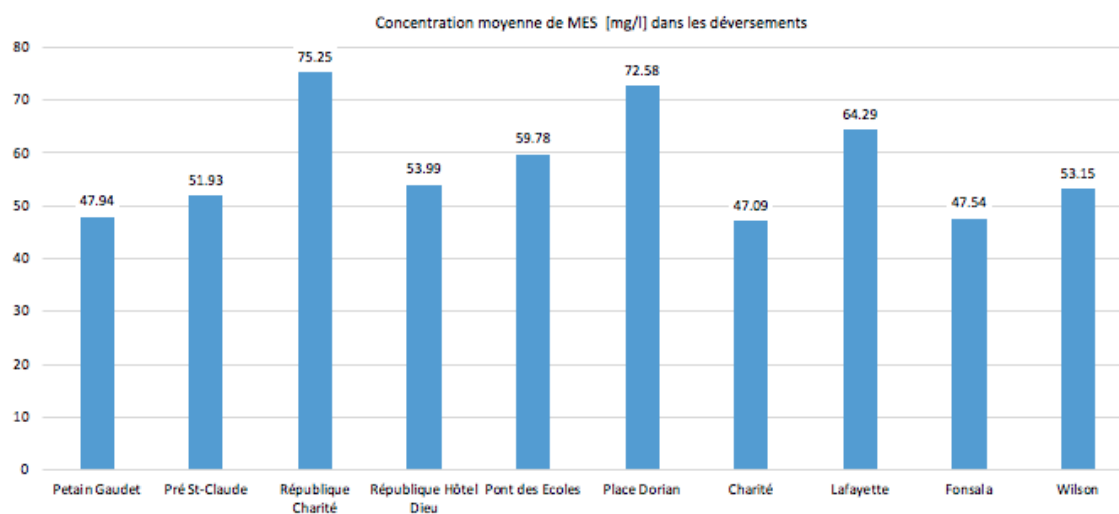
La construction de nouvelles infrastructures de rétention, sujet du chapitre 7, est aussi une option envisageable pour optimiser l'évacuation des eaux de ruissellement. Elle est cependant probablement plus onéreuse que l'amélioration de celles déjà existantes. Ainsi, une analyse du réseau et des rejets doit être faite, pour assurer l'utilité et l'efficacité de la nouvelle infrastructure. De plus, un entretien est nécessaire et, comme les personnes concernées ne sont pas uniquement les exploitants du réseau d'égouts, l'acceptation des propriétaires d'installation, des responsables de l'entretien, mais aussi des habitants est un élément clé qu'il faut également prendre en compte. Avant de présenter des propositions pour le cas de St-Chamond, les déversements sont étudiés, un choix est fait sur l'emplacement, et les valeurs théoriques de volume de rétention nécessaire afin d'atteindre un certain objectif sont calculées grâce à un paramétrage des bassins versants dans le modèle RS.

### 7.1 Choix de l'emplacement des nouvelles infrastructures

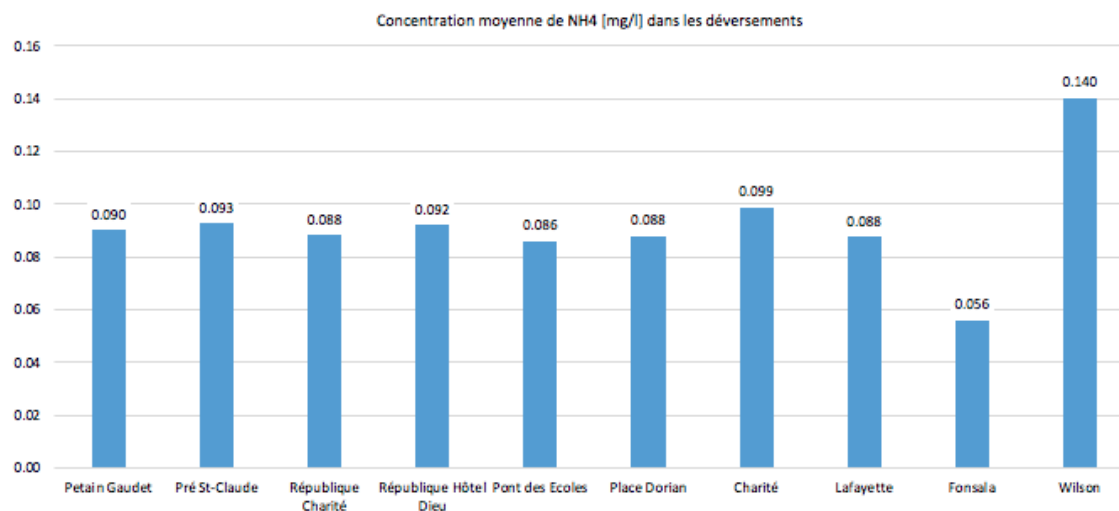
La première étape consiste à choisir des emplacements stratégiques pour la nouvelle rétention. Pour cela, analysons le réseau et ses déversements. La Fig. 53 visualise les volumes moyens déversés par année aux différents déversoirs d'orage. Ces valeurs sont calculées grâce à une simulation entre 2016 et 2021. On constate que les DO République Charité, Place Dorian, Pont des Ecoles et Lafayette déversent plus de volume que les DO restants.



**Fig. 53** – Volume annuel déversé aux différents déversoirs d'orage. Valeurs calculées sur la base d'une simulation.



**Fig. 54** – Concentration (mg/l) moyenne de matières en suspension dans les déversements simulés aux différents déversoirs d'orage. Valeurs calculées sur la base d'une simulation.



**Fig. 55** – Concentration (mg/l) moyenne d'ammonium dans les déversements simulés aux différents déversoirs d'orage. Valeurs calculées sur la base d'une simulation.

Maintenant que les lieux principaux de déversement sont identifiés, il s'agit d'analyser la concentration des polluants dans les déversements. Les Fig. 54 et 55 présentent la concentration moyenne de MES (mg/l) respectivement de  $\text{NH}_4$  (mg/l) pour chaque DO. Il faut donc pour protéger le milieu naturel, diminuer les déversements dont la concentration en polluants est la plus grande. Toutefois, ces concentrations simulées doivent être utilisées avec précaution. En effet, si les eaux usées des habitations sont assez simples à modéliser, les eaux de ruissellement le sont un beaucoup moins. Une partie tombe sur les toits et une partie tombe sur les routes, ce qui rend leur concentration en MES différente. De plus, une route peu utilisée et une route avec beaucoup de trafic n'a pas le même effet sur la pollution des eaux de ruissellement. La teneur en MES dans les eaux de ruissellement est donc potentiellement beaucoup plus contrastée que celle dans les débits simulés avec le modèle RS. Dès lors, une proposition est faite pour diminuer les rejets localement aux trois DO suivants : République Charité, Place Dorian et Lafayette. Le choix se base sur le

grand volume déversé, mais aussi sur l'emplacement, car ils sont tous au centre-ville, zone fortement asphaltée et dont les routes sont très fréquentées. La suite calcul avec le modèle RS le volume de rétention à considérer pour chacun des trois emplacements sélectionnés.

## 7.2 Valeurs théoriques de rétention à la source

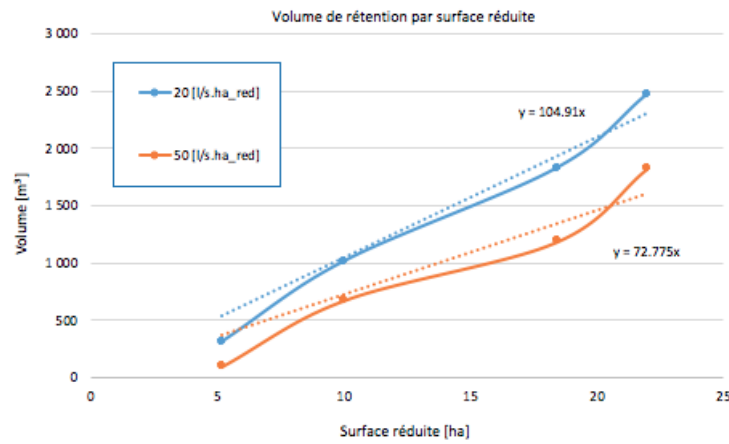
De manière générale, pour calculer le volume de rétention à la source nécessaire à un emplacement donné du réseau, on calcule le volume d'eau stocké pour respecter un débit limite d'eau de ruissellement par unité de surface imperméable (l/s.ha), ceci lors d'une pluie dont l'intensité a un temps de retour choisi (5 ou 10 ans par exemple). Dans le cas présent, ce volume est déterminé à partir d'une simulation sur quatre ans, donc pour un temps de retour d'un an. Ce temps de retour est faible, ce qui veut dire que l'organe de rétention proposé risque de déborder quelques fois par année, mais au vu du phénomène de lessivage (cf revue de littérature, Fig. 7), l'eau stockée est plus concentrée que l'eau déversée. De ce fait, la rétention peut diminuer significativement la masse de pollution rejetée en coupant les pointes de débit.

Dans le modèle RS, il est possible de simuler la rétention à la source en limitant le débit en sortie des bassins versants par un paramètre qui a comme unité des litres par seconde et par hectare réduit (l/s.ha\_red). Ainsi ne sont pris en compte que l'eau de ruissellement qui coule dans la partie unitaire du réseau. Trois valeurs sont sélectionnées et implémentées dans le modèle RS : 90, 50 et 20 l/s.ha\_red. Pour chacune de ces trois valeurs, une simulation est faite sur 5 ans, de 2016 à 2021 et un bilan des diminutions de volumes déversés est ensuite fait. Le choix des trois valeurs se base sur les directives de la gestion des eaux claires, qui sont définies en Suisse au niveau communal. La directive municipale relative aux mesures de gestion des eaux claires de la ville de Lausanne est donc utilisée comme référence. Cependant, gardons en mémoire que cette valeur est très variable dans les réglementations, avec par exemple des valeurs à Genève différentes suivant les parcelles. En résumé, Lausanne impose pour chaque parcelle privée et dans le cas d'une nouvelle construction des mesures de gestion des eaux de ruissellement, si la surface imperméable dépasse 350 m<sup>2</sup>. De plus, elle exige que les ouvrages de rétention soient dimensionnés de manière à stoker un minimum de 0.034 m<sup>3</sup> d'eau pour 1 m<sup>2</sup> imperméable. Enfin, le débit sortant ne doit pas dépasser 20 l/s.ha\_red [50].

**Tab. 16** – Diminution des volumes déversés aux différents DO et à la STEP en fonction de la limitation, dans le modèle RS, des débits d'eau de ruissellement sortant des bassins versants.

Nom	Volume déversé sans rétention [m <sup>3</sup> /an]	Diminution par rétention locale		
		90 [l/s.hect_red]	50 [l/s.hect_red]	20 [l/s.hect_red]
Pré St-Claude	393	-3%	-9%	-36%
République Charité	66077	-1%	-3%	-13%
République Hôtel Dieu	2419	-5%	-17%	-73%
Petaïn Gaudet	9037	-7%	-28%	-85%
Pont des Ecoles	31298	-1%	-3%	-17%
Place Dorian	50970	-1%	-4%	-15%
Charité	106	-17%	-85%	-100%
Lafayette	24853	-1%	-6%	-23%
Fonsala	73	0%	0%	0%
Wilson	609	0%	0%	-6%
STEP	4974	-8%	-36%	-91%
<b>Total</b>	269782	-1%	-4%	-15%

Le Tab. 16 résume la diminution moyenne du volume déversé en fonction du paramètre de limitation. On observe une diminution négligeable si la limite est définie à 90 l/s.ha<sub>red</sub>. Par contre, on atteint déjà une diminution de 4% en imposant un débit limité à 50 l/s.ha<sub>red</sub>. Si la limite est imposée à 20 l/s.ha<sub>red</sub>, on observe alors une diminution de 15% des déversements sur l'ensemble du réseau. Pour poursuivre, le volume d'eau qui est stocké dans la simulation pour respecter la limite de 20 et 50 l/s.ha<sub>red</sub> est calculé. Cette valeur est calculée pour chacun des 54 bassins versants du modèle RS. Le volume de rétention nécessaire par unité de surface réduite (Fig. 56) est ensuite estimé. Enfin, une régression linéaire passant par zéro permet d'approximer cette relation.



**Fig. 56** – Volume à retenir fonction de la surface réduite et de la limite imposée en sortie de bassin versants.

La relation volume à stocker ( $V$ ) - surface réduite ( $S_{red}$ ) pour respecter la limite de 20 l/s.ha<sub>red</sub> est approximée par l'équation linéaire suivante :

$$V = 105 \cdot S_{red} \quad (23)$$

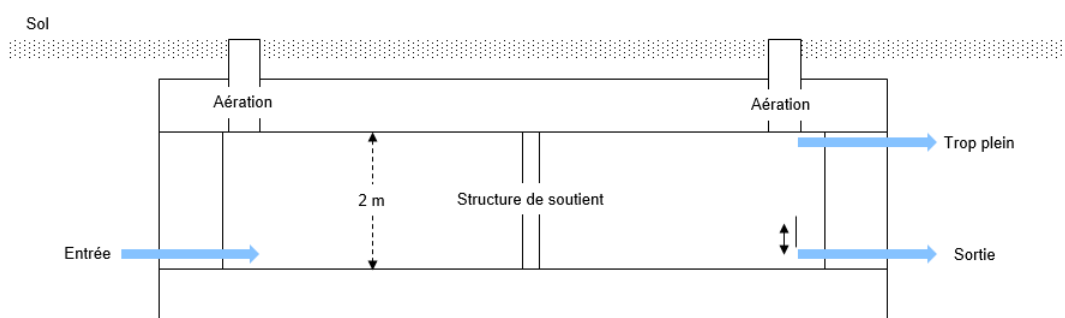
Pour respecter la limite de 50 l/s.ha<sub>red</sub>, cette relation est approximée par l'équation suivante :

$$V = 73 \cdot S_{red} \quad (24)$$

A l'aide du volume rétention théorique, deux propositions pratiques sont exposées ci-dessous. La première est une rétention centralisée par des bassins placés en amont des trois déversoirs d'orage sélectionnés (République Charité, Place Dorian et Lafayette). La deuxième est une rétention à la source, par végétalisation des toits plats dans les sous-bassins versants dont les eaux de ruissellement coulent aux DO sélectionnés. Ces deux options sont donc étudiées puis comparées entre elles. Les coûts sont aussi pris en compte et sont calculés selon les prix suisses. Le prix total en France est estimé à 60% du prix total en Suisse. Enfin, une discussion sur les avantages et les désavantages par rapport l'optimisation du réseau existant permet une réflexion sur la gestion des réseaux face aux défis futurs.

### 7.3 Rétention centralisée

La rétention centralisée permet de couper les pointes de débit en amont d'un déversoir d'orage, dans le but de diminuer le volume d'eau et la masse de polluants déversés. Dans les zones fortement urbanisées, il n'est pas possible de construire des infrastructures à l'air libre qui permettent la rétention d'un volume important. Les parkings par exemple, ont une grande surface, mais la hauteur de l'eau momentanément stockée est seulement de quelques centimètres. C'est pourquoi, une proposition de plusieurs bassins de rétention enterrés est faite dans le présent travail. La Fig. 57 schématise les éléments à prendre en compte. La hauteur est fixée à 2 m, pour éviter de devoir creuser trop en profondeur. De plus, la surface importante impose la prise en considération d'une structure de soutien. Un système d'aération et d'accès doit aussi être prévu. Enfin, outre la conduite d'entrée, celle de sortie et une vanne de régulation, un trop plein de secours est à prévoir.



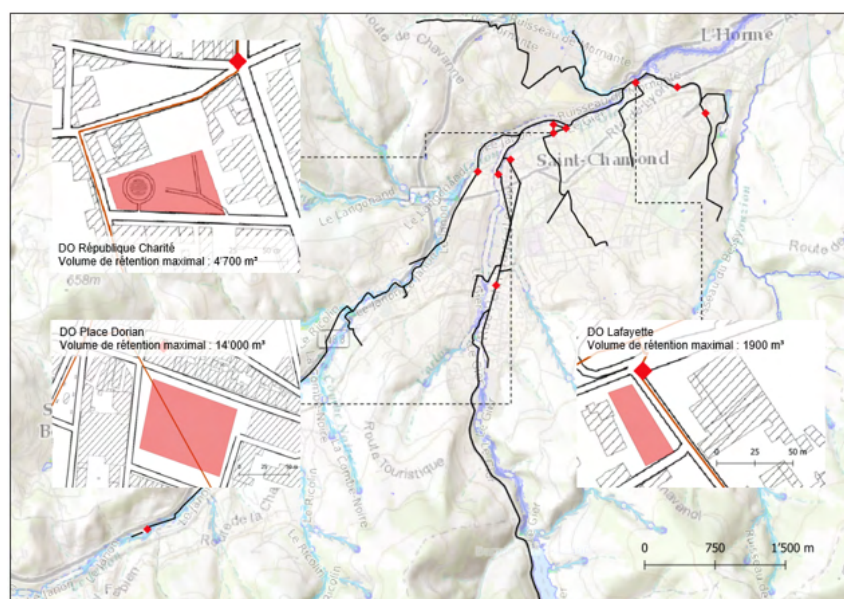
**Fig. 57** – Schéma d'une coupe verticale d'un bassin de rétention souterrain.

La carte de la Fig. 58 illustre les emplacements proposés des bassins de rétention par rapport à la conduite unitaire et le déversoir d'orage le plus proche, représenté par un losange. Ces surfaces sont des parkings, car cela simplifie la construction et de surcroît limite les coûts. Le volume indiqué sur la carte vaut la surface multipliée par une profondeur fixée à 2 m. Le Tab. 19 donne pour chaque emplacement le volume nécessaire pour respecter les limites de 50 et 20 l/s.ha<sub>red</sub>. Ensuite sont ajoutés les volumes de rétention que l'on peut obtenir, puis les surfaces et volumes proposés. Dans le cas du DO République Charité, le volume maximal que l'on peut prévoir réussit à respecter la limite de 50 l/s.ha<sub>red</sub>, mais pas tout à fait celle de 20 l/s.ha<sub>red</sub>. Dans le cas du DO Place Dorian, le parking est assez grand pour un immense bassin de rétention (14'000 m<sup>3</sup>). Le volume proposé est donc celui nécessaire pour respecter la limite de 20 l/s.ha<sub>red</sub>. Enfin au DO Lafayette le volume maximal atteignable est de 1000 m<sup>3</sup>.

**Tab. 17** – Résumé des paramètres importants dans la proposition de bassins de rétention.

Déversoir d'orage	Surface réduite [ha <sub>red</sub> ]	Volume théorique [m <sup>3</sup> ]		Surface disponible [m <sup>2</sup> ]	Volume maximal [m <sup>3</sup> ]	Surface proposée [m <sup>2</sup> ]	Volume proposé [m <sup>3</sup> ]
		20 l/s.ha <sub>red</sub>	50 l/s.ha <sub>red</sub>				
République Charité	58	6090	4234	2350	4700	2250	4500
Place Dorian	50	5250	3650	7000	14000	2500	5000
Lafayette	33	3465	2409	500	1000	500	1000

Afin d'estimer la charge financière d'une telle installation, il faut prendre en compte la creuse à une profondeur de 2.5 m environ, l'achat et la pose du béton, le recouvrement du bassin avec 50 cm de gravier et 15 cm environ d'enrobé. Doit encore être pris en compte le limiteur de débit et le collecteur de raccordement. Pour calculer les coûts totaux, un minimum et un maximum



**Fig. 58** – Illustration des surfaces maximales disponibles pour la construction de nouveaux bassins de rétention.

du prix unitaire est estimé (Tab. 18), sur la base de mandats antérieurs d’Hydrique Ingénieurs. Ensuite, il faut compter une augmentation moyenne de 180% du prix pour prendre en compte les frais d’ingénieur, la direction des travaux, les imprévus et finalement la TVA. On remarque qu’une telle installation est très onéreuse, avec un prix suivant la taille du bassin qui s’élève entre 1’00’000 et 5’000’000 CHF en Suisse et en France entre 300’000 et 3’000’000 €. Toutefois, c’est un investissement à long terme, car cela permet, même en cas d’augmentation de la surface urbanisée imperméable, de couper les pointes des gros débits d’eau de ruissellement.

**Tab. 18** – Estimation du prix de la rétention par bassin enterré, sur la base de mandats d’Hydrique Ingénieurs.

Entité	Prix unité CHF		Quantité [m <sup>2</sup> ]			Coûts [CHF]					
	Min	Max	République Charité	Place Dorian	Lafayette	Min	Max	Min	Max	Min	Max
2.5 m de creuse	200	120	5625	6250	1250	1'125'000	675'000	1'250'000	750'000	250'000	150'000
Béton	600	800	1900	2000	500	1'140'000	1'520'000	1'200'000	1'600'000	300'000	400'000
50 cm de graviers	60	75	1125	1250	250	67'500	84'375	75'000	93'750	15'000	18'750
15 cm enrobé	930	1'000	338	375	75	313'875	337'500	348'750	375'000	69'750	75'000
Limiteur de débit	5'000	10'000	-	-	-	5'000	10'000	5'000	10'000	5'000	10'000
Collecteur de raccordement	5'000	10'000	-	-	-	5'000	10'000	5'000	10'000	5'000	10'000
Sous-total						2'656'375	2'636'875	2'883'750	2'838'750	644'750	663'750
Estimation moyenne							2'646'625		2'861'250		654'250
Frais d'ingénieurs / Direction des travaux / Imprévus / TVA			+ 80%			CHF	4'763'925	CHF	5'150'250	CHF	1'177'650
Estimation coûts en France			- 40%			€	2'858'355	€	3'090'150	€	706'590

## 7.4 Rétention à la source

La rétention à la source peut être réalisée de différentes manières. On peut construire un petit bassin de rétention par bâtiment ou par groupe de bâtiments, mais aussi aménager de nouvelles surfaces vertes sur les toits plats ou à faible pente. C’est cette dernière option qui est choisie, car elle permet non seulement de stocker et mais aussi d’évaporer l’eau de pluie. De plus, un certain



nombre de substances polluantes peuvent être absorbées [2]. Enfin, elle permet la réduction des îlots de chaleur durant l'été. La rétention sur les toits plats consiste donc à couvrir la surface d'une couche imperméable sur laquelle est posé une couche imperméable, du substrat, et de la végétation (Fig. 59). Finalement, un système d'évacuation des eaux et un trop plein qui permet d'évacuer l'eau lors de très fortes pluies doivent aussi être pris en compte.

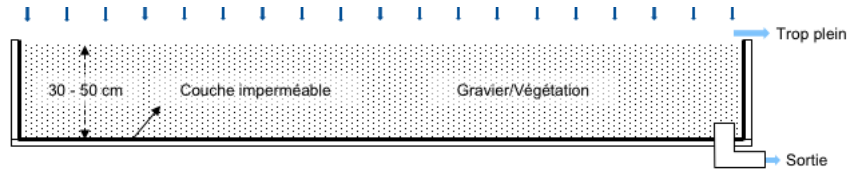
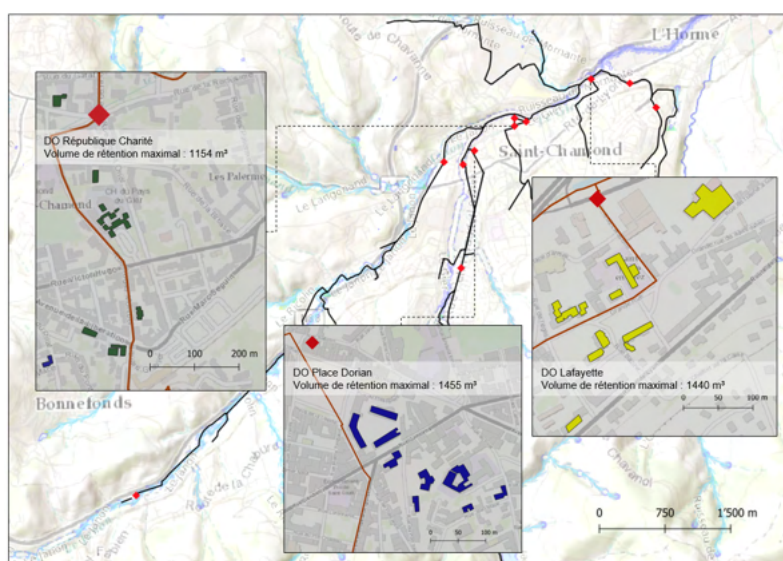


Fig. 59 – Éléments à prendre en compte pour la rétention sur les toits.

Afin d'estimer la surface de toiture plate, les différents toits plats (Fig. 60) sont sélectionnés manuellement pour chaque sous-bassin versant choisi (République Charité, Place Dorian et Lafayette). Ensuite, est calculé la somme de leur surface. On remarque que le sous-bassin relié au DO République Charité a moins de surface à disposition ( $3546 \text{ m}^2$ ) que les deux autres ( $4800 \text{ m}^2$  environ). Enfin, cette surface totale est multipliée par 30 cm pour estimer le volume que l'on peut momentanément stocker. On observe que ce volume est inférieur au volume de rétention théorique de celui des bassins de rétention centralisée. Toutefois, les toits végétalisés ont comme effet la diminution des pointes de débit de ruissellement, car l'eau qui tombe sur les toits prend un certain temps pour arriver dans le réseau unitaire, qui reçoit donc en premier l'eau des routes.

Tab. 19 – Résumé des paramètres importants dans la proposition de rétention sur les toits.

Déversoir d'orage	Surface réduite [ha_red]	Volume théorique [m <sup>3</sup> ]		Surface toits plats [m <sup>2</sup> ]	Volume de rétention [m <sup>3</sup> ]
		20 l/s.ha_red	50 l/s.ha_red		
République Charité	58	6090	4234	3846	1154
Place Dorian	50	5250	3650	4850	1455
Lafayette	33	3465	2409	4800	1440



**Fig. 60** – Illustration des surfaces disponibles dans les sous-bassins versants sélectionnés pour la rétention locale.

Pour estimer le prix de la rétention à la source par toits végétalisés, il faut prendre en compte une couche étanche, un substrat de 10 cm environ d'épaisseur, de la végétation en soit, d'un ouvrage de sortie et d'un trop plein. Une catégorie *Autres* est ajoutée dans le Tab. 20. Ici de même, une fourchette de prix est calculée pour estimer le prix d'une telle rétention, sont ajoutés les frais d'ingénieurs, la direction des travaux, les imprévus et la TVA. Ainsi, pour couvrir tous les toits sélectionnés, les coûts s'élèvent entre 1'500'000 et 2'000'000 en Suisse et en France entre 900'000 et 1'500'000 €.

**Tab. 20** – Estimation du prix de la rétention à la source par toits végétalisés, sur la base de mandats d'Hydrique Ingénieurs.

Entité	Prix unité [CHF]		Quantité			Coûts [CHF]					
	Min	Max	République Charité	Place Dorian	Lafayette	République Charité Min	République Charité Max	Place Dorian Min	Place Dorian Max	Lafayette Min	Lafayette Max
Couche étanche	100	150	3846 m <sup>2</sup>	4850 m <sup>2</sup>	4800 m <sup>2</sup>	384'600	576'900	485'000	727'500	480'000	720'000
Substrat 10 cm	60	80	385 m <sup>2</sup>	485 m <sup>2</sup>	480 m <sup>2</sup>	23'076	30'768	29'100	38'800	28'800	38'400
Végétation	80	100	3846 m <sup>2</sup>	4850 m <sup>2</sup>	4800 m <sup>2</sup>	307'680	384'600	388'000	485'000	384'000	480'000
Ouvrage de sortie et trop plein	300	600	-	-	-	300	600	300	600	300	600
<b>Total</b>						<b>715'656</b>	<b>992'868</b>	<b>902'400</b>	<b>1'251'900</b>	<b>893'100</b>	<b>1'239'000</b>
Estimation moyenne							854'262		1'077'150		1'066'050
Frais d'ingénieurs / Direction des travaux / Imprévus / TVA			+ 80%			CHF	1'537'672	CHF	1'938'870	CHF	1'918'890
Estimation coûts en France			- 40%			€	922'603	€	1'163'322	€	1'151'334

### Au sujet du chapitre 7

Deux propositions sont exposées dans le chapitre 7. D'abord la rétention centralisée par la construction souterraine de bassins en béton, puis la rétention à la source par végétalisation des toits plats. Ces deux propositions apportent une réponse à la quatrième question de ce projet. Cependant, il s'agit d'être prudent car elles servent des buts en partie distincts. La première s'inscrit dans une vision à long terme, pour laquelle on doit prévoir une croissance significative de la surface imperméable et une intensification des événements de précipitations. Si tel est le cas, l'utilisation

optimisée de la STEP, du bassin de Terrenoire et des DO n'arrivera plus à limiter les pointes de débit et les déversements qui en découlent. Quant aux coûts, ils sont volumineux, dans l'ordre de 1 à 3 millions d'euros. À l'opposé, la rétention à la source, dont le volume total de rétention est plus faible, s'inscrit dans une vision à court terme, avec une petite augmentation des surfaces imperméables prévues. Elle a l'avantage de filtrer l'eau, d'évacuer une partie des substances nocives et de favoriser le cycle naturel de l'eau. Pour limiter les coûts, la végétalisation peut être faite progressivement, avec en premier lieu la moitié voir le quart des surfaces plates, ce qui n'est pas le cas pour un bassin de rétention, qui doit être construit d'un coup. Enfin, un désavantage est la coordination entre de nombreux propriétaires fonciers, ce qui peut être parfois un obstacle conséquent.

Les résultats du chapitre 7 sont à comparer avec les aménagements proposés au chapitre 6. En effet, une mesure sur une infrastructure existante peut avoir le même effet sur les déversements que la construction d'une nouvelle infrastructure. Ainsi, la différence de coûts peut s'avérer être très grande! Le bon dimensionnement des infrastructures est donc prioritaire par rapport à la construction de nouvelles infrastructures. De plus, si à l'avenir les déversements deviennent plus fréquents, une augmentation de la hauteur du seuil fixe sur certains DO, si le réseau en amont le permet, est la première option à approfondir avant la construction de nouvelles infrastructures. Ici la question de la mise en séparatif des parties unitaires du réseau pointe son nez. En effet, si la surface imperméable croît, si les précipitations deviennent de plus en plus intenses, la capacité du réseau unitaire ne suffira pas, peut-être même avec des bassins de rétention et des toits végétalisés. Si tel est le cas, une mise en séparatif est une solution envisageable. Toutefois, un traitement des eaux de ruissellement devra être prévu, en particulier pour les eaux de chaussées.

Finalement, une proposition d'aménagement pour les années à venir doit être faite. Au vue des points mentionnés ci-dessus, il faut d'abord considérer un rehaussement du seuil fixe de certains DO, qui est une option peu coûteuse et efficace, comme l'a montré l'exemple du DO Lafayette au chapitre 6. Éventuellement, si cela est nécessaire, certaines conduites peuvent être remplacées pour augmenter la capacité du réseau. Ensuite vient la rétention locale par végétalisation des toits plats, non seulement sur une partie de ceux existants mais aussi pour les nouveaux bâtiments. Toutefois, d'autres possibilités existent, comme celle mentionnée dans le chapitre 3 : des grandes conduites (de diamètre 1.5 m ou plus) qui permettent la rétention momentanée d'importants volumes. Néanmoins, les pentes des conduites du réseau de St-Chamond rendent cette option difficilement envisageable, sauf si ces conduites sont construites en escalier, ce qui peut provoquer des coûts déraisonnables. Enfin, le réseau de St-Chamond est prêt pour faire face aux défis des prochaines années grâce à la gestion en temps réel optimisée et à la panache de solutions proposées qui limite le risque et augmente la résilience du système.

# Troisième partie

*La troisième partie présente au lecteur une synthèse suivi d'une perspective, qui permet de placer le cas de St-Chamond dans un contexte plus large. Enfin, une fiche technique pour chaque DO est ajoutée dans les annexes.*

## Chapitre 8 Conclusion

### 8.1 Synthèse

La littérature propose trois solutions à considérer pour la gestion de l'évacuation des eaux de ruissellement, qui vise à diminuer les déversements des réseaux unitaires : l'élargissement du réseau, le contrôle des sources d'eau de ruissellement et un système de contrôle intelligent. Ce travail permet une vue d'ensemble, car toutes les trois solutions sont étudiées.

D'abord, un calage au niveau des déversoirs d'orage améliore la performance du modèle RS URBAN. En effet, une bonne représentativité des débits de déversement est nécessaire, non seulement pour l'amélioration du système d'alarme de la STEP mais aussi pour l'optimisation de la rétention au BO Terrenoire. La performance du modèle (coefficient de Nash-Sutcliffe = 0.74) peut encore être améliorée, toutefois les points de calage supplémentaires risquent de ne pas apporter une amélioration significative. En effet, l'effet de foisonnement du bassin versant impose une limite de performance. Une amélioration possible serait l'installation de pluviomètres supplémentaires permettant de mieux estimer les volumes de pluie sur le bassin versant.

Deuxièmement, le système d'alarme de la STEP est amélioré, ce qui permet l'automatisation de l'enclenchement de la filière de traitement des eaux de pluie. Pour faire baisser le taux de fausse alarme dudit système, un algorithme qui prenant également en considération le comportement du débit entrant à la STEP dans les 30 dernières minutes est développé. De cette façon, les erreurs dues aux incertitudes des prévisions radar peuvent être en partie atténuées. Enfin, l'exploitant de la STEP doit faire un choix, tout en acceptant que pour améliorer le taux de fausse alarme, il est inévitable de dégrader le taux de détection.

Troisièmement, la rétention au BO de Terrenoire réglée par une consigne du débit admis en sortie, est optimisée. Cette consigne prend en compte le remplissage actuel et futur du bassin même, et celui du réseau en aval. Au final, on remarque qu'un tiers des déversements est dû aux incertitudes des prévisions radar. De plus, l'importance des prévisions instantanées et d'une bonne connaissance des dimensions du réseau sont mis en avant, car ils permettent une diminution de 17% du volume d'eau déversé sur l'ensemble du réseau. Une deuxième possibilité d'optimisation de la rétention des flux est l'amélioration des infrastructures existantes par des aménagements constructifs. Dans ce travail, une augmentation du volume du bassin de Terrenoire et du débit de déversement du DO Lafayette permettent de diminuer significativement le volume déversé sur l'ensemble du réseau (-14%). Enfin, les rejets de matières en suspension et d'ammonium dans le Gier sont analysés. Il en résulte que les immissions s'avèrent être problématiques si le débit du Gier est inférieur à  $1 \text{ m}^3/\text{s}$ , ce qui est le cas durant 7 à 10 mois de l'année.

Quatrièmement, des nouvelles infrastructures de rétention sont proposées. Trois bassins de rétention enterrés sont dimensionnés pour trois sous-bassins versants, en fonction du volume d'eau de ruissellement généré. De plus, pour ces mêmes bassins versants, la surface totale de toit plat que l'on peut végétaliser afin de faire de la rétention à la source est calculée. Les deux options sont envisageables, et suivant le développement futur de la zone urbaine, une combinaison des deux possibilités permet de limiter les risques et d'augmenter la résilience du système. Finalement, il ne faut pas oublier de mettre en perspective ces propositions avec les aménagements des infrastructures existantes, qui permettent une nette diminution des rejets avec un investissement très faible (dans un ordre de grandeur de 1000 €). Dès lors, il s'avère judicieux et économe de d'abord optimiser l'utilisation du réseau avant de vouloir l'agrandir ou de vouloir diminuer les apports en eaux de ruissellement.

## 8.2 Perspectives

L'analyse de la gestion du réseau d'égouts de St-Chamond a permis de quantifier et de mettre en exergue les avantages d'une gestion en temps réel basée sur les prévisions instantanées, mais aussi d'une connaissance fine de l'hydraulique des infrastructures existantes. Ce type de gestion peut aussi être implémenté pour d'autres réseaux, en France, en Suisse ou ailleurs. Elle convient aussi pour les réseaux séparatifs ou pour la gestion des eaux potables. Dans ce cas, une gestion en temps réel permet de gérer de façon optimisée la consommation des ménages et de l'industrie.

Les prévisions instantanées de débit sont par exemple implémentées à la station d'épuration de Lausanne dans la cadre de la gestion de son réseau d'eau usées. Toutefois, les prévisions ne sont pas utilisées en continu, comme c'est le cas à St-Chamond, mais de façon sporadique, lors des travaux de maintenance par exemple ou lorsqu'une analyse du réseau en temps de pluie doit être faite. A noter que le réseau d'égouts de Lausanne est également unitaire. On remarque donc que suivant le fonctionnement de la station d'épuration, les prévisions de débit n'apportent pas toujours une plus-value essentielle. Il s'agit donc de d'abord rigoureusement estimer la plus-value des prévisions instantanées avant de les implémenter.

La gestion en temps réel basée sur les prévisions de débit peut, dans les années futures, être un élément de réponse pour combattre un problème induit par la croissance rapide des zones urbaines : le sous-dimensionnement des réseaux. En effet, les axes principaux des réseaux ne sont pas dimensionnés pour un grand nombre d'axes secondaires, qui deviennent de plus en plus nombreux. Dès lors, la construction d'un bassin d'orage tel que celui de Terrenoire et une implémentation d'une gestion intelligente telle que présentée dans ce travail, permet de gérer les débits des axes secondaires en réglant la rétention en fonction de la capacité restante des axes principaux.

Une gestion en temps réel basée sur les prévisions instantanées peut aussi être utilisée dans le domaine de l'énergie, avec par exemple la gestion des barrages. Elle permet non seulement de contrôler le débit dans les cours d'eau en aval mais aussi d'anticiper les crues par une vidange préventive, sans pertes économiques [22]. Celle-ci est déjà implémentée pour limiter les crues dans la vallée du Rhône.

Enfin, la gestion de l'or bleu devra faire face à de nombreux défis. L'eau est en effet utilisée par les ménages, par l'industrie, pour les loisirs et pour la production d'énergie, sans oublier sa fonction d'écosystème. Il faudra donc redoubler d'ingéniosité pour gérer la consommation croissante d'eau potable, le traitement des eaux usées et la demande en électricité hydroélectrique, le tout dans un contexte de changement climatique. En effet, les précipitations risquent de devenir plus rares mais plus intenses, ce qui rend la gestion des apports d'eau et de son utilisation plus difficile. Finalement, pour que notre société puisse continuer à bien fonctionner, ces défis doivent être relevés, et l'amélioration ainsi que l'optimisation de la gestion en temps réel des réseaux d'égouts y contribuent.

# Annexes

## Fiches d'ouvrage des DO



*Vue du Gier depuis l'amont vers l'aval (B.Décosterd)*



## DO CH3 Pré St-Claude

### Géométrie :

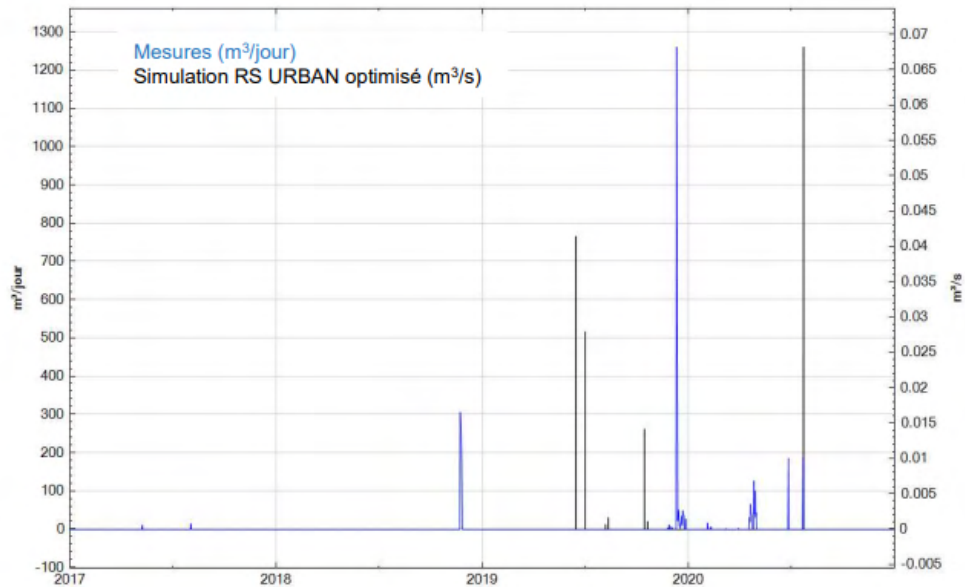
- ➔ Débit déversé
- ➔ Débit acheminé à la STEP



### Débit de déversement $Q_d$ :

- Selon loi hydraulique (ici, il est donné) :  $Q_d = 0.076$  [m<sup>3</sup>/s]
- Selon paramètres RS URBAN (2020) :  $Q_d = 0.03$  [m<sup>3</sup>/s]
- Selon RS URBAN optimisé (2021) :  $Q_d = 0.076$  [m<sup>3</sup>/s]

### Représentativité des déversements:



## DO CO11 République Charité

### Géométrie :

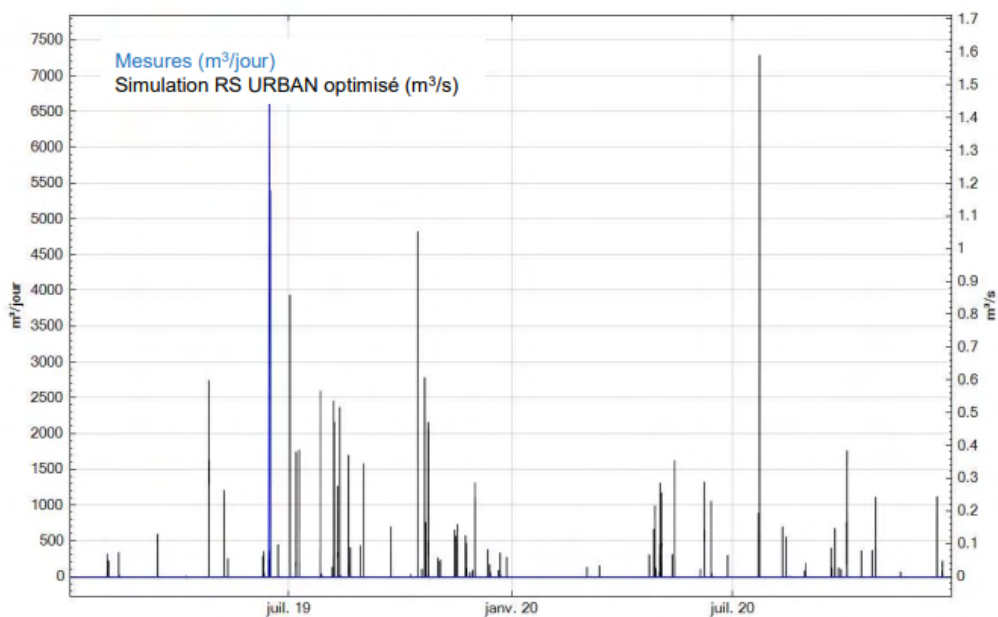
- ➡ Débit déversé
- ➡ Débit acheminé à la STEP



### Débit de déversement $Q_d$ :



- Selon loi hydraulique :  $Q_d = 0.251$  [m<sup>3</sup>/s]
- Selon paramètres RS URBAN (2020) :  $Q_d = 0.45$  [m<sup>3</sup>/s]
- Selon RS URBAN optimisé (2021) :  $Q_d = 0.1$  [m<sup>3</sup>/s]

### Représentativité des déversements:



## DO CO13 République Hôtel Dieu

### Géométrie :

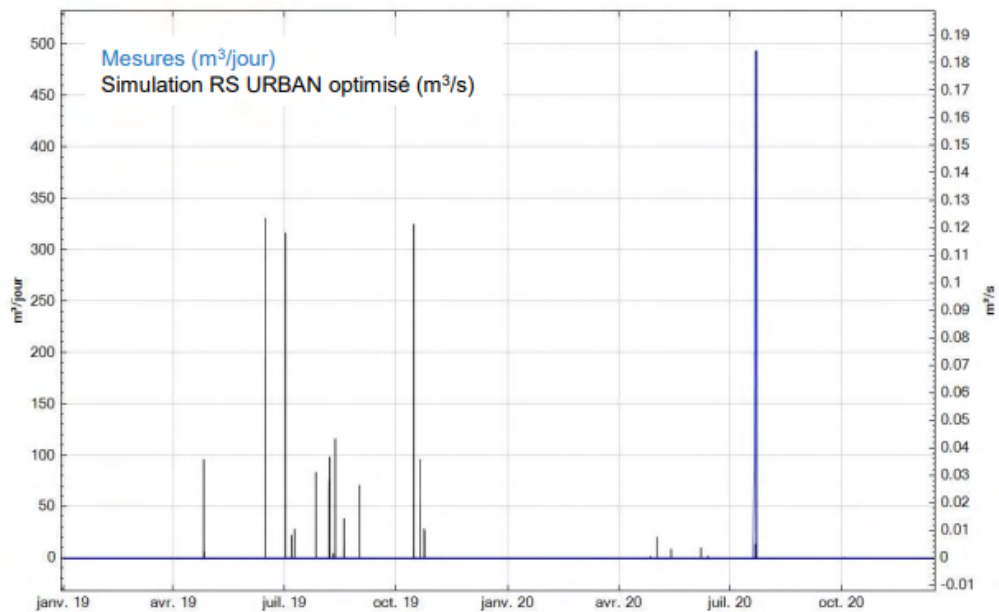
-  Débit déversé
-  Débit acheminé à la STEP



### Débit de déversement $Q_d$ :

- Selon loi hydraulique :  $Q_d = 0.254$  [m<sup>3</sup>/s]
- Selon paramètres RS URBAN (2020) :  $Q_d = 0.2$  [m<sup>3</sup>/s]
- Selon RS optimisé URBAN (2021) :  $Q_d = 0.1$  [m<sup>3</sup>/s]

### Représentativité des déversements:



## DO G16 Petain Gaudet

### Géométrie :

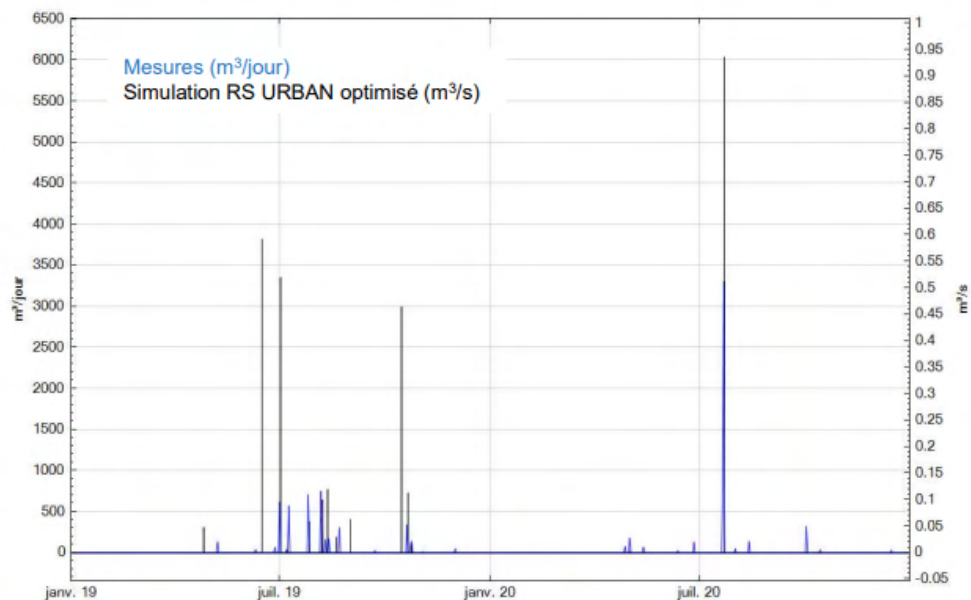
- ➡ Débit déversé
- ➡ Débit acheminé à la STEP



### Débit de déversement $Q_d$ :

- Selon loi hydraulique :  $Q_d = 0.695$  [m<sup>3</sup>/s]
- Selon paramètres RS URBAN (2020) :  $Q_d = 0.25$  [m<sup>3</sup>/s]
- Selon RS URBAN optimisé (2021) :  $Q_d = 0.6$  [m<sup>3</sup>/s]

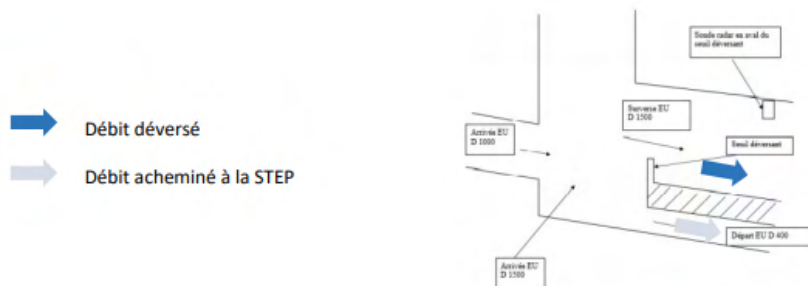
### Représentativité des déversements:





## DO G28 Place Dorian

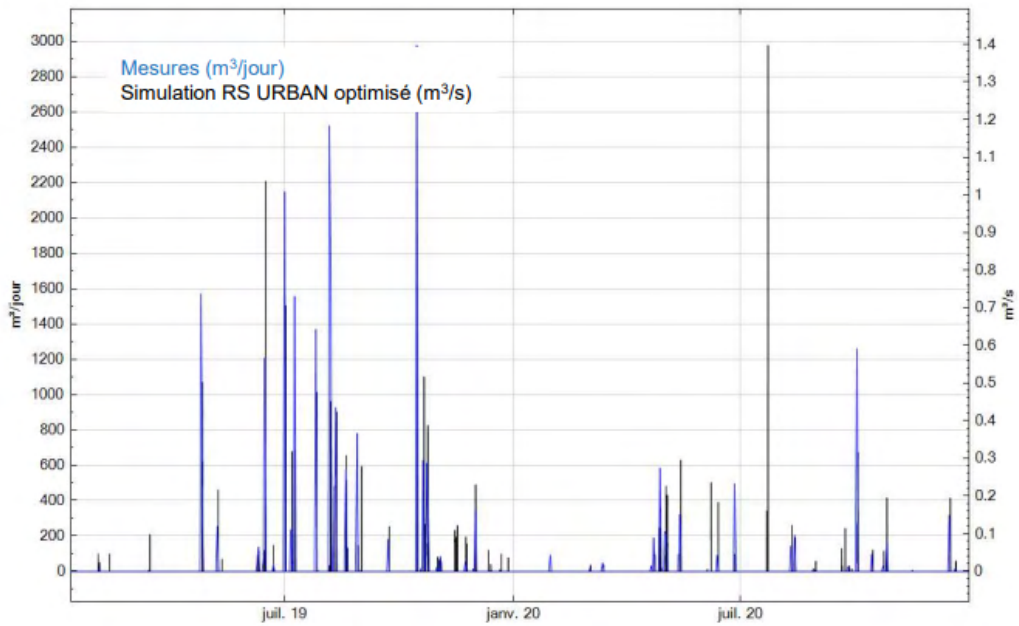
### Géométrie :



### Débit de déversement $Q_d$ :



- Selon loi hydraulique :  $Q_d = 0.317$  [m<sup>3</sup>/s]
- Selon paramètres RS URBAN (2020) :  $Q_d = 0.1$  [m<sup>3</sup>/s]
- Selon RS URBAN optimisé (2021) :  $Q_d = 0.1$  [m<sup>3</sup>/s]

### Représentativité des déversements:



## DO G33 Charité

### Géométrie :

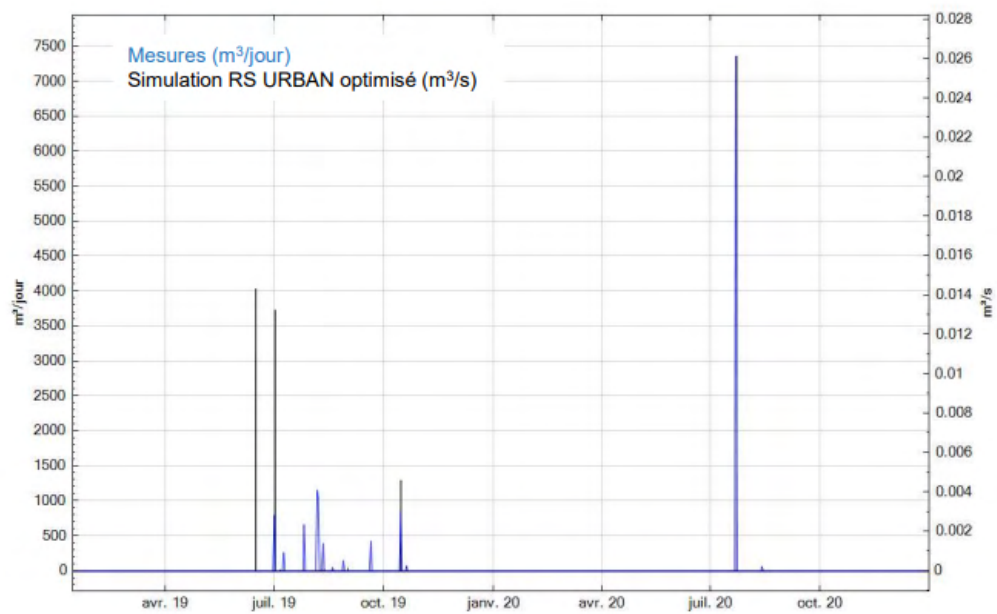
-  Débit déversé
-  Débit acheminé à la STEP



### Débit de déversement $Q_d$ :



- Selon loi hydraulique :  $Q_d = 0.05$  [m<sup>3</sup>/s]
- Selon paramètres RS URBAN (2020) :  $Q_d = 0.1$  [m<sup>3</sup>/s]
- Selon RS URBAN optimisé (2021) :  $Q_d = 0.04$  [m<sup>3</sup>/s]

### Représentativité des déversements:



## DO G38 Lafayette

### Géométrie :

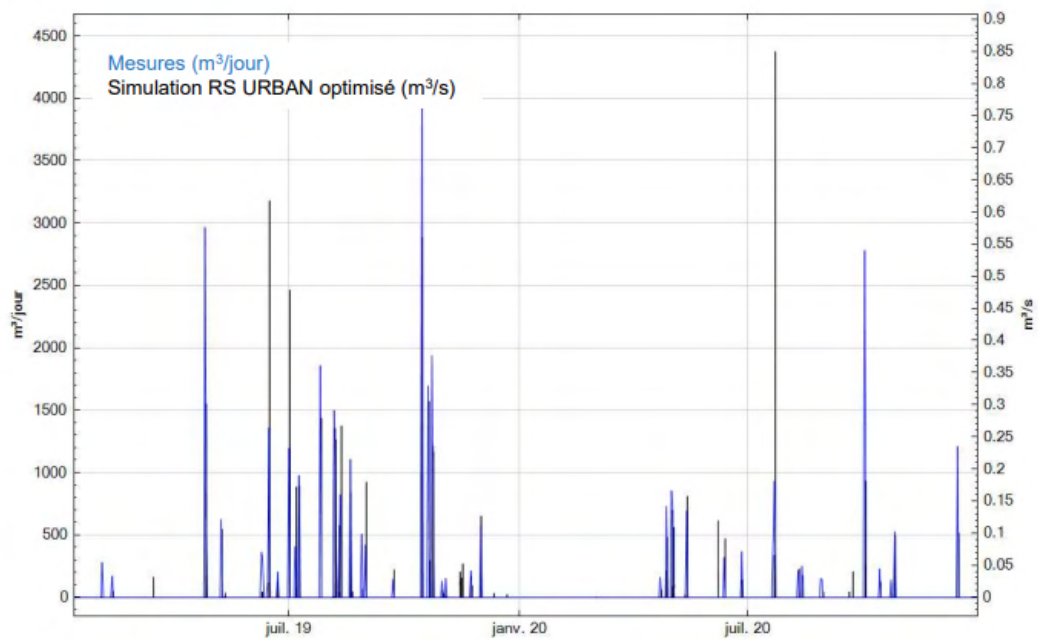
-  Débit déversé
-  Débit acheminé à la STEP



### Débit de déversement $Q_d$ :

- Selon loi hydraulique :  $Q_d = 0.015$  [m<sup>3</sup>/s]
- Selon paramètres RS URBAN (2020) :  $Q_d = 0.07$  [m<sup>3</sup>/s]
- Selon RS URBAN optimisé (2021) :  $Q_d = 0.1$  [m<sup>3</sup>/s]

### Représentativité des déversements:





## DO G42 Boulevard Fonsala

### Géométrie :

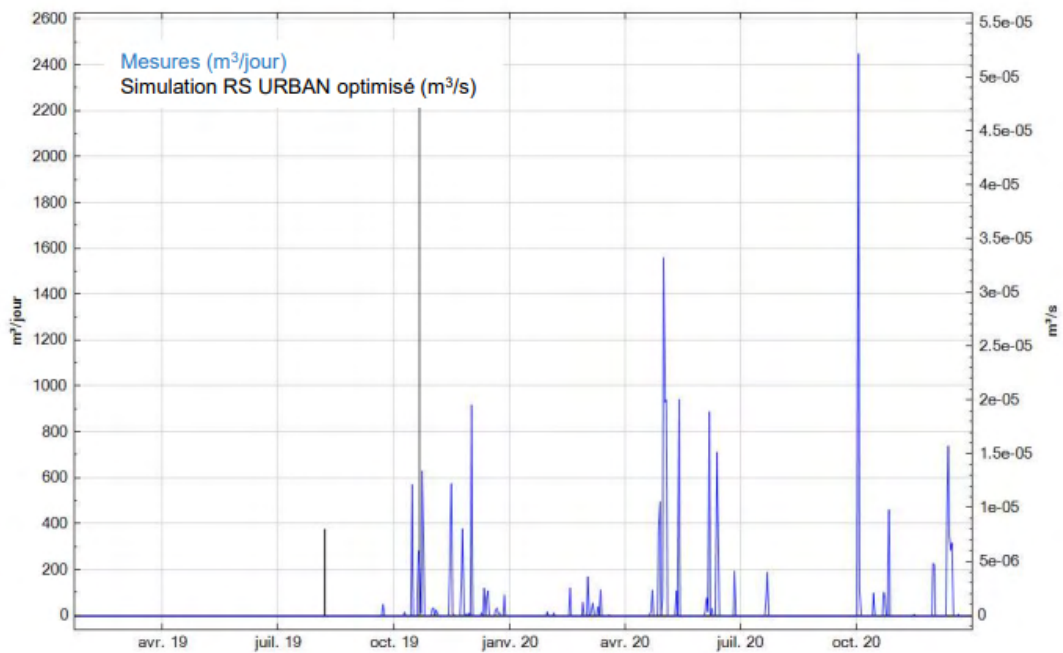
- ➡ Débit déversé
- ➡ Débit acheminé à la STEP



### Débit de déversement $Q_d$ :

- Selon loi hydraulique :  $Q_d = 0.154$  [m<sup>3</sup>/s]
- Selon paramètres RS URBAN (2020) :  $Q_d = 0.05$  [m<sup>3</sup>/s]
- Selon RS URBAN optimisé (2021) :  $Q_d = 0.1$  [m<sup>3</sup>/s]

### Représentativité des déversements:



## DO J7 Wilson

### Géométrie :

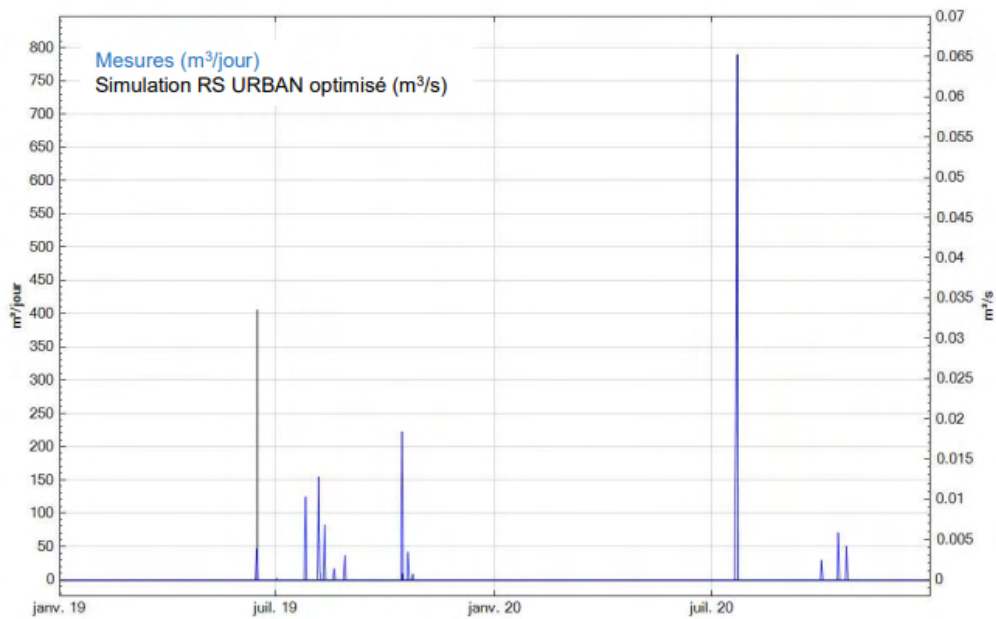
- ➡ Débit déversé
- ➡ Débit acheminé à la STEP



### Débit de déversement $Q_d$ :

- Selon loi hydraulique :  $Q_d = 0.21$  [m<sup>3</sup>/s]
- Selon paramètres RS URBAN (2020) :  $Q_d = 0.2$  [m<sup>3</sup>/s]
- Selon RS URBAN optimisé (2021) :  $Q_d = 0.18$  [m<sup>3</sup>/s]

### Représentativité des déversements:



# Bibliographie

- [1] Ludovic AUGER et al. « AROME–NWC : a new nowcasting tool based on an operational mesoscale forecasting system ». In : *Quarterly Journal of the Royal Meteorological Society* 141.690 (2015), p. 1603-1611. ISSN : 1477-870X. DOI : <https://doi.org/10.1002/qj.2463>. URL : <https://rmets.onlinelibrary.wiley.com/doi/abs/10.1002/qj.2463> (visité le 16/02/2021).
- [2] D. BAUGARTNER et al. *Gestion des eaux urbaines par temps de pluie*. Rapp. tech. Association suisse des professionnels de la protection des eaux, 2019.
- [3] Karolina BERGGREN et al. « Hydraulic Impacts on Urban Drainage Systems due to Changes in Rainfall Caused by Climatic Change ». In : *Journal of Hydrologic Engineering* 17.1 (1<sup>er</sup> jan. 2012), p. 92-98. ISSN : 1943-5584. DOI : 10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0000406. URL : <https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/%28ASCE%29HE.1943-5584.0000406> (visité le 09/07/2021).
- [4] K. BEVEN. « On the concept of model structural error ». In : *Water Science and Technology* 52.6 (1<sup>er</sup> sept. 2005), p. 167-175. ISSN : 0273-1223. DOI : 10.2166/wst.2005.0165. URL : <https://doi.org/10.2166/wst.2005.0165> (visité le 26/02/2021).
- [5] *BILAN ANNUEL DE FONCTIONNEMENT DU SYSTÈME D'ASSAINISSEMENT*. Rapp. tech. St-Etienne Métropole, 2020.
- [6] Christian BIRKEL et Chris SOULSBY. « Advancing tracer-aided rainfall–runoff modelling : a review of progress, problems and unrealised potential ». In : *Hydrological Processes* 29.25 (2015), p. 5227-5240. ISSN : 1099-1085. DOI : <https://doi.org/10.1002/hyp.10594>. URL : <https://onlinelibrary.wiley.com/doi/abs/10.1002/hyp.10594> (visité le 17/02/2021).
- [7] Péter BORSÁNYI et al. « Modelling real-time control options on virtual sewer systems ». In : *Journal of Environmental Engineering and Science* 7.4 (1<sup>er</sup> juil. 2008), p. 395-410. ISSN : 1496-2551. DOI : 10.1139/S08-004. URL : <https://www.icevirtuallibrary.com/doi/10.1139/S08-004> (visité le 09/07/2021).
- [8] *Cartes mensuelles et annuelles - MétéoSuisse*. URL : [https://www.meteosuisse.admin.ch/home/climat/le-climat-suisse-en-detail/cartes-mensuelles-et-annuelles.html?filters=precip\\_mean\\_2020\\_yy\\_2020](https://www.meteosuisse.admin.ch/home/climat/le-climat-suisse-en-detail/cartes-mensuelles-et-annuelles.html?filters=precip_mean_2020_yy_2020) (visité le 11/05/2021).
- [9] Vinay CHANDWANI et al. « Soft Computing Approach for Rainfall-runoff Modelling : A Review ». In : *Aquatic Procedia*. INTERNATIONAL CONFERENCE ON WATER RESOURCES, COASTAL AND OCEAN ENGINEERING (ICWRCOE'15) 4 (1<sup>er</sup> jan. 2015), p. 1054-1061. ISSN : 2214-241X. DOI : 10.1016/j.aqpro.2015.02.133. URL : <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2214241X15001340> (visité le 17/02/2021).

- [10] Lei CHEN et al. « A Deep Learning-Based Methodology for Precipitation Nowcasting With Radar ». In : *Earth and Space Science* 7.2 (2020), e2019EA000812. ISSN : 2333-5084. DOI : <https://doi.org/10.1029/2019EA000812>. URL : <https://agupubs.onlinelibrary.wiley.com/doi/abs/10.1029/2019EA000812> (visité le 15/02/2021).
- [11] *Climatologie globale à Saint-Etienne - Bouthéon - Infoclimat*. URL : <https://www.infoclimat.fr/climatologie/globale/saint-etienne-boutheon/07475.html> (visité le 11/05/2021).
- [12] *Découvrir Saint-Chamond*. Ville de Saint-Chamond. URL : <https://www.saint-chamond.fr/decouvrir-saint-chamond/> (visité le 16/07/2021).
- [13] *Fedlex*. URL : [https://www.fedlex.admin.ch/eli/cc/1998/2863\\_2863\\_2863/fr](https://www.fedlex.admin.ch/eli/cc/1998/2863_2863_2863/fr) (visité le 18/06/2021).
- [14] H. M. GARCIA. *Combined Logical-numerical Enhancement of Real-time Control of Urban Drainage Networks*. Google-Books-ID : lme32tmhMk8C. CRC Press, 4 juin 2007. 250 p. ISBN : 9789054106517.
- [15] Francesco GRANATA, Rudy GARGANO et Giovanni DE MARINIS. « Support Vector Regression for Rainfall-Runoff Modeling in Urban Drainage : A Comparison with the EPA's Storm Water Management Model ». In : *Water* 8.3 (mar. 2016), p. 69. DOI : 10.3390/w8030069. URL : <https://www.mdpi.com/2073-4441/8/3/69> (visité le 17/02/2021).
- [16] « Einleitung ». In : *Siedlungswasserwirtschaft*. Sous la dir. de Willi GUJER. Berlin, Heidelberg : Springer, 2007, p. 1-18. ISBN : 9783540343301. DOI : 10.1007/978-3-540-34330-1\_1. URL : [https://doi.org/10.1007/978-3-540-34330-1\\_1](https://doi.org/10.1007/978-3-540-34330-1_1) (visité le 07/07/2021).
- [17] T. HAIDEN et al. « The Integrated Nowcasting through Comprehensive Analysis (INCA) System and Its Validation over the Eastern Alpine Region ». In : *Weather and Forecasting* 26.2 (1<sup>er</sup> avr. 2011), p. 166-183. ISSN : 1520-0434, 0882-8156. DOI : 10.1175/2010WAF2222451.1. URL : [https://journals.ametsoc.org/view/journals/wefo/26/2/2010waf2222451\\_1.xml](https://journals.ametsoc.org/view/journals/wefo/26/2/2010waf2222451_1.xml) (visité le 19/07/2021).
- [18] M. J. HAMMOND et al. « Urban flood impact assessment : A state-of-the-art review ». In : *Urban Water Journal* 12.1 (2 jan. 2015), p. 14-29. ISSN : 1573-062X. DOI : 10.1080/1573062X.2013.857421. URL : <https://doi.org/10.1080/1573062X.2013.857421> (visité le 09/07/2021).
- [19] C. J. HUTTON et al. « Real-time Data Assimilation in Urban Rainfall-runoff Models ». In : *Procedia Engineering*. 12th International Conference on Computing and Control for the Water Industry, CCWI2013 70 (1<sup>er</sup> jan. 2014), p. 843-852. ISSN : 1877-7058. DOI : 10.1016/j.proeng.2014.02.092. URL : <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1877705814000940> (visité le 23/02/2021).
- [20] *Hydraulique fluviale (TGC volume 16) - Écoulement et phénomènes de transport dans les canaux à géométrie simple - Walter H. Graf, Mustafa Altınakar (EAN13 : 9782880748128)*. EPFL Press. URL : <https://www.epflpress.org/produit/66/9782880748128/hydraulique-fluviale-tgc-volume-16> (visité le 26/03/2021).
- [21] *hydroweb*. URL : <http://hydro.eaufrance.fr/presentation/procedure.php> (visité le 09/08/2021).

- [22] Frédéric JORDAN et Anton SCHLEISS. *Modèle de prévision et de gestion des crues-optimisation des opérations des aménagements hydroélectriques à accumulation pour la réduction des débits de crue*. Rapp. tech. EPFL-LCH, 2007.
- [23] P. KRAUSE, D. P. BOYLE et F. BÄSE. « Comparison of different efficiency criteria for hydrological model assessment ». In : *Advances in Geosciences*. Proceedings of the 8th Workshop for Large Scale Hydrological Modelling - Oppurg 2004 - 8th workshop for Large-scale hydrological modelling, Oppurg, Germany, 11&ndash;13 November 2004. T. 5. Copernicus GmbH, 16 déc. 2005, p. 89-97. DOI : <https://doi.org/10.5194/adgeo-5-89-2005>. URL : <https://adgeo.copernicus.org/articles/5/89/2005/> (visité le 23/02/2021).
- [24] *Le système de prévision COSMO - MétéoSuisse*. URL : <https://www.meteosuisse.admin.ch/home/systemes-de-mesure-et-de-prevision/systemes-d-alertes-et-de-previsions/Le-systeme-de-prevision-cosmo.html> (visité le 02/08/2021).
- [25] LLUVIA. *Models and Modeling in FEWS Part I*. SlideServe. 15 sept. 2014. URL : <https://www.slideserve.com/lluvia/models-and-modeling-in-fews-part-i> (visité le 07/08/2021).
- [26] Alain MALISSARD et Rainer Maria RILKE. *Les Romains Et L'Eau : Fontaines, Salles De Bains, Thermes, Egouts, Aqueducs*. iUniverse, déc. 1999. 262 p. ISBN : 9781583487112.
- [27] J. MARSALEK. « Review of Stormwater Source Controls in Urban Drainage ». In : *Advances in Urban Stormwater and Agricultural Runoff Source Controls*. Sous la dir. de Jiri MARSALEK et al. NATO Science Series. Dordrecht : Springer Netherlands, 2001, p. 1-15. ISBN : 9789401005326. DOI : 10.1007/978-94-010-0532-6\_1. URL : [https://doi.org/10.1007/978-94-010-0532-6\\_1](https://doi.org/10.1007/978-94-010-0532-6_1) (visité le 09/07/2021).
- [28] Nathalie MAYER. *Aqueduc*. Futura. URL : <https://www.futura-sciences.com/sciences/definitions/pont-aqueduc-17455/> (visité le 21/07/2021).
- [29] Richard H. MCCUEN, Zachary KNIGHT et A. Gillian CUTTER. « Evaluation of the Nash–Sutcliffe Efficiency Index ». In : *Journal of Hydrologic Engineering* 11.6 (1<sup>er</sup> nov. 2006), p. 597-602. ISSN : 1084-0699. DOI : 10.1061/(ASCE)1084-0699(2006)11:6(597). URL : <https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/%28ASCE%291084-0699%282006%2911%3A6%28597%29> (visité le 22/02/2021).
- [30] « Modeling and real-time control of urban drainage systems : A review ». In : *Advances in Water Resources* 85 (1<sup>er</sup> nov. 2015), p. 120-132. ISSN : 0309-1708. DOI : 10.1016/j.advwatres.2015.08.007. URL : <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0309170815001931> (visité le 07/07/2021).
- [31] Tero J. NIEMI et al. « Applicability of open rainfall data to event-scale urban rainfall-runoff modelling ». In : *Journal of Hydrology* 547 (1<sup>er</sup> avr. 2017), p. 143-155. ISSN : 0022-1694. DOI : 10.1016/j.jhydro.2017.01.056. URL : <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0022169417300641> (visité le 17/02/2021).
- [32] *Nowcasting (prévision à courte échéance) - MétéoSuisse*. URL : <https://www.meteosuisse.admin.ch/home/systemes-de-mesure-et-de-prevision/systemes-d-alertes-et-de-previsions/nowcasting.html> (visité le 04/03/2021).

- [33] « Optimal control of urban drainage systems. A case study ». In : *Control Engineering Practice* 12.1 (1<sup>er</sup> jan. 2004), p. 1-9. ISSN : 0967-0661. DOI : 10.1016/S0967-0661(02)00280-0. URL : <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0967066102002800> (visité le 09/07/2021).
- [34] Robert OSINSKI et François BOUTTIER. « Short-range probabilistic forecasting of convective risks for aviation based on a lagged-average-forecast ensemble approach ». In : *Meteorological Applications* 25.1 (2018), p. 105-118. ISSN : 1469-8080. DOI : <https://doi.org/10.1002/met.1674>. URL : <https://rmets.onlinelibrary.wiley.com/doi/abs/10.1002/met.1674> (visité le 16/02/2021).
- [35] Luca PANZIERA et al. « A radar-based regional extreme rainfall analysis to derive the thresholds for a novel automatic alert system in Switzerland ». In : *Hydrology and Earth System Sciences* 20.6 (15 juin 2016), p. 2317-2332. ISSN : 1027-5606. DOI : <https://doi.org/10.5194/hess-20-2317-2016>. URL : <https://hess.copernicus.org/articles/20/2317/2016/> (visité le 04/03/2021).
- [36] « Performance of stormwater detention tanks for urban drainage systems in northern Italy ». In : *Journal of Environmental Management* 101 (30 juin 2012), p. 33-45. ISSN : 0301-4797. DOI : 10.1016/j.jenvman.2012.02.003. URL : <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0301479712000497> (visité le 09/07/2021).
- [37] « Real-time control in combined sewer systems in Germany—some case studies ». In : *Urban Water* 4.4 (1<sup>er</sup> déc. 2002), p. 347-354. ISSN : 1462-0758. DOI : 10.1016/S1462-0758(02)00031-6. URL : <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S1462075802000316> (visité le 07/07/2021).
- [38] Kaspar RUFIBACH. « Use of Brier score to assess binary predictions ». In : *Journal of Clinical Epidemiology* 63.8 (1<sup>er</sup> août 2010), p. 938-939. ISSN : 0895-4356, 1878-5921. DOI : 10.1016/j.jclinepi.2009.11.009. URL : [https://www.jclinepi.com/article/S0895-4356\(09\)00363-1/abstract](https://www.jclinepi.com/article/S0895-4356(09)00363-1/abstract) (visité le 23/02/2021).
- [39] Soorok RYU et al. « Improved rainfall nowcasting using Burgers' equation ». In : *Journal of Hydrology* 581 (1<sup>er</sup> fév. 2020), p. 124140. ISSN : 0022-1694. DOI : 10.1016/j.jhydrol.2019.124140. URL : <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0022169419308753> (visité le 15/02/2021).
- [40] A. SEDKI, D. OUAZAR et E. EL MAZOUDI. « Evolving neural network using real coded genetic algorithm for daily rainfall–runoff forecasting ». In : *Expert Systems with Applications* 36.3 (1<sup>er</sup> avr. 2009), p. 4523-4527. ISSN : 0957-4174. DOI : 10.1016/j.eswa.2008.05.024. URL : <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S095741740800225X> (visité le 04/03/2021).
- [41] Katja SEGELKE et al. « Implementation of an integrated real-time control system of sewer system and waste water treatment plant in the city of Wilhelmshaven ». In : *Urban Water Journal* 10.5 (1<sup>er</sup> oct. 2013), p. 330-341. ISSN : 1573-062X. DOI : 10.1080/1573062X.2013.820331. URL : <https://doi.org/10.1080/1573062X.2013.820331> (visité le 07/07/2021).
- [42] Bora SHEHU et Uwe HABERLANDT. « Relevance of merging radar and rainfall gauge data for rainfall nowcasting in urban hydrology ». In : *Journal of Hydrology* 594 (1<sup>er</sup> mar. 2021), p. 125931. ISSN : 0022-1694. DOI : 10.1016/j.jhydrol.2020.125931. URL : <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0022169420313925> (visité le 15/02/2021).

- [43] Xingjian SHI et al. « Deep Learning for Precipitation Nowcasting : A Benchmark and A New Model ». In : *arXiv :1706.03458 [cs]* (5 oct. 2017). arXiv : 1706.03458. URL : <http://arxiv.org/abs/1706.03458> (visité le 27/05/2021).
- [44] I. V. SIDERIS et al. « NowPrecip : localized precipitation nowcasting in the complex terrain of Switzerland ». In : *Quarterly Journal of the Royal Meteorological Society* 146.729 (2020), p. 1768-1800. ISSN : 1477-870X. DOI : <https://doi.org/10.1002/qj.3766>. URL : <https://rmets.onlinelibrary.wiley.com/doi/abs/10.1002/qj.3766> (visité le 04/03/2021).
- [45] Zbyněk SOKOL et al. « Probabilistic precipitation nowcasting based on an extrapolation of radar reflectivity and an ensemble approach ». In : *Atmospheric Research* 194 (15 sept. 2017), p. 245-257. ISSN : 0169-8095. DOI : 10.1016/j.atmosres.2017.05.003. URL : <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0169809516305142> (visité le 15/02/2021).
- [46] Suez Smart SOLUTIONS. *SUEZ Smart Solutions, innovative solutions for the environment*. URL : <https://www.suezsmartsolutions.com/en/gamme-fiche-produits/aquadvanced-R> (visité le 08/07/2021).
- [47] *Synthèse des valeurs réglementaires pour les substances chimiques, en vigueur dans l'eau, les denrées alimentaires et dans l'air en France au 30 juin 2020 | Ineris*. URL : <https://www.ineris.fr/fr/synthese-valeurs-reglementaires-substances-chimiques-vigueur-eau-denrees-alimentaires-air-france-30> (visité le 20/07/2021).
- [48] Alaa THARWAT. « Classification assessment methods ». In : *Applied Computing and Informatics* 17.1 (1<sup>er</sup> jan. 2020), p. 168-192. ISSN : 2210-8327. DOI : 10.1016/j.aci.2018.08.003. URL : <https://doi.org/10.1016/j.aci.2018.08.003> (visité le 20/07/2021).
- [49] *Une ville à fort potentiel*. Ville de Saint-Chamond. URL : <https://www.saint-chamond.fr/economie/une-ville-a-fort-potentiel/> (visité le 03/05/2021).
- [50] Bureau de la communication-Web & multimédia – WEBMASTER@LAUSANNE.CH. *Evacuation des eaux*. Site officiel de la Ville de Lausanne. URL : <https://www.lausanne.ch/vie-pratique/energies-et-eau/eau/proprietaires-et-professionnels/evacuation-des-eaux.html> (visité le 14/06/2021).
- [51] Wang-chun WOO et Wai-kin WONG. « Operational Application of Optical Flow Techniques to Radar-Based Rainfall Nowcasting ». In : *Atmosphere* 8.3 (mar. 2017), p. 48. DOI : 10.3390/atmos8030048. URL : <https://www.mdpi.com/2073-4433/8/3/48> (visité le 15/02/2021).
- [52] Seong-Sim YOON. « Adaptive Blending Method of Radar-Based and Numerical Weather Prediction QPFs for Urban Flood Forecasting ». In : *Remote Sensing* 11.6 (jan. 2019), p. 642. DOI : 10.3390/rs11060642. URL : <https://www.mdpi.com/2072-4292/11/6/642> (visité le 15/02/2021).

# Table des figures

Fig. 1	Vestige d'un aqueduc romain, témoin d'une gestion intelligente de l'eau. [28]	2
Fig. 2	Diagramme des infrastructures principales de rétention du réseau de Harrenberg en Allemagne. Source : Weyand [37]. . . . .	7
Fig. 3	En haut, la mesure des précipitations. En bas, la mesure du taux de remplissage du bassin de la station de pompage <i>PS South</i> , la simulation avec RTC et la simulation sans RTC : événement du 17 et 18 décembre 2011. Source : Seggelke et al. [41] . . . . .	8
Fig. 4	Mesure du volume déversé cumulé au bassin de la station de pompage <i>PS South</i> , la simulation avec RTC et la simulation sans RTC : événement du 17 et 18 décembre 2011. Source : Seggelke et al. [41]. . . . .	8
Fig. 5	Ammoniac ( $\text{NH}_3$ ) : courbes des deux degré d'expositions 0 (début des effets létaux) et 1 (mortalité de 10%) ([2], Module S, page 13). . . . .	12
Fig. 6	Niveaux de stress physiologique des poissons en fonction de la concentration en MES et de la durée d'exposition ([2], Module S, page 14). . . . .	13
Fig. 7	Évolution des concentrations de MES au cours d'un épisode pluvial (exemple d'un événement mesuré) [2]. . . . .	14
Fig. 8	Exemple et schématisation à gauche d'un déversoir latéral avec seuil à crête haute et à droite un <i>Leaping Weir</i> . . . . .	15
Fig. 9	Structure du modèle pluie-débit proposé par Hutton et al. [19] . . . . .	15
Fig. 10	Compromis entre la performance et le complexité du modèle en fonction de l'incertitude dans la modélisation [6]. . . . .	16
Fig. 11	Architecture d'un réseau neuronal [40]. . . . .	16
Fig. 12	Méthode d'assimilation et d'utilisation des mesures pour la modélisation pluie-débit [19]. . . . .	17
Fig. 13	Table de confusion d'une prédiction binaire [48]. . . . .	18
Fig. 14	L'architecture du système AROME-PI. La ligne du haut et du bas représentent les cycles AROME et les flèches en gris clair correspondent aux conditions initiales. La ligne du centre est la succession heure par heure du lancement d'AROME-PI. Une fois par jour est faite une réinitialisation des conditions initiales grâce aux mesures au niveau du sol [1]. . . . .	21
Fig. 15	Analyse des prévisions INCA. En haut à gauche, l'interpolation des mesures au sol. En haut à droite, les mesures radar non corrigées, en bas à gauche les mesures radar corrigées et en bas à droite les prévisions INCA. Les stations de mesures sont représentées par les points noirs et les stations radar par les triangles rouges [17]. . . . .	22
Fig. 16	Emplacement géographique de St-Chamond. Source : Open Street Map . . .	23
Fig. 17	Vue de St-Chamond et des collines avoisinantes. Source : st-chamond.fr [12] .	24



Fig. 18	Vue d'ensemble du réseau d'égouts de St-Chamond. . . . .	25
Fig. 19	Illustration des différents types de DO du réseau d'égouts. En bleu clair l'eau restant dans le réseau, en bleu foncé l'eau déversée. Photos : manuel d'auto-surveillance, Veolia [5] . . . . .	26
Fig. 20	Schématisation du fonctionnement de la STEP. Les triangles verts représentent les mesures prises sur place. Source : Hydrique Ingénieurs . . . . .	27
Fig. 21	Illustration en quatre images du bassin de Terrenoire. Photos : Frédéric Jordan, Bertil Décosterd . . . . .	27
Fig. 22	Type de schéma conceptuel pour la modélisation pluie-débit. Source : Deltares [25] . . . . .	28
Fig. 23	Utilisation et fonctions des modèles RS de St-Chamond. Source : Hydrique Ingénieurs . . . . .	29
Fig. 24	Fonctionnement des prévisions instantanées du débit à la STEP et leur performance en 2020. . . . .	30
Fig. 25	Fonctionnement de la gestion du débit en sortie de Terrenoire, qui dépend des prévisions instantanées des débits. . . . .	31
Fig. 26	Méthode générale d'analyse des bassins versants urbains par modélisation RS URBAN. Source : Hydrique Ingénieurs . . . . .	32
Fig. 27	Concept de modélisation des bassins versants urbains avec RS URBAN. Source : Hydrique Ingénieurs . . . . .	32
Fig. 28	À gauche : modélisation des surfaces imperméables et perméables. À droite : principe de calcul des ECP, avec extraction d'une partie des eaux infiltrées vers le réseau d'eau usée en fonction de la saturation du sol. Source : Hydrique Ingénieurs . . . . .	33
Fig. 29	Schéma d'une canalisation ovoïde et cylindrique. La surface mouillée se calcul dans le premier cas en intégrant le bord la conduite le long de l'axe $x$ et dans le deuxième cas en en fonction de l'angle $\theta$ . . . . .	37
Fig. 30	Exemples des hauteurs d'eau aux DO, dont une partie est inutilisable. . . . .	39
Fig. 31	Représentativité des déversements : illustration de la classification faite visuellement . . . . .	40
Fig. 32	Schématisation du mauvais calage du taux séparatif des bassins versants situés entre le BO Terrenoire et le DO Wilson. . . . .	41
Fig. 33	Schématisation de la méthodologie pour valider l'utilisation du modèle RS final dans l'amélioration du système d'alarme. . . . .	44
Fig. 34	Exemple du 27 janvier 2020. Ni les mesures, ni le modèle n'augmentent, toutefois les prévisions prévoient une augmentation soudaine du débit. . . . .	45
Fig. 35	Exemple du 19 septembre 2020. Ici aussi, les prévisions prévoient un pic alors que les mesures n'augmentent pas. A l'inverse de la Fig. 34, cette augmentation soudaine a lieu après un pic dans les mesures. . . . .	46
Fig. 36	Exemple du 12 octobre 2020. Ici, les prévisions surestiment le maximum du débit entrant à la STEP. . . . .	46
Fig. 37	Schéma du processus d'amélioration du système d'alarme par calcul et analyse des prévisions instantanées. . . . .	48
Fig. 38	Front de Pareto : performance des différents algorithmes testés. . . . .	49

Fig. 39	Première amélioration de l'algorithme déterminant le débit maximum admis en sortie du bassin de Terrenoire. . . . .	52
Fig. 40	Volumes annuel déversés en fonction des algorithmes testés sur les prévisions parfaites. Les simulations sont lancées entre le 13.12.2019 et le 01.01.2021. . .	53
Fig. 41	Évènement du 22 Juillet 2020. Règle d'ouverture de vanne initiale et déversements à Terrenoire et à Wilson. . . . .	54
Fig. 42	Évènement du 22 Juillet 2020 : débit entrant à la STEP, avec lequel deux consignes sont calculées (Algorithmes <i>Prev parf 6</i> et <i>Algo 2</i> ). Sont ajoutés pour les deux cas la hauteur du bassin, le débit déversé à Terrenoire et le débit déversé à Wilson. . . . .	55
Fig. 43	Volume déversé en fonction de différents algorithmes testés avec les prévisions INCA. Y sont ajoutés les <i>Algo 1</i> et <i>2</i> (utilisés en opérationnel) et l'algorithme <i>Prev Parf 6</i> appliqué aux prévisions INCA. . . . .	57
Fig. 44	Évènement du 26 et 27 octobre 2020 : en haut l'ouverture selon la règle 30/45, en bas le débit déversé à Terrenoire et celui déversé à Wilson. . . . .	57
Fig. 45	Évènement du 26 et 27 octobre : en noir les prévisions parfaites et en bleu les prévisions INCA. En haut, la consigne du débit admis en sortie de Terrenoire ( <i>Algo 591</i> ), au milieu le débit déversé à Wilson et en bas le débit déversé à Terrenoire. . . . .	58
Fig. 46	Résumé des volumes déversés selon plusieurs consignes. La règle 30/45 n'utilise pas de prévisions et les algorithmes <i>Algo 2</i> , <i>5</i> , <i>54</i> , <i>58</i> et <i>591</i> sont testés une fois avec les prévisions réelles et une fois avec les prévisions parfaites. L'optimum est le minimum atteint avec des prévisions parfaites (algorithme <i>Prev Parf 6</i> ). . . . .	59
Fig. 47	Rehaussement de la lame de déversement du bassin de Terrenoire : illustration et tableau des deux relations hauteur d'eau - débit déversé implémentés dans le modèle. Photo : Frédéric Jordan. . . . .	60
Fig. 48	A gauche le DO vu depuis le dessus. Le rayon $R$ est le rayon de la conduite en amont et $R_c$ le rayon de courbure. A droite les dimensions mesurées sur place de la conduite en amont. En bleu traitillé, l'approximation faite pour le calcul de la hauteur normale de l'écoulement libre. . . . .	61
Fig. 49	Coefficient de perte de charge en fonction du rapport $R/R_c$ . . . . .	61
Fig. 50	Bilan des volumes déversés avec et sans les deux mesures proposées au BO Terrenoire et au DO Lafayette. . . . .	63
Fig. 51	Concentration maximale de $N-NH_4$ après déversements dans le Gier, en fonction d'une gamme de débits possibles. Le débit minimum assuré en amont ( $0.3 \text{ m}^3/\text{s}$ ) et les valeurs limites sont ajoutées. . . . .	66
Fig. 52	Concentration maximale de MES après déversements dans le Gier, en fonction d'une gamme de débits possibles. Le débit minimum assuré en amont ( $0.3 \text{ m}^3/\text{s}$ ) et les valeurs limites sont ajoutées. . . . .	66
Fig. 53	Volume annuel déversé aux différents déversoirs d'orage. Valeurs calculées sur la base d'une simulation. . . . .	68
Fig. 54	Concentration (mg/l) moyenne de matières en suspension dans les déversements simulés aux différents déversoirs d'orage. Valeurs calculées sur la base d'une simulation. . . . .	69

Fig. 55	Concentration (mg/l) moyenne d'ammonium dans les déversements simulés aux différents déversoirs d'orage. Valeurs calculées sur la base d'une simulation.	69
Fig. 56	Volume à retenir fonction de la surface réduite et de la limite imposée en sortie de bassin versants.	71
Fig. 57	Schéma d'une coupe verticale d'un bassin de rétention souterrain.	72
Fig. 58	Illustration des surfaces maximales disponibles pour la construction de nouveaux bassins de rétention.	73
Fig. 59	Éléments à prendre en compte pour la rétention sur les toits.	74
Fig. 60	Illustration des surfaces disponibles dans les sous-bassins versants sélectionnés pour la rétention locale.	75

## Liste des tableaux

Tab. 1	Résumé des différents composants requis pour une liste donnée de modèles de contrôle en temps réel. Source : Garcia et al. [30]	6
Tab. 2	Tableau des valeurs impératives et guides afin que les eaux douces soient aptes à la vie des poissons. Source : INERIS [47]	10
Tab. 3	Tableau classifiant les différents cours d'eau selon la directive VSA ([2], Module S, page 11).	11
Tab. 4	Valeurs analysées et prédites par INCA, leur input et leur fréquence de mise à jour. NWP = output d'un modèle NWP, SFC = observations en surface, RAD = données radar, SAT = données satellites. [17]	22
Tab. 5	Débits de déversement $Q_d$ calculés par loi hydraulique. Sont encore ajoutées la hauteur de l'écoulement libre, l'énergie cinétique, la hauteur finale (si l'écoulement s'arrête) et la hauteur de pelle, qui est la hauteur des seuils fixes ou le diamètre de la conduite en aval ( <i>Leaping Weir</i> ).	37
Tab. 6	Débits de déversement du modèle RS URBAN initial et ceux du modèle calé par comparaison débits simulés - mesures des hauteurs d'eau.	39
Tab. 7	Modèle RS URBAN initial et avec le modèle du premier calage : analyse par catégorisation de la représentativité des débits déversés mesurés.	41
Tab. 8	Taux séparatif des bassins versants en amont de Wilson dans le modèle initial et final. Sont ajoutés le débit de déversement du DO Wilson et le coefficient de Nash-Sutcliffe.	42
Tab. 9	Vue d'ensemble des débits de déversements pour chaque modèle. Sont ajoutés les performances à la STEP calculées avec le coefficient de Nash-Sutcliffe, le HIT et le FAR.	42
Tab. 10	Description des algorithmes lanceur d'alarme. $Qt_0$ , $Qt_{-1}$ , $Qt_{-2}$ et $Qt_{-3}$ sont les mesures du débit à la STEP au moment du calcul des prévisions instantanées, puis 10, 20 et 30 minutes avant.	47

Tab. 11	Paramétrage des algorithmes testés avec les prévisions parfaites. Toutes les valeurs sont des débits (m <sup>3</sup> /s). . . . .	53
Tab. 12	Paramétrage des algorithmes testés sur les prévisions réelles. Toutes les valeurs sont des débits m <sup>3</sup> /s. . . . .	56
Tab. 13	Volume déversé sur l'ensemble du réseau avec la règle initiale, la règle initiale et les mesures constructives, avec l'algorithme 591 et, finalement, avec l'algorithme 591 et les deux mesures constructives. . . . .	64
Tab. 14	Diminution, par rapport à la règle initiale, de la masse totale de N-NH <sub>4</sub> et de MES rejetée en fonction des règles d'ouverture de vanne et des mesures constructives . . . . .	65
Tab. 15	Détails des diminutions, par rapport à la règle initiale, de la masse totale de N-NH <sub>4</sub> et de MES rejetée en fonction des règles d'ouverture de vanne et des deux mesures constructives proposées. . . . .	65
Tab. 16	Diminution des volumes déversés aux différents DO et à la STEP en fonction de la limitation, dans le modèle RS, des débits d'eau de ruissellement sortant des bassins versants. . . . .	70
Tab. 17	Résumé des paramètres importants dans la proposition de bassins de rétention.	72
Tab. 18	Estimation du prix de la rétention par bassin enterré, sur la base de mandats d'Hydrique Ingénieurs. . . . .	73
Tab. 19	Résumé des paramètres importants dans la proposition de rétention sur les toits. . . . .	74
Tab. 20	Estimation du prix de la rétention à la source par toits végétalisés, sur la base de mandats d'Hydrique Ingénieurs. . . . .	75



*Vue du Gier vers l'amont, en aval du BO Terrenoire (F.Jordan)*