

**École polytechnique de Louvain**

# **Analyse et modélisation des solutions aux inondations de Rochefort en juillet 2021**

Auteur: **Alessio MARCHETTO**  
Promoteur: **Sandra SOARES FRAZAO**  
Lecteurs: **Pierre LATTEUR, Nathan DELPIERRE**  
Année académique 2022–2023  
Master [120] : ingénieur civil des constructions

# Remerciements

Avant d'entrer dans le vif du sujet, je tiens à remercier tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à ce travail.

La première personne que je tiens à remercier est ma promotrice Sandra Soares-Fraza. Elle a été d'une aide précieuse aux moments où j'en avais le plus besoin et m'a guidé durant ce second quadrimestre.

La deuxième personne que je remercie beaucoup, c'est Yves Zech. Il m'a permis d'approfondir mes connaissances et d'explorer de nouvelles choses grâce à son expertise, ses conseils et son aide.

Ensuite, je tiens à remercier Nathan Delpierre qui m'a accordé son aide dans la prise en main des différents logiciels et programmes durant tout ce second quadrimestre. Je le remercie également pour sa bonne humeur et sa bienveillance en toutes circonstances.

Je remercie également Pierre Latteur, pour sa disponibilité, ses conseils durant mes années de master. Je le remercie aussi d'avoir accepté d'être un des lecteurs de ce mémoire.

Je tiens finalement à remercier Emma Legrand, ma partenaire de travail durant ces cinq années d'études qui a su me motiver, m'aider et me tirer vers le haut.

## Résumé

L'urbanisation croissante et le changement climatique sont deux facteurs de grande influence sur le comportement des cours d'eau dans le monde. De plus, la fréquence ainsi que l'intensité des crues sont en constante augmentation ces dernières années causant des inondations et entraînant énormément de dommages tant sur le plan économique qu'humain.

Depuis maintenant plusieurs années, l'étude d'inondations et les modèles hydrologiques et hydrauliques sont sujets à de nombreuses recherches dans le but d'améliorer les modélisations et ainsi pouvoir prédire au mieux les inondations futures.

Ce travail de fin d'étude propose un exemple de procédures qui recense les différentes étapes clés pour la prise en charge d'une étude d'inondations, afin de comprendre l'évènement rencontré en juillet 2021 en Belgique. Il suggère également des solutions pour deux endroits en particulier dans la commune de Rochefort qui a été gravement sinistrée : la plaine des sports et le centre de Jemelle.

Dans un premier temps, une mise en contexte est réalisée tant sur l'endroit qui va être étudié que sur les méthodes de modélisations existantes. Ensuite, une explication plus technique est fournie sur la modélisation hydrologique et hydraulique. Pour finir, une mise en application des explications techniques est réalisée en vue de caractériser l'évènement et d'analyser le comportement du site face à la crue. Des solutions sont ensuite présentées, analysées et discutées afin de rendre les lieux plus résilients face à ce type d'évènement.

# Table des matières

<b>1</b>	<b>Introduction</b>	<b>1</b>
1.1	Mise en contexte . . . . .	1
1.1.1	Rétrospective globale de l'évènement . . . . .	1
1.1.2	Zoom sur la commune de Rochefort . . . . .	2
1.2	Objectifs de l'étude . . . . .	6
<b>2</b>	<b>État de l'art</b>	<b>8</b>
2.1	Les causes des inondations urbaines : le changement climatique, la topographie et l'urbanisation . . . . .	9
2.2	Les conséquences des inondations . . . . .	10
2.2.1	Impact économique . . . . .	10
2.2.2	Impact sur la santé . . . . .	11
2.3	Les différents types de modèles . . . . .	11
2.3.1	Les modèles hydrauliques-hydrologiques . . . . .	11
2.3.2	Les modèles hydrauliques-hydrologiques améliorés . . . . .	12
2.3.3	Les automates cellulaires . . . . .	12
2.3.4	Les modèles statistiques . . . . .	12
2.3.5	Les modèles d'IA/ML . . . . .	13
<b>3</b>	<b>Modélisation hydrologique</b>	<b>14</b>
3.1	Analyse pluviométrique . . . . .	14
3.2	Analyse des courbes IDF (intensité - durée - fréquence) . . . . .	15
3.3	La méthode de Thiessen . . . . .	16
3.4	Le modèle SCS-LR . . . . .	18
3.5	Utilisation du logiciel ATHYS . . . . .	20
3.5.1	Introduction . . . . .	20
3.5.2	Usage des différents modules . . . . .	21
<b>4</b>	<b>Modélisation hydrauliques</b>	<b>25</b>
4.1	Équations de Saint-Venant . . . . .	25

4.2	Résolution numérique des équations de Saint-Venant par la méthode des volumes finis . . . . .	26
4.3	HydroFlow . . . . .	27
<b>5</b>	<b>Résultats</b>	<b>30</b>
5.1	La plaine des sports . . . . .	30
5.1.1	Analyse hydrologique . . . . .	30
5.1.2	Modélisation hydrologique . . . . .	33
5.1.3	Analyse de la situation existante . . . . .	37
5.1.4	Analyse de l'impact des différentes solutions envisagées . . . . .	42
5.2	Le centre de Jemelle . . . . .	46
5.2.1	Analyse hydrologique . . . . .	47
5.2.2	Modélisation hydrologique . . . . .	48
5.2.3	Analyse de la situation existante . . . . .	51
5.2.4	Analyse de l'impact des différentes solutions envisagées . . . . .	56
<b>6</b>	<b>Conclusion</b>	<b>62</b>
6.1	Pistes d'améliorations . . . . .	63
<b>A</b>	<b>Coefficient de Manning</b>	<b>64</b>
<b>B</b>	<b>Données intensité - durée - fréquence (IDF)</b>	<b>65</b>
<b>C</b>	<b>Capacité de stockage du sol : valeur du nombre S (mm)</b>	<b>71</b>

# Chapitre 1

## Introduction

### 1.1 Mise en contexte

#### 1.1.1 Rétrospective globale de l'évènement

En juillet 2021, la Belgique a été confrontée à de fortes précipitations causées par le blocage d'une goutte froide sur l'Europe occidentale [7]. Le mardi 13 juillet, ces précipitations ont augmenté en intensité, entraînant des débordements de ruisseaux et nécessitant une intervention importante des pompiers, principalement dans le sud du pays, notamment dans le Brabant wallon, la région de Charleroi et les provinces de Namur et de Liège. Les graves inondations qui ont durement touché la Wallonie en juillet 2021 ont entraîné de nombreuses pertes humaines et des dommages considérables. Face à cette situation dramatique, le Gouvernement wallon et tous les services publics régionaux se sont mobilisés pour coordonner les efforts de reconstruction de la région [6].

Les dégâts causés au territoire sont sans précédent, avec un nombre incalculable de victimes, dont une quarantaine ont perdu la vie [21]. Les coûts estimés pour les travaux de réparation s'élèvent à environ 5,2 milliards d'euros [6].

La reconstruction des infrastructures ainsi que le soutien aux personnes touchées par cette catastrophe exigent et continueront d'exiger une mobilisation totale de toutes les ressources de la Wallonie, que ce soit en termes de logement, d'aide alimentaire, de gestion des déchets, d'aménagement du territoire ou encore de relance économique.

Ces événements tragiques ont mis en lumière la nécessité de comprendre les causes de ces inondations et de mieux prévoir les risques futurs liés aux crues dans la région. Il est donc crucial de mener une étude pour comprendre les mécanismes à l'origine de ces inondations et identifier les mesures à prendre afin de réduire les impacts d'événements similaires à l'avenir [21].

Parmi les neuf communes de catégorie 1 [11], c'est-à-dire parmi les communes les plus durement sinistrées : Chaudfontaine, Esneux, Liège, Limbourg, Pepinster, Rochefort, Theux, Trooz et Verviers, nous nous concentrerons dans ce travail sur l'étude d'inondation de la commune de Rochefort, ou du moins sur une partie de celle-ci (voir figure 1.1).

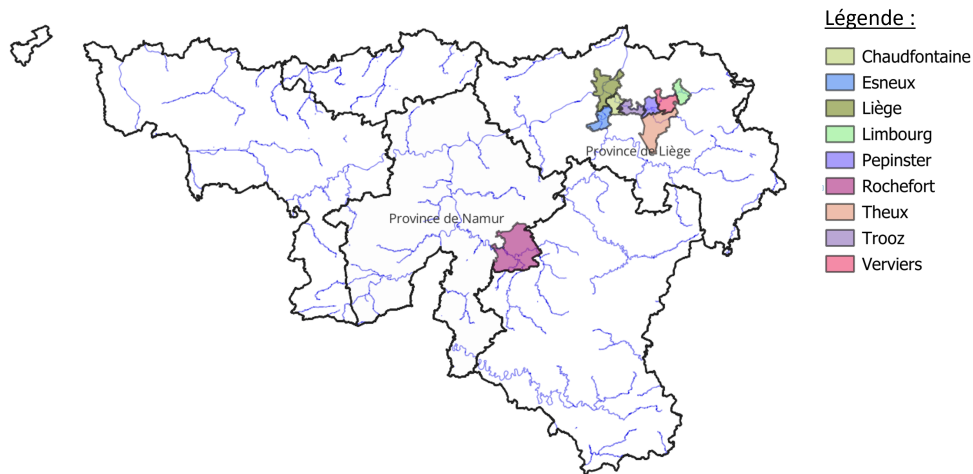


FIGURE 1.1 – Carte avec les 9 communes de catégorie 1

### 1.1.2 Zoom sur la commune de Rochefort

Dans cette étude, nous examinerons les causes des inondations de Rochefort ainsi que les solutions imaginées. Les deux cours d'eau d'intérêt seront donc la Lomme et la Wamme (voir figure 1.2). La Wamme prend sa source dans la commune de Nassogne. La Lomme, quant à elle, prend sa source dans la commune de Libramont. C'est à Jemelle que ces deux cours d'eau se rejoignent et la Lomme rejoindra plus tard la Lesse, entre Lessive et Éprave.

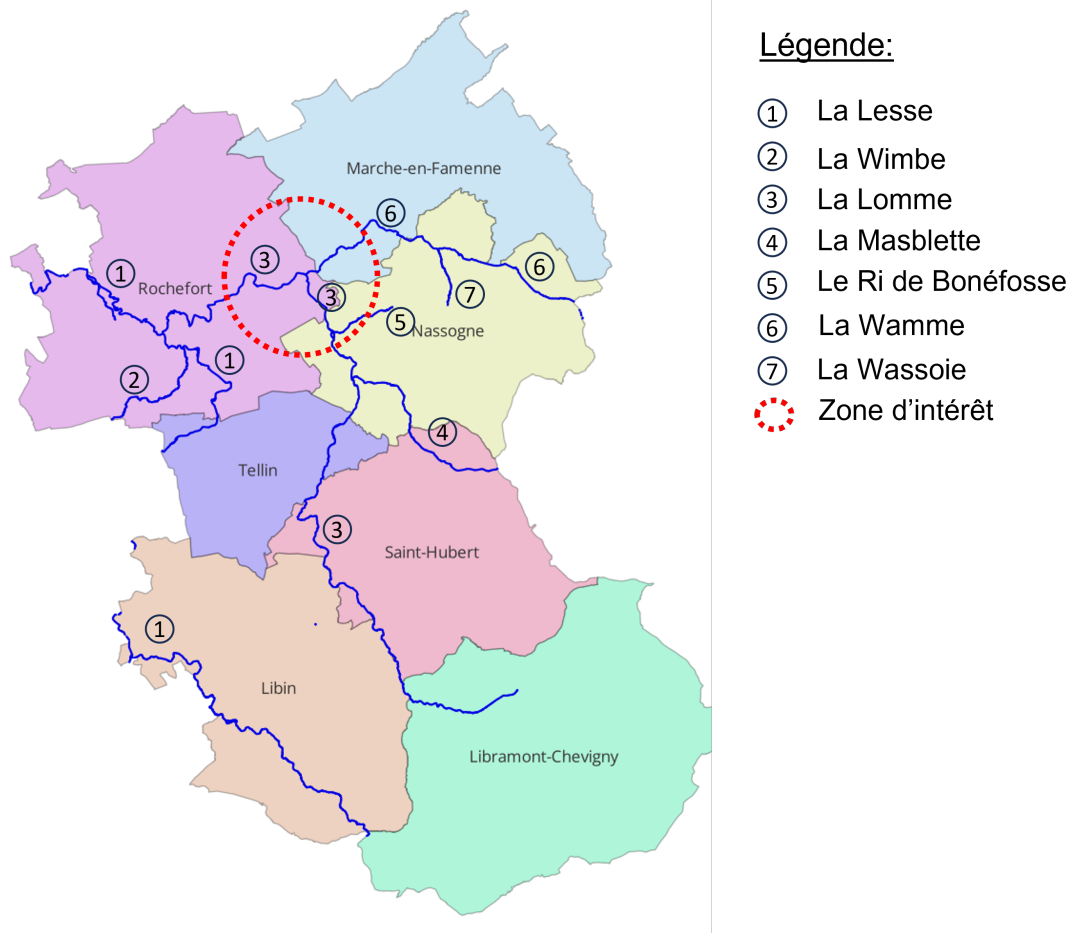


FIGURE 1.2 – Carte des cours d’eau de la commune de Rochefort et des alentours

Les inondations du 14 juillet 2021 à Rochefort ont laissé une forte impression dans l’esprit des habitants de la région. Les précipitations étaient très intenses, avec des pluies incessantes qui ont provoqué le débordement de la Lomme et de la Wamme [28].

Les autorités et les services de secours étaient en état d’alerte face à la montée des eaux. Les prévisions annonçaient des quantités de pluie très élevées, de l’ordre de 100 à 150 mm sur une période de 72 heures, ce qui équivaut à une quantité d’eau considérable. Les premières évacuations ont été ordonnées dès le 14 juillet après-midi, et il était conseillé aux habitants de se mettre à l’abri dans les étages supérieurs des habitations ou de quitter les lieux si possible.

Malheureusement, malgré les mesures prises, les inondations ont été dévastatrices. Les eaux ont submergé les rues de Rochefort. Les secours ont fait tout leur possible pour intervenir, mais la situation était extrêmement difficile. Certains véhicules et

équipements ont été endommagés lors des opérations de sauvetage risquées menées par les pompiers.

La décrue a commencé le 16 juillet, avec une diminution rapide du niveau de l'eau. Cependant, les dégâts étaient considérables, de nombreuses habitations ont été sinistrées, certaines étant déclarées inhabitables. Les routes ont dû être nettoyées et certaines ont même été fermées. Malgré ces difficultés, une grande solidarité et entraide se sont mises en place à Rochefort.

Nous pouvons voir les images ci-dessous (voir figure 1.3), différents endroits pris en photo à l'aide d'un drone quelques heures après le débit de pointe. L'étendue de la zone inondée, n'a jamais été aussi importante.



1



2



3



4



5



6

FIGURE 1.3 – Rochefort et Jemelle sous eaux

## 1.2 Objectifs de l'étude

Suite aux inondations, le souhait des autorités a été la mise en œuvre d'une approche globale pour la réurbanisation des territoires touchés par les événements de juillet 2021, en tirant les enseignements de ces événements [27]. Afin d'assurer une reconstruction rapide et de réduire la charge administrative et financière pesant sur les autorités locales, le Gouvernement, en collaboration avec le SPW, a coordonné différentes actions au bénéfice, et avec la participation, des autorités communales. Le marché public émis par les autorités se divise en 3 missions distinctes rappelées dans le rapport final du CREAT (centre de recherches et d'études pour l'action territoriale) [27].

L'objectif de ce travail s'inscrit dans la mission A qui vise au diagnostic et à la proposition de pistes de remédiation ciblées sur les infrastructures, du service en charge de l'étude. Le but est donc de fournir des résultats de test par rapport aux solutions envisagées dans le rapport. Les tests concerneront 2 des 3 zones représentées sur la figure 1.4 : la plaine des sports et le centre de Jemelle.

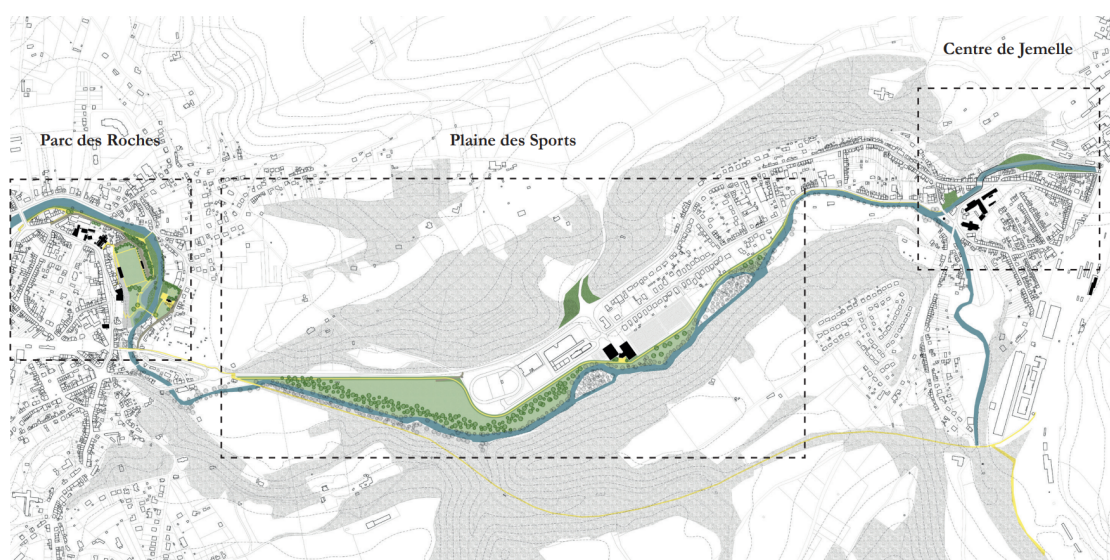


FIGURE 1.4 – Propositions d'aménagements pour les 3 zones [27]

Conformément aux objectifs du PDDQ (plan de (re)développement durable des quartiers), et suite à l'analyse cartographique des problèmes et enjeux de Jemelle, le service en charge de l'étude a proposé différentes solutions qui se basent sur les différents principes ci-dessous :

- **Augmenter la section** (voir figure 1.5) : Ce premier principe vise à élargir le lit mineur dans le but d'augmenter le débit maximal avant débordement.

- **Accueillir des crues** (voir figure 1.6) : Les crues sont des phénomènes naturels qu'il est important de gérer en prévoyant des zones d'immersions temporaires ou en aménageant des zones résilientes aux inondations.
- **Protéger des éléments vulnérables** (voir figure 1.7) : Protection à l'aide de digues ou murs.
- **Renaturer les berges** (voir figure 1.8) : Amélioration de la biodiversité sur les berges et la qualité de l'eau de rivière.
- **Valoriser le paysage et la mobilité douce** (voir figure 1.9) : Les travaux de protection contre les inondations doivent offrir une opportunité de valoriser le paysage, créer de nouveaux espaces publics et renforcer les réseaux de mobilité douce.

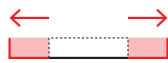


FIGURE 1.5 – Augmentation de section [27]

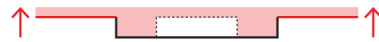


FIGURE 1.6 – Accueil des crues [27]

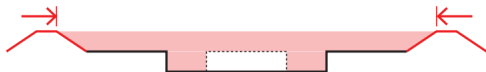


FIGURE 1.7 – Protection des éléments vulnérables [27]



FIGURE 1.8 – Renaturation des berges [27]



FIGURE 1.9 – Valorisation du paysage et de la mobilité douce [27]

Les modifications suggérées ci-dessus ainsi que leurs buts seront analysés et détaillés plus en profondeur en fonction des caractéristiques spécifiques de chaque site dans le chapitre 5 "Résultat" de ce travail.

# Chapitre 2

## État de l'art

Les inondations urbaines représentent un sujet d'actualité mondial aux conséquences graves [16, 22]. Elles ont fait l'objet d'études approfondies ces dernières années. La recherche sur celles-ci est urgente et encourage à la création de modèles et de techniques d'atténuation pour mieux comprendre et gérer ce problème. Le but de ce chapitre est dans un premier temps, d'énumérer les différentes causes aux inondations urbaines, dans un second temps, de relever les différentes conséquences des inondations sur le plan économique et humain, et dernièrement de faire un récapitulatif des modèles de calcul pour améliorer la prévision des inondations ainsi que la résilience des villes sujettes à inondation. La figure 2.1 ci-dessous reprend les différents paramètres qui sont traités dans ce chapitre.

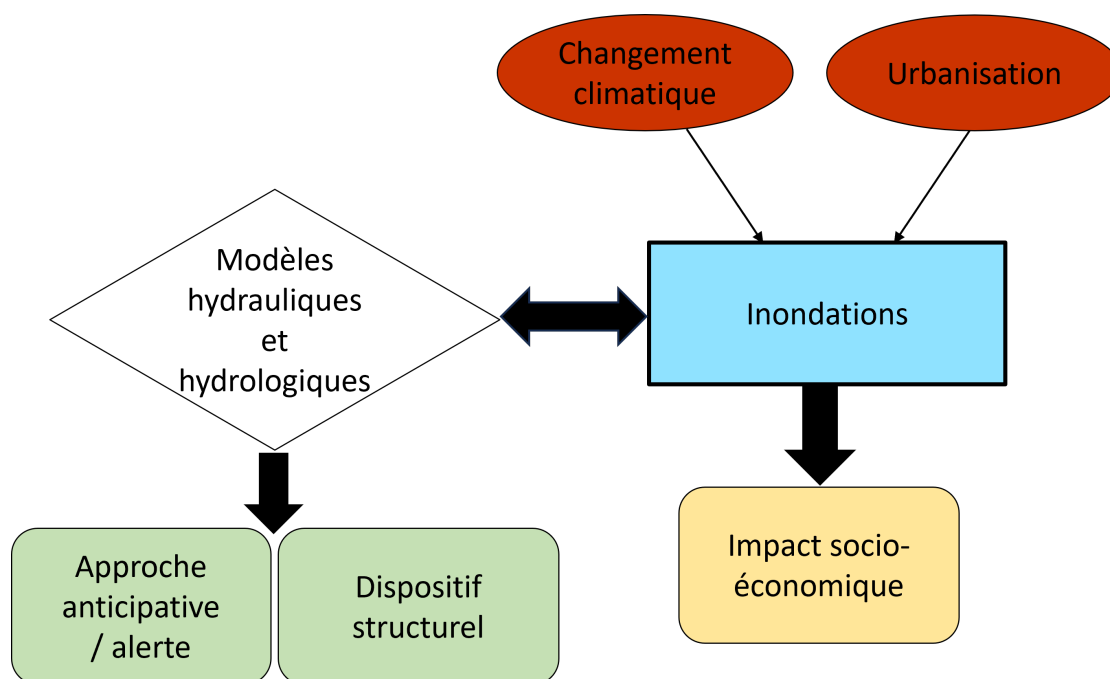


FIGURE 2.1 – Organigramme des éléments clés de l’État de l’Art

## 2.1 Les causes des inondations urbaines : le changement climatique, la topographie et l’urbanisation

Tout d’abord, les précipitations sont identifiées comme la principale cause des inondations urbaines. Bien que la fonte des neiges puisse jouer un rôle dans les régions nordiques, les événements de pluie sont le principal facteur déclenchant des inondations urbaines dans la plupart des cas. La nature des précipitations est également prise en compte, avec des paramètres tels que l’intensité, la durée et la quantité totale de pluie [22, 16]. Il est important de considérer ces paramètres dans les modèles d’évaluation des risques d’inondation.

Le changement climatique cause une augmentation de l’intensité mais, également, de la fréquence des précipitations pendant la saison estivale [30]. De plus, la montée du niveau de la mer est un facteur supplémentaire qui menace les zones côtières urbaines, augmentant la probabilité de débordement des eaux marines pendant les événements pluvieux[24]. Pour ce qui est des conséquences aux changements climatiques, pour la Belgique et plus précisément la Wallonie, le GIEC résume dans sa synthèse les différentes observations qui ont pu être faites et proposent des

adaptations pour les années futures [21].

Ensuite, la topographie est un autre facteur déterminant du risque d'inondation [16]. La pente et l'altitude du terrain jouent un rôle essentiel dans la manière dont l'eau s'écoule et s'accumule dans les zones urbaines. Les zones à faible altitude ou avec une faible pente ont tendance à être plus vulnérables aux inondations car elles facilitent l'accumulation d'eau. Les zones situées près des côtes sont particulièrement vulnérables aux inondations, en raison de la possibilité de débordement des eaux côtières pendant les événements pluvieux, aggravée par la montée du niveau de la mer et les tempêtes.

Finalement, les caractéristiques du sol et de la couverture terrestre sont également importantes dans le risque d'inondation [16]. Les surfaces imperméables, telles que les routes en béton et les bâtiments, empêchent l'infiltration de l'eau dans le sol, augmentant ainsi le ruissellement et le risque d'inondation. Les bâtiments peuvent également perturber les flux d'eau et créer des obstacles à l'écoulement naturel. À l'inverse, les surfaces vertes et perméables peuvent contribuer à atténuer le risque d'inondation en permettant une meilleure infiltration de l'eau et un ralentissement de l'écoulement.

## **2.2 Les conséquences des inondations**

### **2.2.1 Impact économique**

D'un point de vue économique, les inondations engendrent des conséquences qui touchent l'ensemble de la population dans la zone impactée. Ces conséquences se traduisent par des pertes tant pour la municipalité, qui doit réparer les infrastructures routières endommagées, que pour les résidents qui peuvent être contraints de faire appel à leurs assurances, le cas échéant. Les commerçants subissent également des pertes, étant incapables d'exercer leurs activités. En plus des dommages matériels, de tels événements ont le potentiel de provoquer des interruptions de services de transport et d'électricité [16]. Les inondations de 2021 en Belgique, plus précisément en Wallonie, ont impacté 45 000 logements, ont mis hors état d'usage 11 000 voitures et ont abîmé environ 560 ponts. Au total, cela a coûté 5,2 milliards d'euros à la Région wallonne[6]. Le Gouvernement a financé des repas qui ont été distribués aux sinistrés et également versé une prime de 550€ aux familles sinistrées pour le surcout énergétique causé par le séchage de l'habitation. Les communes ont reçu aussi une aide financière. Au total, 51 millions d'euros ont été versés aux communes de catégorie 1 [8].

## 2.2.2 Impact sur la santé

Diverses formes d'impacts sur la santé se manifestent dans ce contexte. On distingue d'abord des répercussions directes qui surviennent pendant les inondations, englobant des incidents tels que les noyades, l'hypothermie, les accidents de véhicules ou encore les effondrements de structures. Parallèlement, des conséquences indirectes émergent, comme le risque de complications liées au transport de patients ou à l'indisponibilité de professionnels compétents tels que médecins et chirurgiens.

À moyen terme, des effets se matérialisent sous la forme de complications issues de blessures, d'infections ou d'intoxications. Il y a deux types de contamination, la contamination de l'eau qui peut engendrer des maladies telles que le virus de l'hépatite A ou encore Salmonella et la contamination au monoxyde de carbone. En Allemagne, en 2013, suite à de fortes pluies pendant plusieurs jours, des enfants ont été infectés [24]. À plus longue échéance, l'accent est mis principalement sur les troubles mentaux et les maladies psychologiques[31, 19].

## 2.3 Les différents types de modèles

Dans cette partie, nous traitons les avancées récentes dans la modélisation des inondations urbaines, un domaine crucial pour évaluer les risques et protéger les populations et les infrastructures. Elle présente différentes approches de modélisation, notamment les modèles hydrauliques-hydrologiques, les automates cellulaires, les modèles statistiques et les modèles d'intelligence artificielle et d'apprentissage automatique (AI/ML). Chaque modèle dispose de ses avantages et de ses limites. Une combinaison des différents modèles peut être utilisée pour obtenir des résultats plus complets et précis. Des recherches continues dans ce domaine sont nécessaires pour améliorer les modèles et mieux comprendre les mécanismes des inondations urbaines.

### 2.3.1 Les modèles hydrauliques-hydrologiques

Les modèles hydrauliques-hydrologiques sont considérés comme l'approche traditionnelle dans l'évaluation des inondations urbaines. Ils permettent de simuler le ruissellement des eaux pluviales en surface et dans le réseau d'égouts, en prenant en compte les caractéristiques du terrain et du réseau de drainage. Le Storm Water Management model (SWMM) [17] est un exemple de modèle hydraulique-hydrologique couramment utilisé pour la conception des systèmes de drainage et l'évaluation des risques d'inondation. Le modèle SCS-CN permet de simuler la transformation des précipitations en ruissellement sur les surfaces imperméables et d'estimer le débit de ruissellement et l'écoulement des eaux de pluie à travers les

bassins versants. Un autre exemple de modèle de calcul est le modèle HEC-RAS. Il analyse les crues et les débits dans les rivières et les cours d'eau. Il est utilisé entre autre pour prévoir les niveaux d'eau pendant les crues et pour évaluer les risques d'inondation. Cependant, il ne peut pas être utilisé lorsque la pente du cours d'eau est supérieure à 10% [1]. Tout ces modèles sont de type 1D/1D et/ou 1D/2D et permettent de représenter respectivement les mouvements d'eau unidimensionnels et bidimensionnels dans les zones urbaines.

### **2.3.2 Les modèles hydrauliques-hydrologiques améliorés**

Afin d'améliorer la vitesse de calcul et la précision des prédictions, certaines avancées récentes ont été réalisées dans les modèles hydrauliques-hydrologiques. Des techniques telles que l'utilisation des équations de Shallow Water Equations (SWEs) et des Graphic Processing Units (GPUs) ont été intégrées pour accélérer le processus de modélisation. Des modèles tels que JFLOW, LISFLOOD-FP et PRIMo [25] ont été développés pour réduire le temps de calcul et améliorer les performances des simulations.

### **2.3.3 Les automates cellulaires**

Les automates cellulaires (CA) [18] sont une approche de modélisation basée sur une grille, qui permet de simplifier les plans d'ingénierie du réseau de drainage en utilisant des règles simples pour simuler la propagation de l'eau dans les zones urbaines. Cette approche offre des avantages en termes de vitesse de calcul et de réduction des besoins en données, car elle ne nécessite pas de détails spécifiques du réseau de drainage. Les automates cellulaires ont été utilisés avec succès pour simuler les inondations urbaines et cartographier les zones à risque.

### **2.3.4 Les modèles statistiques**

Les modèles statistiques utilisent des techniques probabilistes pour évaluer les risques d'inondation ou prédire les occurrences d'inondation [32]. Ces modèles sont particulièrement utiles lorsque les données sur le réseau de drainage sont limitées ou inaccessibles. Des méthodes telles que la régression linéaire généralisée, la régression logistique et l'analyse bayésienne sont couramment utilisées pour analyser les facteurs d'inondation et cartographier les zones à risque [32]. Ces approches statistiques ont été appliquées avec succès dans diverses études urbaines pour identifier les facteurs influençant les inondations et prédire les zones à risque [16].

### 2.3.5 Les modèles d'IA/ML

Les modèles d'IA/ML sont des approches modernes pour évaluer et prédire les inondations urbaines. Les réseaux de neurones artificiels (ANN)[20] et les arbres de décision (DT) sont des techniques populaires utilisées pour la prédiction des crues, la cartographie des zones inondables et l'analyse des images aériennes pour détecter les zones inondées. Les ANN sont des modèles d'apprentissage automatique capables de comprendre des relations non linéaires complexes et ont été largement utilisés pour prédire les niveaux d'eau, la pluviométrie et le débit des cours d'eau. Les DT sont des modèles hiérarchiques qui créent des règles de décision à partir des données d'entrée et sont largement utilisés pour la classification et la prédiction dans les études d'inondations urbaines. Un exemple d'intelligence artificielle récemment mis sur le marché est FloodHub[4]. Ce logiciel développé par Google permet de prédire des inondations jusqu'à 7 jours à l'avance dans 80 pays.

# Chapitre 3

## Modélisation hydrologique

### 3.1 Analyse pluviométrique

Pour une caractérisation approfondie d'un événement pluvieux survenu, il est essentiel de mener une analyse détaillée des mesures de précipitations enregistrées par les pluviomètres environnants. Le pluviomètre est un instrument météorologique conçu pour mesurer la quantité de précipitations, principalement de pluie, qui tombe pendant un intervalle de temps défini à un emplacement donné [14]. Ces données sont enregistrées d'une manière qui dépend du fonctionnement du type de pluviomètre dont il est question. Quoi qu'il en soit, ces données ont pour but de renseigner la quantité de pluies tombées, le début de l'évènement et la fin de celui-ci.

À partir de là, nous pouvons introduire la notion d'intensité [3]. L'intensité moyenne d'une averse s'exprime comme le rapport entre la hauteur de pluie observée et la durée  $t$  de l'averse :

$$i_m = \frac{h}{t} \quad (3.1)$$

où  $i_m$  est l'intensité moyenne [mm/h],  $h$  est la hauteur de pluie de l'averse [mm] et  $t$  est la durée de l'averse [h].

L'intensité est une grandeur qui va varier tout au long de l'évènement. Plutôt que de se concentrer sur l'ensemble de l'averse et son intensité moyenne, on peut analyser les intensités enregistrées sur des intervalles de temps spécifiques où la hauteur de pluie est maximale. On parle alors d'intensité maximale des précipitations. Cette approche permet de mieux comprendre les variations les plus fortes et significatives de l'intensité des précipitations au cours de l'évènement pluvieux. Arrive ensuite la notion de hyétogramme qui est une représentation graphique (voir figure 3.1), sous forme d'un histogramme, de l'intensité de la pluie en fonction du temps. Il décrit la variation temporelle de l'intensité des précipitations.

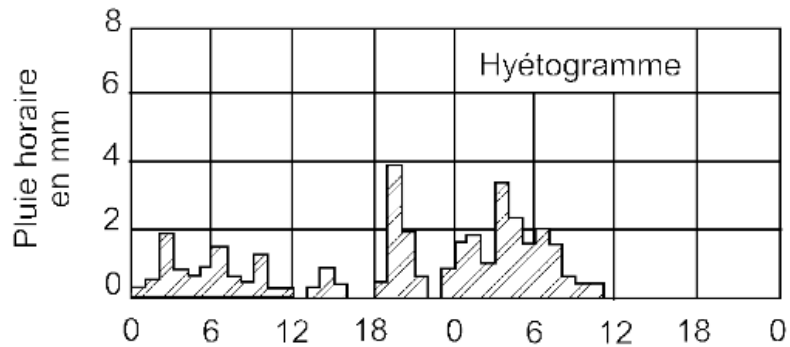


FIGURE 3.1 – Hyétoqramme [10]

### 3.2 Analyse des courbes IDF (intensité - durée - fréquence)

Avant d'aborder les courbes IDF, il est nécessaire de mentionner au préalable ce qu'est le temps de retour d'un évènement. Le temps de retour  $T$  d'un évènement se définit comme étant l'inverse de la fréquence d'apparition de celui-ci. Ainsi, l'intensité d'une pluie de temps de retour  $T$  est l'intensité qui sera dépassée en moyenne toutes les  $T$  années [3].

Grâce à l'analyse des précipitations, deux lois générales de pluviosité ont pu être définies et se formulent comme suit : Pour un même temps de retour (fréquence d'apparition), l'intensité d'une pluie est inversement proportionnelle à sa durée. En conséquence, à durée égale, une précipitation sera d'autant plus intense que son intervalle de retour sera grand (c'est-à-dire que sa fréquence d'apparition sera faible).

Ces lois permettant d'établir les relations entre les intensités, la durée et la fréquence d'apparition des pluies peuvent être représentées selon des courbes caractéristiques appelées courbes Intensité-Durée-Fréquence dont la fréquence exprime le temps de retour (voir figure 3.2).

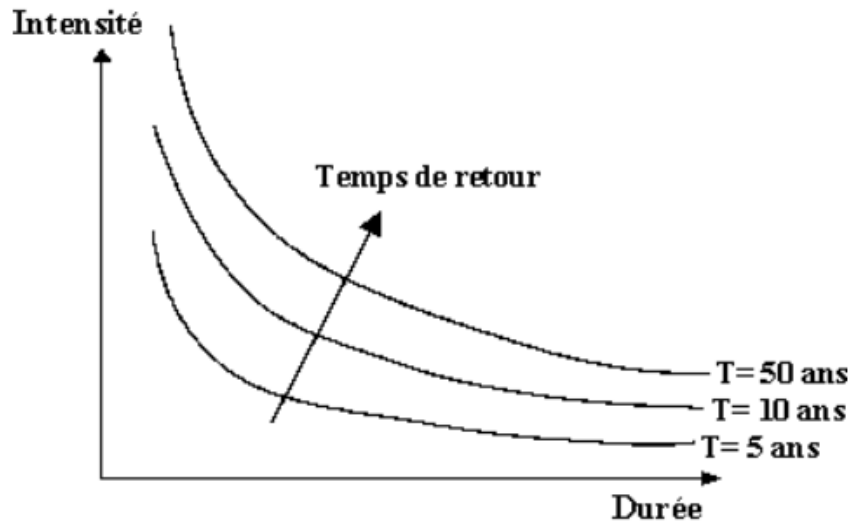


FIGURE 3.2 – Représentation schématique des courbes IDF [3]

Les courbes IDF ne sont pas une finalité en elles-mêmes, mais sont conçues dans un objectif bien déterminé. D'une part, elles synthétisent les données pluviométriques spécifiques à une station donnée, et d'autre part, elles permettent de calculer efficacement des débits de projet, d'estimer les débits de crue et de déterminer les pluies de projet utilisées dans la modélisation hydrologique. La construction de ces courbes peut se faire de manière analytique ou alors de manière statistique. Les données recueillies sont alors ajustées, à un pas de temps choisi, à une loi statistique qui doit décrire relativement bien la répartition des extrêmes. C'est la loi de Gumbel [15] qui est la plus utilisée pour ce genre d'analyse et qui sera juste citée à titre d'information.

### 3.3 La méthode de Thiessen

Jusqu'à présent, nous avons vu comment traiter des données pluviométriques. Cependant, ces données sont ponctuelles et le but d'une modélisation hydrologique, c'est de comprendre le comportement de l'ensemble d'une zone. Il faut donc étendre nos mesures ponctuelles sur une surface de la manière la plus réfléchie possible en regard de la disposition des pluviomètres sur la carte.

La méthode utilisée dans ce travail, et la plus couramment utilisée de manière générale, c'est la méthode de Thiessen. En utilisant cette méthode, il devient possible d'évaluer des valeurs pondérées en tenant compte de chaque station pluviométrique. La première étape consiste à tracer des polygones à l'aide des médiatrices des segments reliant chaque pluviomètre. Ensuite, nous venons découper dans cette

surface une empreise définie par le bassin d'intérêt, comme illustré en bleu dans la figure 3.3. Ceci permet de déterminer différentes zones d'influence. Chaque pluviomètre est associé à une zone d'influence, dont la superficie, exprimée en pourcentage, représente le poids attribué à la valeur enregistrée localement.

Pour obtenir la précipitation moyenne pondérée ( $P_{moy}$ ) pour l'ensemble du bassin, on procède au cumul des précipitations ( $P_k$ ) relevées par chaque station, en les multipliant par leur facteur de pondération (aire  $A_k$ ). Cette somme est ensuite divisée par la surface totale du bassin ( $A$ ).

$$P_{moy} = \frac{\sum A_k \cdot P_k}{A} \quad (3.2)$$

Ainsi, cette approche permet d'estimer la précipitation moyenne sur l'ensemble du bassin en prenant en compte de manière appropriée les contributions de chaque station pluviométrique, en fonction de leur zone d'influence respective.

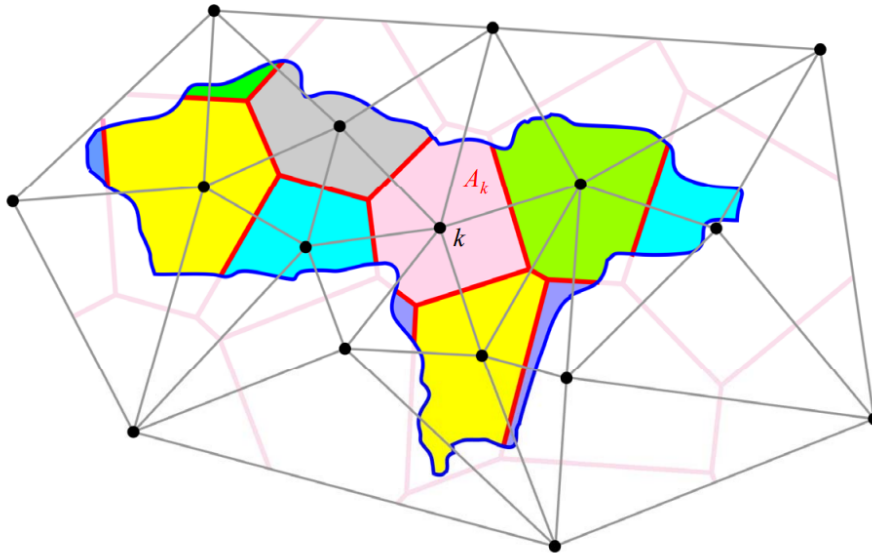


FIGURE 3.3 – Polygones de Thiessen[26]

La suite logique est de comprendre comment ces données pluviométriques étendues sur des bassins hydrographiques complets sont utilisées et sur base de quel modèle. Des logiciels de pointe tels que Athys, parviennent à élaborer des hydrogrammes qui mettent en lien les évènements pluvieux avec la topographie spécifique du site. La précision de ces hydrogrammes sera indispensable pour une investigation plus profonde du comportement du site face aux phénomènes de crues.

### 3.4 Le modèle SCS-LR

Le modèle SCS-LR [2] est un modèle qui repose sur une fonction de production reliant la pluie brute sur chaque maille du bassin versant au débit généré à la sortie de cette maille (voir Figure 3.4).

Ce modèle est dérivé du SCS, où le coefficient de ruissellement à l'instant  $t$  dépend principalement du cumul de précipitations depuis le début de l'épisode  $P(t)$  et de la capacité  $S$  d'un réservoir sol. C'est à partir de ce coefficient et de la pluie brute que la pluie efficace pourra être déterminée. Dans cette version, chaque maille est assimilée à un réservoir sol de capacité  $S$ , alimenté par infiltration et vidangé proportionnellement à son niveau via le coefficient  $ds$ . Une fraction  $\omega$  de la vidange ( $0 < \omega < 1$ ) est acheminée à l'exutoire du bassin, tandis que l'autre fraction ( $1 - \omega$ ) correspond à des pertes par évaporation ou percolation profonde. Le modèle est appliqué à chaque maille avec les mêmes paramètres, mais des entrées pluviométriques différentes, interpolées à partir d'observations disponibles. Ce modèle se caractérise grâce aux équations ci-dessous :

$$Pe(t) = Pb(t) \cdot \left( \frac{P(t) - 0.2S}{P(t) + 0.8S} \right) \cdot \left( 2 - \frac{P(t) - 0.2S}{P(t) + 0.8S} \right) \quad (3.3)$$

$$Vid(t) = ds \cdot stoc(t) \quad (3.4)$$

$$\frac{dstoc(t)}{dt} = Pb(t) - Pe(t) - Vid(t) \quad (3.5)$$

$$Total\ cell\ runoff = Pe(t) + \omega \cdot Vid(t) \quad (3.6)$$

où  $Pb$  est la pluie brute,  $Pe$  la pluie efficace,  $stoc$  le niveau dans le réservoir et  $Vid$  la vidange du réservoir.

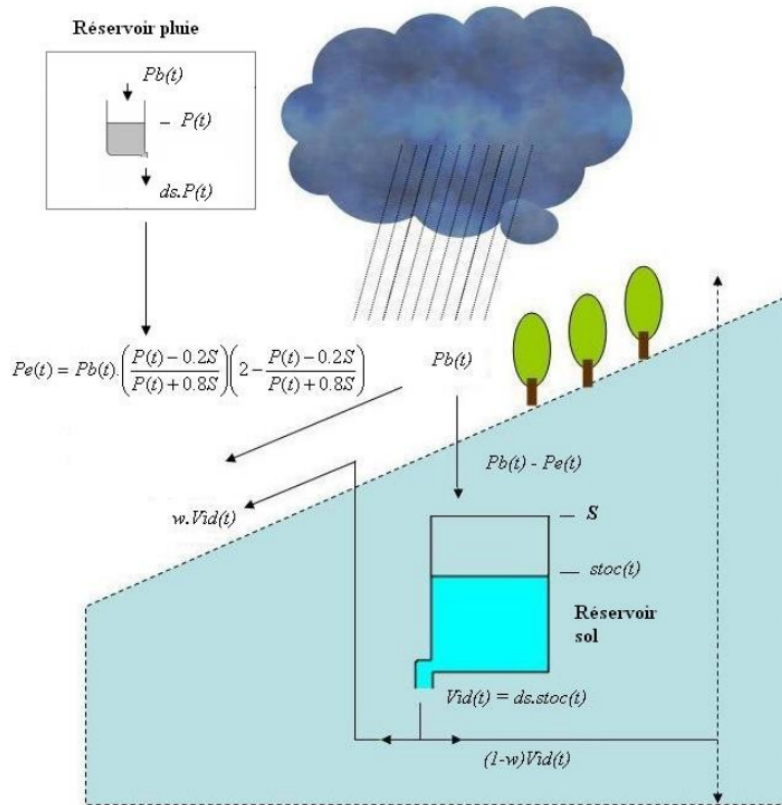


FIGURE 3.4 – Modèle de production opérant pour chaque maille du bassin [2]

Ensuite, la pluie efficace, représentant le débit engendré par chaque maille, met un certain temps pour atteindre l'exutoire et se disperse au cours de son trajet, suivant une courbe exponentielle décroissante (voir Figure 3.5). Le ruissellement produit par chaque maille est ensuite acheminé à l'exutoire du bassin à l'aide d'un modèle translation-stockage ("lag and route"), qui n'est rien d'autre qu'une fonction de transfert. Les trajectoires entre chaque maille et l'exutoire sont déduites d'un modèle numérique de terrain. Pour chaque maille, le modèle calcule un temps de propagation  $T_m$  (translation) et un temps de diffusion  $K_m$  (stockage), permettant de déterminer les débits correspondant à la contribution de la maille  $m$  au temps  $t$ . Ainsi, le modèle simule le cheminement des débits générés par chaque maille du bassin versant jusqu'à l'exutoire, en prenant en compte les délais de propagation et de diffusion. La pluie efficace produite au temps  $t_0$ ,  $P_e(t_0)$ , génère un hydrogramme élémentaire :

$$q_m(t) = \frac{P_e(t_0)}{K_m} \cdot \exp\left(-\frac{t - (t_0 + T_m)}{K_m}\right) \cdot A \quad (3.7)$$

pour  $t \geq t_0 + T_m$  et où  $A$  est la superficie de la maille.

En intégrant toutes les pluies efficaces produites entre le début de l'épisode  $t_0$  et le temps  $t - T_m$ , le débit à l'instant  $t$  de l'hydrogramme élémentaire se calcule comme ceci :

$$Q_m(t) = A \cdot \int_{t_0}^{t-T_m} \frac{Pe(\tau)}{K_m} \cdot \exp\left(-\frac{t - (\tau + T_m)}{K_m}\right) d\tau \quad (3.8)$$

L'hydrogramme complet résulte de la somme des hydrogrammes pour toutes les mailles.

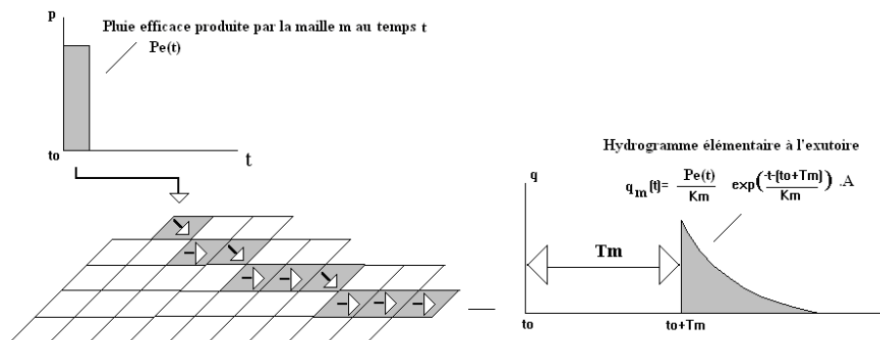


FIGURE 3.5 – Modèle de transfert opérant pour chaque maille du bassin [2]

C'est sur ce modèle que se base le logiciel Athys (ATelier HYdrologique Spatialisé : <http://www.athys-soft.org/>) développé par l'institut de Recherches et Développement (IRD) de Montpellier.

## 3.5 Utilisation du logiciel ATHYS

### 3.5.1 Introduction

Cette section est rédigée à partir du manuel de formation pour le logiciel ATHYS, l'ATelier HYdrologique Spatialisé. Cet outil regroupe un ensemble de modèles hydrologiques associés à des traitements de données hydro-climatiques et géographiques. Il a été développé à l'Institut de Recherche pour le Développement, IRD, pour des applications diverses : la gestion des ressources en eau, la prévision des événements extrêmes, les études d'impact liées à des modifications anthropiques ou climatiques. La plateforme est constituée de quatre modules (voir Figure 3.6). Le premier, MERCEDES, est une plateforme de modélisation spatialisée. Le second, VISHYR, permet le traitement des données hydro-climatiques stationnelles. Le troisième, VICAIR, permet le traitement des données géographiques spatialisées.

Et le dernier, SPATIAL, est une plateforme d'interpolation spatiale. Ces modules seront détaillés davantage dans la sous-section suivante dans l'ordre d'usage pour ce travail ainsi que leur méthode d'utilisation. Le module SPATIAL n'ayant pas été utilisé dans ce travail, il ne fera donc pas l'objet d'une description plus détaillée.



FIGURE 3.6 – Console ATHYS avec ses quatre modules

Avant d'aborder les différents modules de ATHYS et leur usage, il convient d'introduire le logiciel QGIS.

QGIS est un Système d'Information Géographique (SIG) Open Source qui offre de nombreuses fonctionnalités pour explorer, analyser et visualiser des données géospatiales. Comme mentionné dans le chapitre 2 "État de l'art", les systèmes SIG sont utilisés dans divers domaines tels que la cartographie, l'aménagement du territoire, etc. . QGIS permettra de récupérer les résultats d'ATHYS et les afficher pour une visualisation plus complète et une interprétation plus aisée grâce aux différents outils de calcul, de géolocalisation et de dessin.

### 3.5.2 Usage des différents modules

#### VICAIR

Les différentes fonctionnalités utilisées dans ce travail sont reprises sur la figure 3.7. L'utilisation de ce module dans ce travail s'est déroulée en plusieurs étapes :

- La transformation du modèle numérique de terrain qui est un fichier .tiff en un fichier .asc à l'aide de la fonction conversion de l'onglet "Raster" de QGIS.
- La création d'un fichier .dra qui définit les directions d'écoulement dans l'onglet "Traitement des MNT" → "Fichiers dérivés du MNT".
- Une fois le fichier .dra obtenu, il faut corriger les dépressions dans l'onglet "Traitement des MNT" → "Correction du modèle de drainage" → "Correction des dépressions" en vue d'obtenir un fichier .dr1 .
- Le fichier .dr1 permet ensuite d'obtenir le fichier .sbv qui représente le réseau d'écoulement, via "Traitement des MNT" → "Fichiers dérivés du modèle de drainage" → "Fichiers des superficies drainées"
- Ce fichier .dr1 va également servir de base dans l'onglet "Traitement des MNT" → "Fichiers dérivés du modèle de drainage" → "Fichiers des bassins versants". Il faudra finalement mettre les coordonnées du point (choisi à l'aide de QGIS) pour lequel le bassin versant est désiré.

Les deux derniers fichiers créés peuvent directement être importés dans QGIS en les convertissant en fichier .asc.

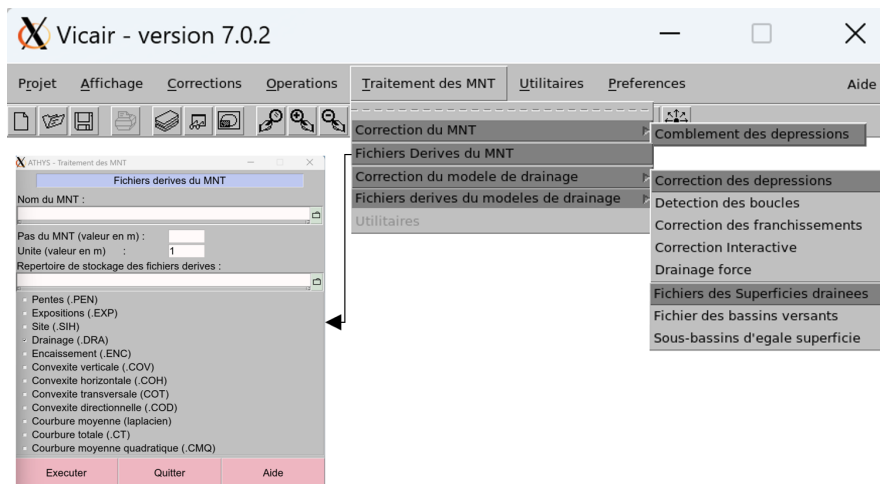


FIGURE 3.7 – Module Vicair et ses différentes fonctions

## VISHYR

Le module Vishyr a plusieurs fonctionnalités (voir figure 3.8). Les deux utilisées dans ce cas-ci sont la conversion d'un fichier .csv en fichier 63 et inversement et la visualisation des données. La conversion des fichiers en type 63 est importante pour l'utilisation du prochain module ainsi que pour pouvoir visualiser les données de sortie du module MERCEDES. L'onglet de visualisation permet d'afficher différents graphiques en fonction de ce qui est donné en entrée. Il est possible de visualiser le

débit observé à un endroit ainsi que les précipitations des pluviomètres présents dans le bassin versant.

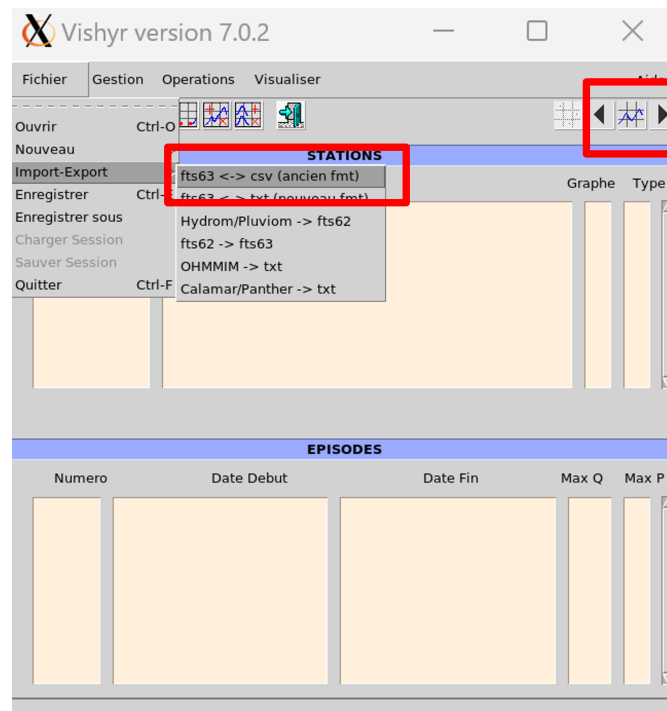


FIGURE 3.8 – Module Vishyr et ses fonctions

## MERCEDES

Ce module a différentes fonctions (voir figure 3.9), certaines étant obligatoires au bon fonctionnement et d'autres seulement dans un cas spécifique. Dans cette étude, toutes les fonctionnalités vont être utilisées à l'exception de "l'Analyse de sensibilité". Les onglets "Bassin versant", "Pluies et débit", "Paramètres modèle" et "Fichiers en sortie" doivent obligatoirement être mis à jour. Mercedes permet à l'aide de différentes données de simuler l'écoulement à un endroit donné pour un évènement en particulier. Dans ce cas-ci, cela va particulièrement être utilisé pour obtenir des hydrogrammes. Les différentes étapes à suivre pour les obtenir sont reprises ci-dessous :

- Dans un premier temps, le fichier MNT (.asc) et le fichier de drainage (.dr1) qui ont été créés juste avant sont donnés en entrée dans l'onglet "Bassin versant", ainsi que les coordonnées des points dont on souhaite connaître le débit.
- Ensuite, le fichier de type 63 qui a été créé à l'aide du module Vishyr va être également donné en entrée dans l'onglet "Pluies et débits". Ce qui permettra

d'avoir la date de l'évènement analysé ainsi que les stations disponibles et leurs coordonnées.

- Pour faire fonctionner le modèle, il est important de fixer les différents paramètres. Ces valeurs optimales sont soit connues à l'avance, soit peuvent être optimisées grâce à la fonction "Optimisation".
- Et pour finir, il ne reste qu'à donner le chemin des fichiers de sortie et de lancer Mercedes pour avoir tous les résultats. Le débit calculé ainsi que les autres données présentes dans le fichier 63 vont être écrits dans un fichier nommé "res". Un autre fichier de sortie important est le fichier "lst" qui recense toutes les informations importantes de la session comme par exemple : les paramètres du modèle, le débit maximal calculé, les coordonnées du point dont le débit a été calculé, ... . Les résultats contenus dans le fichier "res" peuvent être visualisés à l'aide du module Vishyr ainsi qu'exportés en fichier .csv.

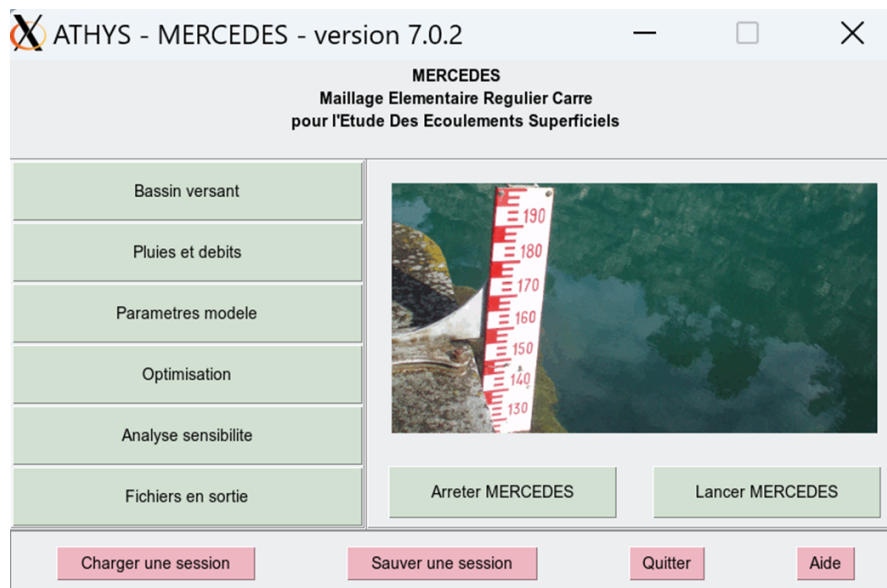


FIGURE 3.9 – Module Mercedes et ses fonctions

# Chapitre 4

## Modélisation hydrauliques

### 4.1 Équations de Saint-Venant

Les équations de Saint-Venant [29], également connues sous le nom d'équations pour les écoulements en eaux peu profondes, sont couramment utilisées dans la modélisation des écoulements transitoires. Avant de les citer, il est utile de mentionner l'origine et les hypothèses qui gouvernent ces équations. Premièrement, elles sont établies pour un canal de forme de section transversale arbitraire, dans le cas unidimensionnel. Il s'agit d'une forme générale qui peut facilement être adaptée à des cas simplifiés (comme une section transversale rectangulaire en 1D) ou étendue à des cas bidimensionnels. Ensuite, les hypothèses qui doivent être prises en compte sont les suivantes :

- Le fluide est incompressible, c'est-à-dire, de densité constante ( $\rho$ )
- La pente de fond est faible, la profondeur d'eau peut donc se calculer directement le long de l'axe  $z$
- Les filets fluides sont parallèles, ce qui implique que la distribution de pression est hydrostatique et que l'on peut définir une vitesse moyenne ( $V = Q/A$ ,  $Q$  étant le débit et  $A$  la section)
- Les pertes de charge dues au frottement sur le lit sont supposées être égales à celles dans des conditions d'écoulement uniforme, de telle sorte qu'une formule de type Manning peut être utilisée pour exprimer la pente de frottement  $S_f$ .

Les équations de St-Venant expriment la conservation de la masse et de la quantité de mouvement. Voici ci-dessous respectivement les équations pour la continuité et la quantité de mouvement :

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (4.1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{Q^2}{A} + gI_1 \right) = gA(S_0 - S_f) + gI_2 \quad (4.2)$$

Où  $Q$  est le débit,  $A$  est l'aire,  $I_1$  est le moment de la section transversale,  $I_2$  est la variation spatiale de la largeur de la coupe transversale,  $S_0$  est la pente de fond,  $S_f$  est la pente de friction.

Ces équations définissent la forme conservative du problème, c'est-à-dire, l'équilibre de la masse et de la quantité de mouvement pour un volume de contrôle. Il existe d'autres variantes dans la formulation selon les besoins et les conditions réels de l'écoulement. Le but ici étant de donner une vue globale sur les concepts utilisés, nous ne nous attarderons pas sur ces variantes. D'autres propriétés telles que la vitesse de propagation de l'information, les discontinuités et les chocs, l'hyperbolicité sont également des propriétés importantes de ces équations mais ne feront pas l'objet d'une description plus détaillée.

La forme conservative des équations précédemment peut se réécrire sous la forme vectorielle ci-dessous :

$$\frac{\partial \mathbf{U}}{\partial t} + \frac{\partial \mathbf{F}(\mathbf{U})}{\partial x} = \mathbf{S}(\mathbf{U}) \quad (4.3)$$

$$\text{avec } \mathbf{U} = \begin{pmatrix} A \\ Q \end{pmatrix}, \mathbf{F}(\mathbf{U}) = \begin{pmatrix} Q \\ \frac{Q^2}{A} + gI_1 \end{pmatrix}, \mathbf{S}(\mathbf{U}) = \begin{pmatrix} 0 \\ gA(S_0 - S_f) + gI_2 \end{pmatrix}.$$

## 4.2 Résolution numérique des équations de Saint-Venant par la méthode des volumes finis

Dans la modélisation des écoulements en eaux peu profondes, les équations de Saint-Venant sont généralement résolues numériquement à l'aide de méthodes de résolution numérique et le plus souvent à l'aide des volumes finis [29].

Les méthodes des volumes finis sont basées sur la discrétisation du domaine en volumes finis et sur la conservation de la masse et de la quantité de mouvement pour chaque volume fini. Cette méthode est adaptée aux géométries complexes et permet d'avoir une grande précision numérique.

Dans le cas unidimensionnel, voici la solution de l'équation 4.3 pour chaque pas  $i$  du domaine 1D.

$$U_i^{n+1} = U_i^n - \frac{\Delta t}{\Delta x} (F_{i+1/2}^* - F_{i-1/2}^*) + S_i^* \Delta t \quad (4.4)$$

Dans le cas d'HydroFlow ou tout autre logiciel de simulation pour un domaine 2D, le domaine est divisé en une série de mailles. Si le maillage est non structuré et constitué de triangles, toutes les mailles auront deux (aux limites) ou trois mailles voisines (à l'intérieur du domaine). Ces mailles adjacentes partagent des interfaces communes. À chaque itération, les variables gouvernantes sont mises à jour pour chaque maille à l'aide de la formule suivante qui est la même que la précédente mais étendue sur un domaine 2D :

$$U_i^{n+1} = U_i^n - \frac{\Delta t}{\Omega_i} \sum_{j=1}^{nb} T_j^{-1} F_{j+1}^* (\bar{U}_j) L_j + S_i \Delta t \quad (4.5)$$

où  $\mathbf{U}$  est le vecteur des variables gouvernantes,  $n$  est l'exposant temporel,  $i$  est l'indice spatial,  $\Delta t$  est le pas de temps,  $\Omega_i$  est la surface de la maille  $i$ ,  $nb$  est le nombre de mailles du domaine,  $T$  est une matrice de rotation,  $F_j^*$  est le flux à l'arête  $j$ ,  $L_j$  est la longueur de l'arête  $j$ , et  $\mathbf{S}$  sont les termes sources. Voici l'expression générale (équation 4.5) d'un schéma de volumes finis destiné à résoudre les équations de Saint-Venant. La question clé de ce schéma réside dans l'évaluation des flux numériques  $F^*$  aux interfaces des mailles, afin de garantir le bon équilibre de la masse et de la quantité de mouvement. La méthode de calcul de ces flux numériques peut se faire suivant différents schémas tels que celui de Pavia, le schéma de Roe ou encore le HLLC tel qu'implémenté dans Hydroflow [23].

### 4.3 HydroFlow

HydroFlow est un programme informatique essentiellement implémenté en C++ avec une partie en Python développée par le groupe de doctorants à l'UCLouvain en vue de faciliter son usage. Cet outil permet de résoudre les équations de Saint-Venant, telles que décrites ci-dessus, à l'aide des volumes finis. Un autre logiciel *PyPims*, celui-ci open-source, permet également de simuler des écoulement [13]. Sa librairie de fonctions est assez similaire à celle d'HydroFlow et permet de comprendre l'ensemble des paramètres qui rentrent en ligne de compte dans un calcul d'écoulement.

La première étape pour pouvoir utiliser HydroFlow est d'avoir tous les fichiers nécessaires pour créer toutes les données d'entrée au programme. Pour ce faire, c'est à nouveau QGIS qui a été utilisé pour produire les différentes couches vectorielles et raster. Il est possible de voir à quoi ressemble ces différentes couches dans le chapitre 5 "Résultats" . Dans un premier temps, il est nécessaire d'avoir le maillage de la zone qui va être traitée. Deux manières différentes sont possibles : soit à l'aide de fonctions présentes dans HydroFlow, soit avec le package *seamsh* présent dans Python. Dans le cas de cette étude, uniquement la deuxième option a été utilisée.

Un exemple 4.1 est présent ci-dessous. Une des valeurs à changer est le code EPSG, qui est un identifiant pour un système de projection géographique, présent à la ligne 9. Ensuite, il faudra changer tous les noms de fichiers en fonction du shapefile (ligne 13), du fichier .tif (ligne 16), et des noms que le fichier de sortie (ligne 25) doit avoir.

```
1 import seamsh
2 from seamsh.geometry import CurveType
3 import seamsh.geometry
4 import numpy as np
5 from osgeo import osr
6
7 domain_srs = osr.SpatialReference()
8
9 domain_srs.ImportFromEPSG(31370)
10
11 domain = seamsh.geometry.Domain(domain_srs)
12
13 domain.add_boundary_curves_shp("lit_majeur.shp",
14                               "Type", CurveType.POLYLINE)
15
16 bath_field = seamsh.field.Raster("Mesh_Wamme_vmur.tif")
17
18 def mesh_size(x,projection) :
19     bath = bath_field(x,projection)
20     return (bath)
21
22 output_srs = osr.SpatialReference()
23 output_srs.ImportFromEPSG(31370)
24
25 seamsh.gmsh.mesh(domain, "Mesh_Wamme_vmur.msh", mesh_size,
26                  intermediate_file_name="debug", output_srs=output_srs)
27 seamsh.gmsh.convert_to_gis("Mesh_Wamme_vmur.msh", output_srs, "
28                             Mesh_Wamme_vmur.gpkg")
```

Listing 4.1 – Exemple de code du fichier mesh.py

Après avoir créé le fichier de type mesh, il est possible maintenant d'utiliser le programme HydroFlow. Tout le code va se trouver dans un fichier python nommé model. Une chose importante est de donner le chemin vers le code source du programme comme à la ligne 2 du code d'exemple 4.2 ci-dessous. Ensuite, le fichier généré précédemment est donné en paramètre à la fonction *Mesh* qui va créer un objet qui contient tous les éléments de géométrie nécessaire au problème. Pour prendre en compte l'altitude des différents points du maillage, la fonction *set\_nodes\_elevation\_from\_tif* va être appelée avec en argument un fichier tif qui contient la valeur en z des différents points.

Ensuite, un objet *Model* va être créé. Il sera alors possible de fixer les conditions

frontières du problème. Nous permettons dans l'exemple ci-dessous, l'évacuation de l'eau par la frontière `Q_out` (ligne 15), nous imposons un coefficient de Manning pour la partie du domaine donné (ligne 16), nous imposons le débit à la frontière `Q_in` (ligne 18). En ce qui concerne ces noms de frontières, il est important de noter qu'elles sont définies dans l'objet *Model* qui lui-même reprend les noms des frontières définies dans le mesh. Pour terminer, il est possible d'imposer d'autres paramètres moins importants tels que le temps total de la simulation (ligne 21) ou encore le nombre d'enregistrements de données en sortie (ligne 23).

L'algorithme produira en sortie différents fichiers `.txt` pour différents temps. Grâce à ces fichiers, il sera alors possible de voir la hauteur d'eau pour l'endroit demandé à l'aide de QGIS ou encore d'un objet `Plotter` qui permet d'utiliser différentes fonctions présentes dans le programme `HydroFlow` telles que *plot\_on\_map* ou encore *create\_video* qui permet de faire une vidéo de tout l'écoulement.

```

1 import sys
2 sys.path.append(r"C:\Users\aless\OneDrive\Documents\hydroflow")
3 from src.py.hydroflow import hydroflow
4 import numpy as np
5 import matplotlib.pyplot as plt
6 import os
7
8 mesh_path = "Mesh_Wamme_vmur_complet.msh"
9
10 mesh = hydroflow.Mesh(mesh_path)
11
12 model = hydroflow.Model(mesh)
13 mesh.set_nodes_elevation_from_tif("MNT_ISL_wamme_elargi_mur189.tif
    ")
14
15 model.set_transmissive_boundaries("Q_out")
16 model.set_friction_coefficient("domain", 0.03)
17
18 model.set_boundary_water_discharge("Q_in", -(45.17/15.3))
19
20 model.set_name("Example_Simulation")
21 model.set_ending_time(10800)
22 model.set_Cfl(0.95)
23 model.set_pic(n_pic = 31)
24
25 model.export()
26 model.solve()

```

Listing 4.2 – Exemple de code du fichier `model.py`

# Chapitre 5

## Résultats

Dans l'étude d'inondation de la commune de Rochefort, réalisée par le CREAT et l'IMMC, plusieurs zones d'intérêt majeur et qui ont été fortement touchées par les inondations, ont été traitées d'un point de vue général. Des idées ont dès lors été émises quant à des dispositifs structurels qui pouvaient être mis en place afin de réguler ou mieux éviter ce genre de situations à l'avenir. Les différentes mesures imaginées concernent le Parc des Roches, la plaine des sports et le centre de Jemelle comme expliqué dans la section 1.1.2. Parmi ces trois lieux, nous retrouverons dans ce qui suit une étude plus approfondie pour la plaine des sports et le centre de Jemelle.

### 5.1 La plaine des sports

#### 5.1.1 Analyse hydrologique

L'analyse hydrologique de la plaine des sports située à l'aval de la confluence entre la Lomme et la Wamme peut se décomposer en plusieurs étapes. Ces étapes sont reprises du rapport technique réalisé par l'IMMC (Institute of Mechanics, Materials and Civil Engineering) de l'UCLouvain [27]. Elles sont au nombre de cinq dont les trois premières seront détaillées dans cette sous-section, tandis que les deux suivantes seront abordées dans la sous-section qui suit.

La première consiste à choisir parmi toutes les stations pluviométriques disponibles, celles qui sont pertinentes. Le premier critère de sélection des pluviomètres, en rapport avec la section "Analyse pluviométrique" du rapport, c'est de déterminer si leur rayon d'influence intercepte le bassin versant étudié. Ensuite si pour un même épisode pluvieux, nous avons des écarts de mesures significatifs entre différentes stations relativement proches, une investigation plus détaillée est nécessaire car une erreur de mesure est possible.

Les différentes stations ont été traitées dans le rapport technique et la seule station qu'il a fallu écarter était celle de Humain, se situant entre Rochefort et Marche. Sur base de cette décision, il a été possible de recenser les différentes stations utiles. Les différents pluviomètres sont repris ci-dessous avec des enregistrements assez similaires pour l'épisode de pluie (voir figure 5.1).

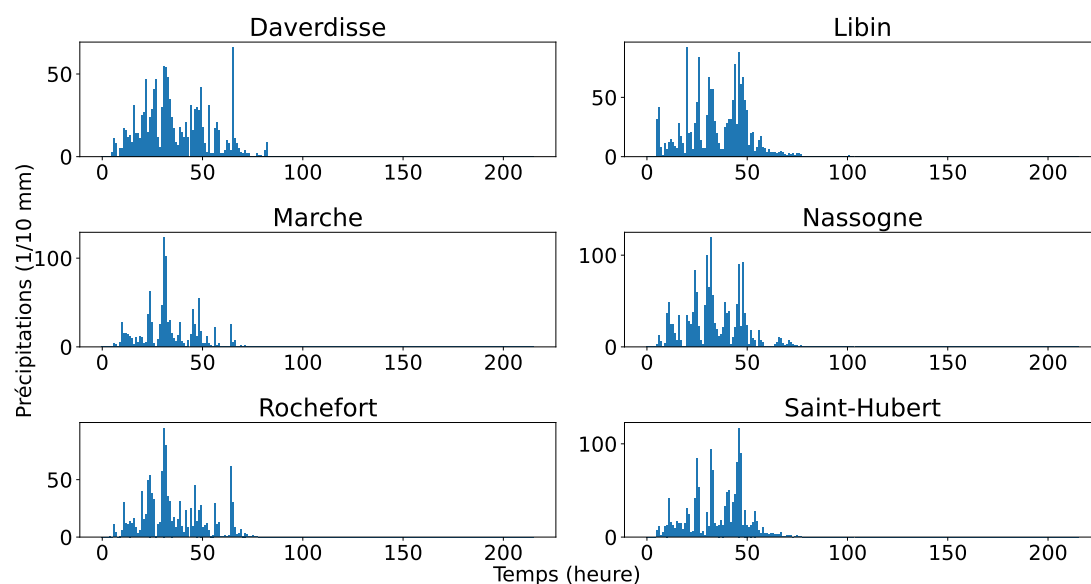


FIGURE 5.1 – Liste des pluviomètres et leurs enregistrements pour l'évènement

À partir de là, à l'aide de QGIS nous pouvons afficher les différents pluviomètres et tracer les polygones de Thiessen. Le bassin versant de la Lomme à Jemelle, lui, a été calculé à l'aide du module Vicair de ATHYS et importé ensuite dans QGIS pour définir les limites des polygones de Thiessen (voir figure 5.2).

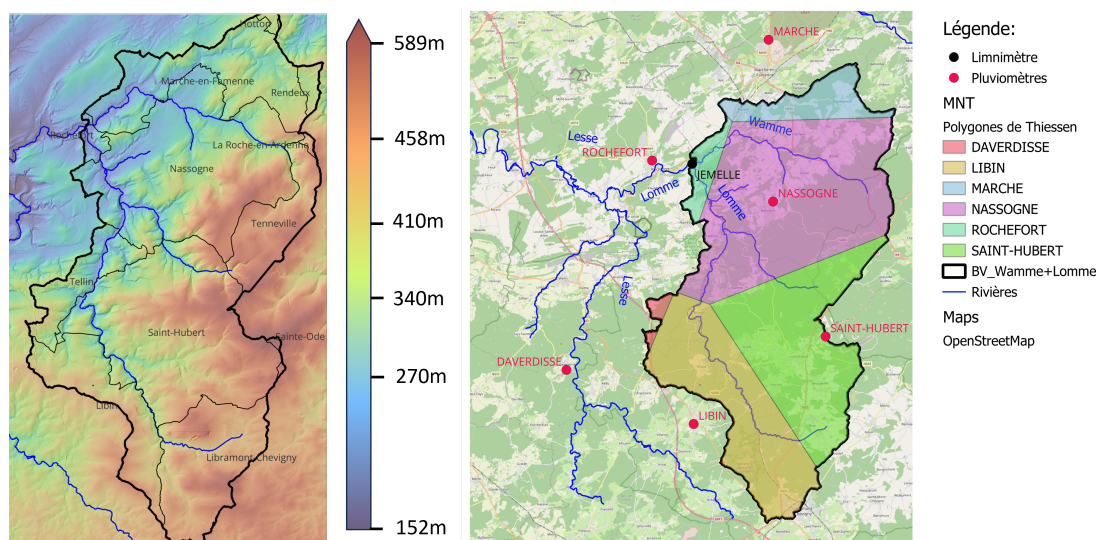


FIGURE 5.2 – Bassin versant de la Lomme après la confluence

Dès lors, nous pouvons calculer les aires de ces polygones et déterminer les contributions de chaque pluviomètre dans le bassin versant. Voici ci-dessous le tableau 5.1 récapitulatif.

Pluviomètres	Aire(km <sup>2</sup> )	Pourcentage
DAVERDISSE	3,40	0.8%
LIBIN	96,28	23.2%
MARCHE	26,96	6.5%
NASSOGNE	168,89	40.6%
ROCHEFORT	12,17	2.9%
SAINT-HUBERT	107,78	26.0%

TABLE 5.1 – Liste des pluviomètres et leurs contributions (en %)

La deuxième étape décrite dans le rapport sert à caractériser l'épisode de pluie décrit par les différents pluviomètres, de comparer les précipitations par rapport aux courbes IDF (intensité - durée - fréquence) de l'IRM pour une ou plusieurs communes et d'en évaluer le temps de retour pour l'épisode de pluie dont il est question sur base d'une approche statistique. Les déclarations qui découlent de cette étape sont les suivantes :

- Les temps de retour calculés sont fort différents selon la loi statistique utilisée et ne permettent pas de rendre compte de manière évidente de la fréquence de l'évènement à laquelle on peut s'attendre.
- La pluie de 2021 était bien exceptionnelle de par le volume total des précipitations qui était hors norme.
- Il y a une tendance à l'aggravation des pluies extrêmes (qui reste à être confirmée dans le futur)

La troisième étape consiste en une analyse des mesures limnimétriques, donc des débits observés là où sont positionnés les différents limnimètres. À nouveau, des erreurs de mesure ou plutôt des mesures qui semblaient douteuses ont nécessité une investigation plus en profondeur. De cette investigation, il en est ressorti qu'il fallait comparer ces débits avec des débits calculés à l'aide d'un modèle hydrologique ce qui nous mène à la sous-section suivante.

### 5.1.2 Modélisation hydrologique

Comme énoncé dans la sous-section précédente, l'analyse hydrologique se déroule en cinq étapes, et c'est dans cette sous-section que nous aborderons les deux dernières décrites par le rapport technique. Ces deux étapes restantes consistent premièrement en l'élaboration d'un hydrogramme calculé pour l'évènement de sorte à le comparer avec l'hydrogramme mesuré par le limnimètre situé à Jemelle (à la confluence de la Wamme et la Lomme). Deuxièmement, il faut calculer les hydrogrammes synthétiques pour des pluies caractéristiques. Ces deux étapes nécessitent l'usage du logiciel ATHYS qui permet justement l'élaboration de ces hydrogrammes telle que décrite dans la section 3.5.

#### Évènement du 14,15 et 16 juillet 2021

Sur la figure 5.3 ci-dessous, nous pouvons voir en bleu le résultat obtenu pour les différents paramètres mis en légende. Ces paramètres sont le résultat d'une optimisation réalisée avec le module MERCEDES d'ATHYS. L'optimisation a été réalisée uniquement sur les paramètres  $S$  et  $V_0$ . Le paramètre  $S$  correspond à la capacité de stockage du sol (en mm) pour la fonction de production SCS 3.4. Ce paramètre varie en fonction de trois facteurs : le type de couverture du sol, les conditions hydrologiques des surfaces cultivées et les types hydrologiques du sol. Un tableau regroupant les différentes valeurs possibles en fonction des différents facteurs est présent dans l'annexe C. Le paramètre  $V_0$  représente quant à lui la vitesse de l'écoulement de la maille 0.

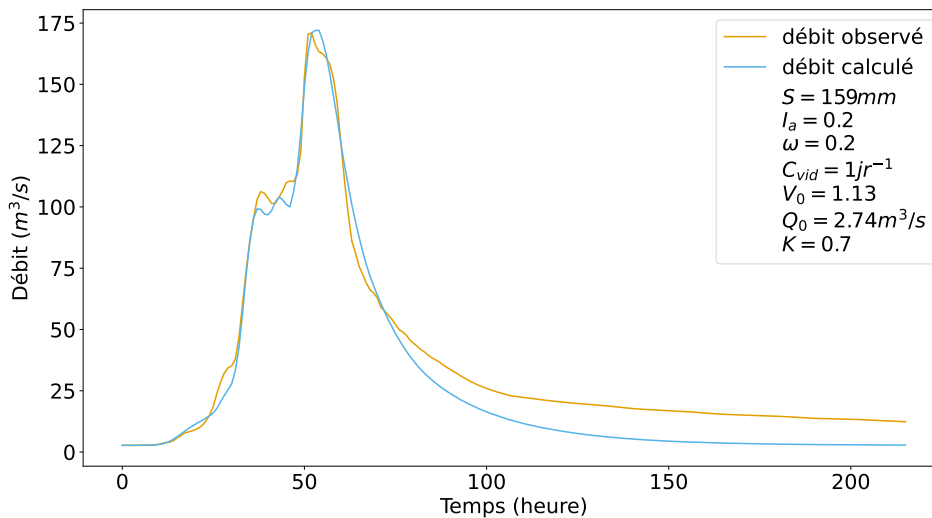


FIGURE 5.3 – Hydrogramme avec le débit observé et calculé

Nous pouvons constater que nous obtenons un débit calculé qui se calque bien par rapport au débit observé au limnimètre de Jemelle. Ceci nous permet de valider l'hydrogramme observé, ce qui nous sera utile pour reproduire la crue plus tard.

### Évènement caractéristique

L'élaboration d'un évènement caractéristique permet d'avoir des débits de pointes pour différents temps de retour. De cette manière, nous pourrions comparer l'évènement de juillet 2021 avec ceux-ci et avoir une idée plus générale des débits qu'il y a déjà eu.

La manière dont il faut procéder pour construire ces différentes courbes requiert différentes informations. Premièrement, il faut se munir des tableaux IDF de l'IRM (voir annexe B) pour les différentes stations pluviométriques et les différents coefficients de Thiessen pour celles-ci (voir table 5.1). Ensuite, il faut déterminer la durée de l'évènement et les différents temps de retour que nous voulons renseigner.

À partir de là, nous pouvons construire un nouveau tableau par combinaison linéaire des données pour chaque station pluviométrique pondérée par leur coefficient de Thiessen (voir table 5.2 ci-dessous).

<b>durée</b>	<b>5 ans</b>	<b>25 ans</b>	<b>50 ans</b>	<b>100 ans</b>
10 min	11.58	17.89	21.01	24.36
20 min	17.37	27.16	31.84	36.97
30 min	20.47	31.95	37.53	43.56
1h	24.99	38.29	44.73	51.7
2h	29.69	44.73	51.92	59.73
3h	32.5	48.32	55.89	64.07
6h	37.2	52.4	59.63	67.43
12h	45.59	63.41	71.89	80.96
1j	55.9	75.88	85.12	94.79
2j	72.78	97.17	108.06	119.33
3j	79.27	105.45	116.95	128.72

TABLE 5.2 – Niveau de retour estimé (mm) pour une durée de précipitations de 10 minutes à 3 jours (lignes) et une période de retour de 5, 25, 50 et 100 années (colonnes) pour la Lomme à Jemelle.

À l'aide de ces pluies, nous pouvons créer pour chaque temps de retour une pluie caractéristique sur une période de 3 jours (voir figure 5.4). Voici la méthode utilisée pour construire le hyétogramme pour une pluie caractéristique à l'aide des données du tableau :

- Choix d'un pas de temps de 5 min. Par exemple : si nous avons pour une durée de 10 min une hauteur de pluie max de 11.58mm, alors nous diviserons cette hauteur max par 2 pour chaque pas de temps de 5min et nous aurons 5.79mm de hauteur pour nos deux premiers intervalles de temps.
- Calcul de la hauteur de pluie pour chaque pas de temps en gardant à l'esprit les hauteurs déjà calculées. Par exemple : suite à l'exemple précédent, nous devons soustraire à 17.37mm les 11.58 mm qui sont déjà tombés durant les 10 premières minutes et diviser le temps restant par notre pas de temps. Nous aurons donc 2 pas de temps de 5 min  $((20 \text{ min} - 10 \text{ min})/5 \text{ min})$  avec pour chacun une hauteur d'eau 2.89 mm  $((17.37\text{mm} - 11.58\text{mm})/2)$ .
- Choix d'un hyétogramme symétrique pour la facilité de calcul et placer les intensités max au milieu du graphique.
- Répétition des deux premières étapes pour une durée totale de 3 jours

- Répétition de la démarche totale pour les différents temps de retour.
- Passage en intensité. À partir, de toutes ces données, pour chaque intervalle de 5 minutes, nous pouvons multiplier par 12 afin d'avoir une hauteur pour un intervalle de 1 heure ( $12 * 5 \text{ min}$ ) et représenter le hyétogramme d'un évènement type. Par exemple, si nous faisons le calcul pour les deux premières étapes, nous aurons une intensité de  $69.48 \text{ mm/h}$  ( $5.79\text{mm} * 12/\text{h}$ ) au pic et juste après une intensité de  $34.68 \text{ mm/h}$  ( $2.89\text{mm} * 12/\text{h}$ ). Ces intensités sont visualisables en jaune sur le graphique 5.4.

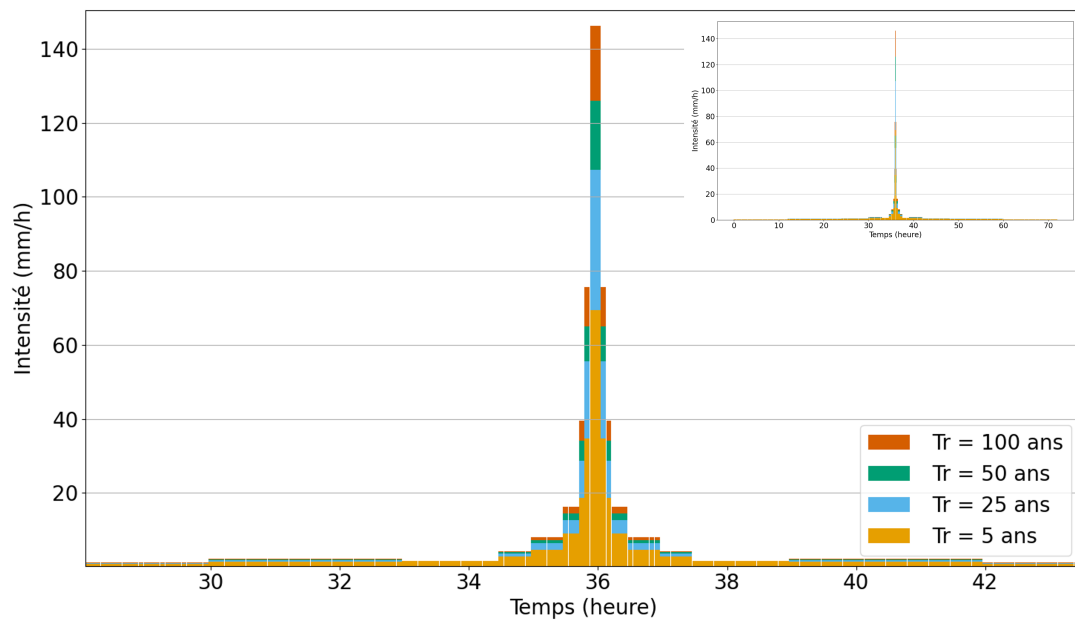


FIGURE 5.4 – Hyétogramme synthétique pour les temps de retour 5, 25, 50, 100 années pour la Lomme à Jemelle.

Une fois que nous avons ces pluies caractéristiques, il suffit de les introduire dans ATHYS et nous obtenons les courbes de débits ci-dessous (voir figure 5.5).

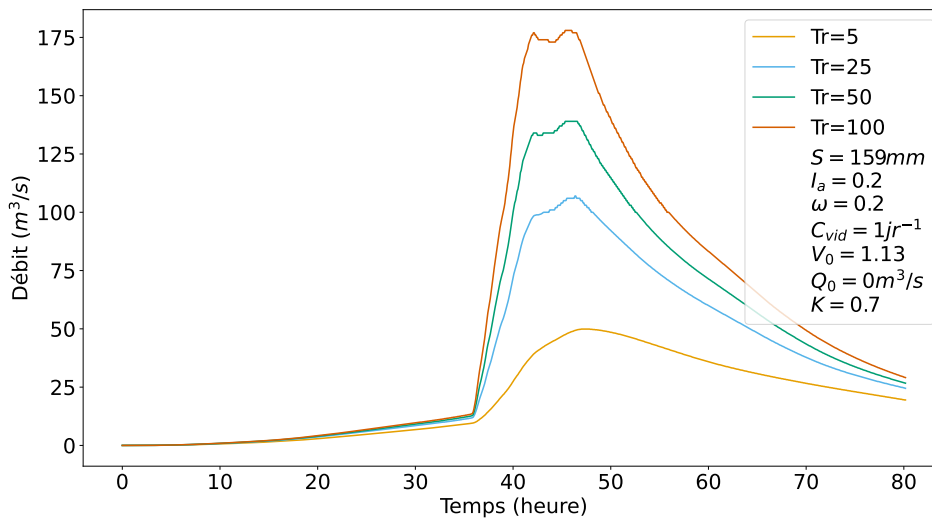


FIGURE 5.5 – Hydrogramme synthétique pour les temps de retour 5, 25, 50, 100 années pour la Lomme à Jemelle.

### 5.1.3 Analyse de la situation existante

#### Amélioration de la précision des données

Une des tâches les plus importantes lors d'une étude hydraulique est sans aucun doute le traitement des données topographiques. Les simulations hydrauliques se réalisant directement sur une géométrie spatiale, il est clair que notre niveau de proximité avec la réalité sera d'autant plus grand que la précision de notre modèle est élevée. Il a donc été nécessaire de demander et récupérer des géodonnées auprès de l'administration public (SPW, service public de Wallonie). Les données ont été transmises au format TIFF (Tag Image File Format) et sont directement exploitables dans QGIS. Des modifications ont ensuite pu être implémentées pour d'une part améliorer la précision des données et d'autre part mettre en oeuvre les solutions structurelles imaginées.

Pour une question de précision d'analyse, le relevé de terrain fourni par le SPW doit être modifié. En effet, le relevé de terrain MNT (relief de Wallonie - Modèle Numérique de Terrain 2013-2014) est essentiellement le résultat d'un survol LIDAR. Le lidar est une méthode relativement précise pour les zones terrestres mais présente tout de même des limites quant aux zones aquatiques dues à sa faible pénétration à travers la surface de l'eau. Comme de nombreuses zones non répertoriées en zone d'aléa moyen et fort d'inondation se sont retrouvées inondées en juillet 2021, la nécessité d'avoir des données topographiques et bathymétriques

complètes a poussé l'équipe de recherche à faire appel au bureau d'étude spécialisé ISL équipé d'un GPS pour faire des relevés de sections à intervalles réguliers.

Une fois les mesures ISL en notre possession, il convient de vérifier si ces mesures sont correctes pour la zone d'étude. Pour la plaine des sports, ces mesures semblent être correctes et nous permettent donc de les comparer avec le MNT à l'aide de QGIS et plus précisément de l'outil "Profile tool" qui permet de réaliser des coupes et de visualiser les résultats sur les couches raster activées. Comme l'outil "Profile tool" ne fonctionne que sur des couches raster, il a fallu au préalable importer les données csv des mesures dans QGIS et réaliser ensuite une interpolation linéaire de ces différents points pour obtenir une couche raster que l'on peut ensuite fusionner avec le MNT pour apporter la modification souhaitée (voir figure 5.6).

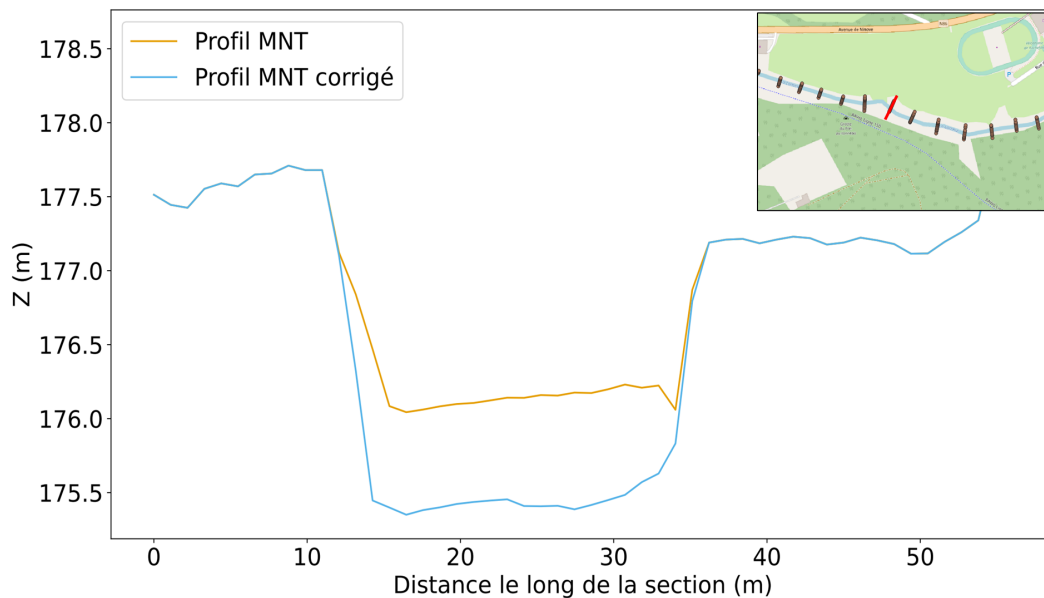


FIGURE 5.6 – Profil de terrain MNT fusionné avec les mesures ISL (en brun) et la section analysée (en rouge) sur la carte.

Nous constatons que le MNT non modifié ne reprend pas de manière précise la véritable profondeur du lit mineur et que pour la suite, il sera préférable de travailler avec le MNT corrigé à l'aide des mesures ISL.

### Maillage bidimensionnel

Comme présenté dans la section 4.3 décrivant HydroFlow, la partie simulation se décompose en deux, dont la première consiste en l'élaboration du maillage de calcul, et la seconde en la simulation à proprement parler, avec les différents paramètres.

La partie de l'étude qui concerne le maillage est d'une grande importance car c'est celle-ci qui va permettre la précision de calcul et par conséquent la précision du résultat. La figure 5.7 montre un maillage uniforme avec des mailles de 5 mètres réalisé à l'aide d'HydroFlow.

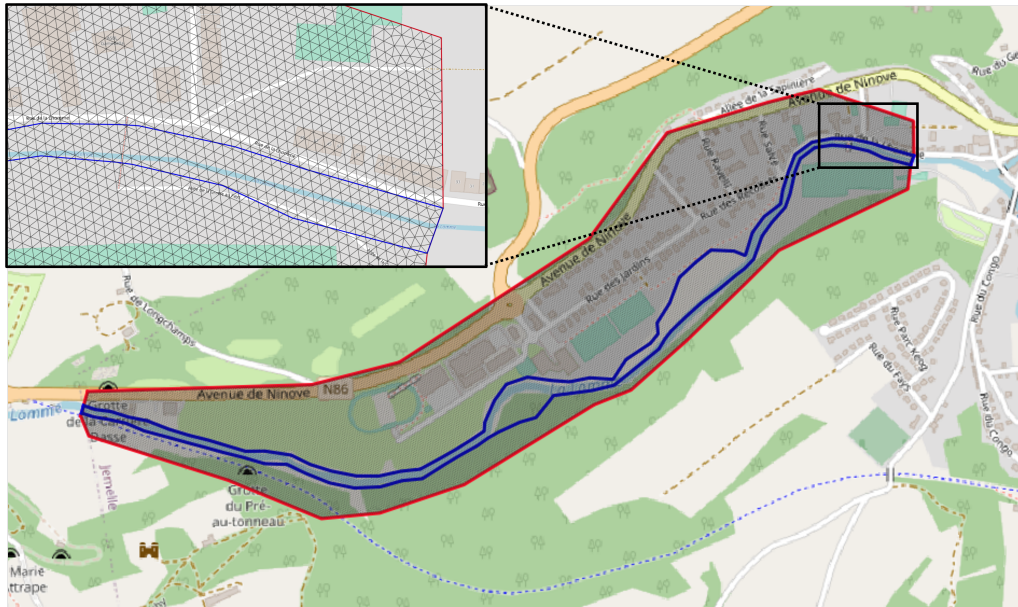


FIGURE 5.7 – Maillage uniforme (5mètres).

### Évènement du 14,15 et 16 juillet 2021

Dans l'idée d'évaluer l'étendue des inondations pour la plaine des sports, il est intéressant de comparer les résultats obtenus en simulant l'écoulement pour l'hydrogramme calculé (voir figure 5.8) avec le fichier IDW (voir figure 5.9). Le fichier IDW affiche les résultats d'une enquête sur le terrain pour répertorier les hauteurs d'eau. Nous observons sur ces deux figures des étendues similaires mise à part pour la simulation où nous voyons quelques parcelles non-inondées, tandis qu'elles le sont sur l'IDW. L'IDW est constitué à l'aide d'interpolation de mesures et doit être interprété avec précaution. La comparaison des deux a surtout été utile pour voir si l'étendue des inondations calculées était bien complète. Les hauteurs ne sont ici pas l'objet de comparaison.



FIGURE 5.8 – Étendue de la zone inondée lors du pic de débit

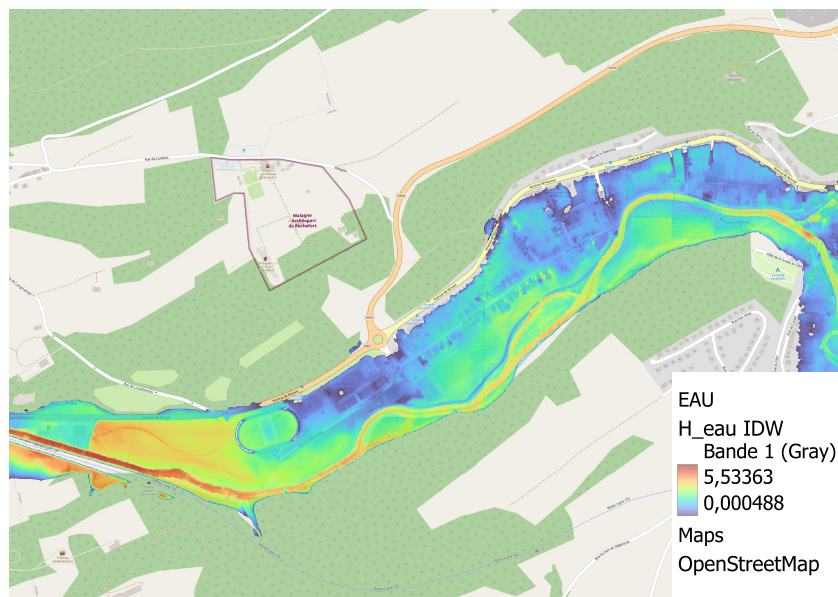


FIGURE 5.9 – Étendue de la zone inondée selon le fichier IDW

## Évènement caractéristique

Ci-dessous, les figures nous montrent les différentes simulations effectuées pour les différents temps de retour de crue. Nous constatons que pour une crue caractéristique ayant un temps de retour de 5 ans, la plupart des infrastructures sont épargnées mise à part un léger débordement à l'amont. Les autres images par contre montrent la nécessité et l'urgence de remédier au problème d'inondation pour la plaine des sports car la topographie actuelle ne réagit absolument pas positivement aux crues plus importantes.



FIGURE 5.10 – Simulation de l'écoulement avec comme débit celui maximal pour un temps de retour de 5 ans ( $49.98m^3/s$ ) avec 0.06 comme coefficient de Manning.



FIGURE 5.11 – Simulation de l'écoulement avec comme débit celui maximal pour un temps de retour de 25 ans ( $107.03m^3/s$ ) avec 0.06 comme coefficient de Manning.



FIGURE 5.12 – Simulation de l'écoulement avec comme débit celui maximal pour un temps de retour de 50 ans ( $139.85m^3/s$ ) avec 0.06 comme coefficient de Manning.

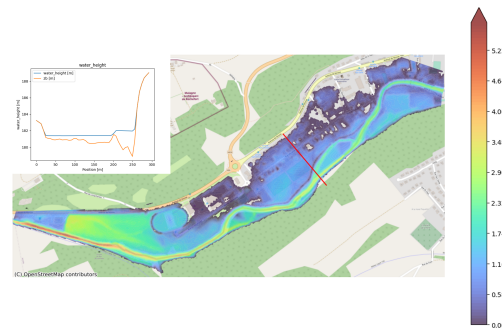


FIGURE 5.13 – Simulation de l'écoulement avec comme débit celui maximal pour un temps de retour de 100 ans ( $178.62m^3/s$ ) avec 0.06 comme coefficient de Manning.

### 5.1.4 Analyse de l'impact des différentes solutions envisagées

C'est dans cette partie que nous traiterons les modifications qui sont proposées et que nous analyserons leur impact sur le comportement de l'écoulement.

#### Implémentation des solutions

Parmi les différentes idées retenues pour améliorer la résilience de la commune de Rochefort face aux inondations, l'implantation d'une digue le long de la plaine des sports fait l'objet de questionnement quant à son efficacité si elle venait à être construite. La Figure 5.14 ci-dessous montre le tracé qui a été proposé. Cette digue aurait pour but d'empêcher la propagation de l'eau vers les habitations, les commerces et appartements à côtés du vélodrome et de maintenir les routes disponibles à l'usage.

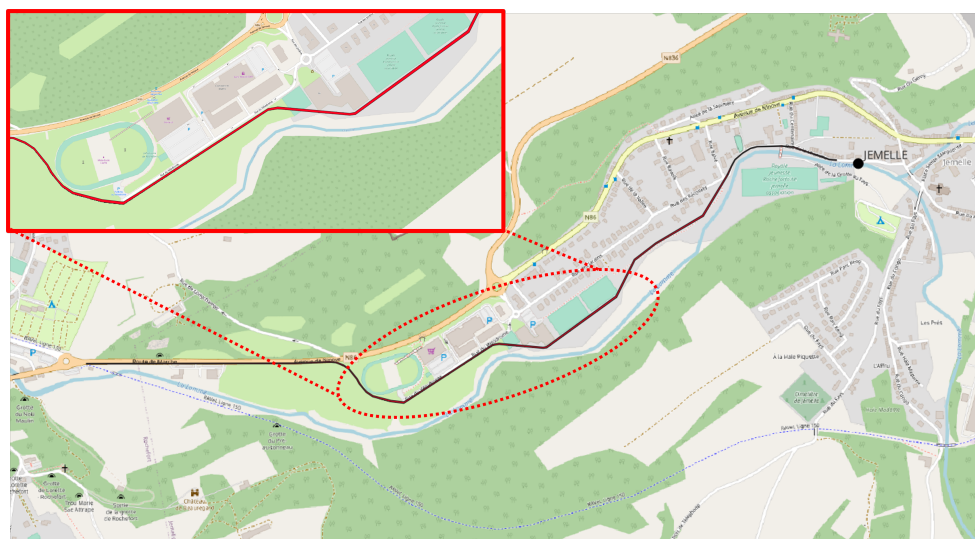


FIGURE 5.14 – Carte d'implantation de la digue.

De nouveau à l'aide de l'outil "Profile tool" de QGIS, il a été possible de suivre ce tracé pour en extraire les hauteurs de terrain (en bleu sur la figure 5.15). À partir de là, nous pouvons définir différents points avec des hauteurs différentes (en jaune) qui sont les niveaux repères de la digue. Un écart général de 2 m par rapport au niveau du sol pour ces différents points a été choisi de sorte à épargner l'ensemble des infrastructures précédemment énumérées. Nous pouvons également nous poser la question de pourquoi le tracé ne passe pas par plus de points. C'est simplement pour une question de simplicité de mise en oeuvre si ça venait à être construit et pour que les usagers perçoivent un dénivelé quasi nul sur la distance.

La figure 5.15 montre en vert l'évolution de la hauteur de digue passant par ces points.

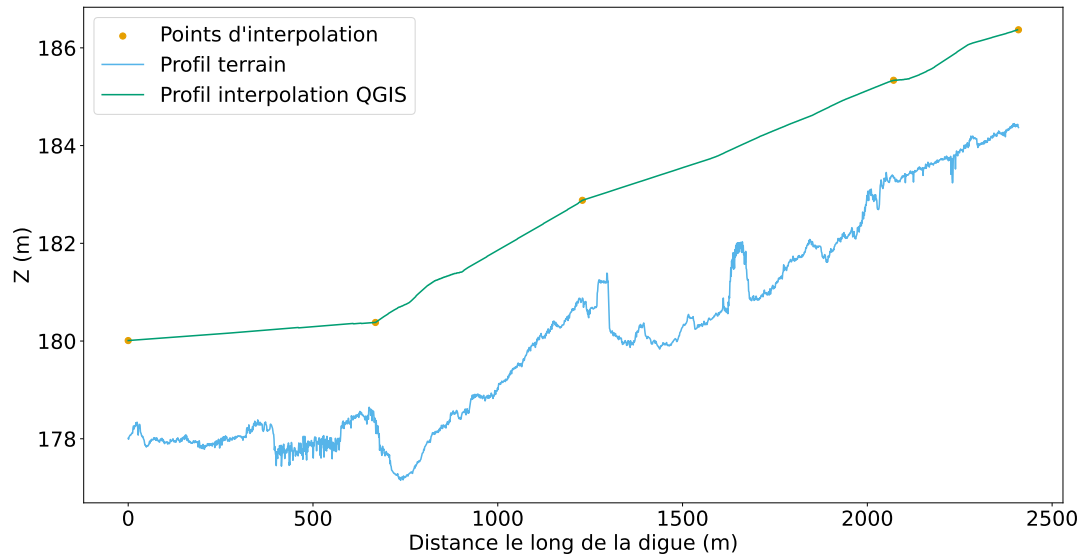


FIGURE 5.15 – Hauteur de digue par rapport au sol.

La figure 5.16 ci-dessous permet de visualiser une coupe du terrain modifié avec les mesures ISL (en brun) et la digue (en noir) sur la carte.

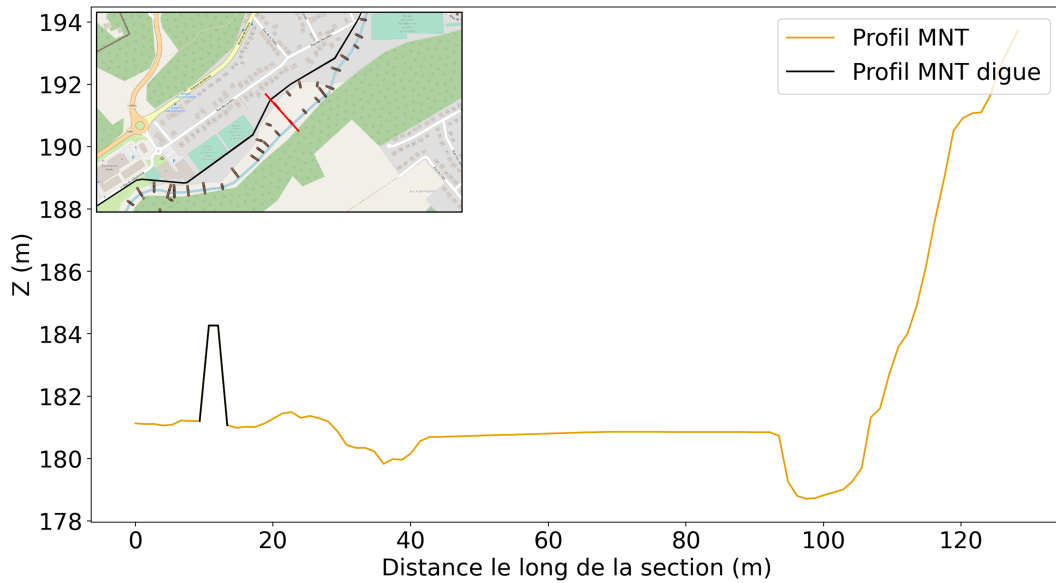


FIGURE 5.16 – Coupe transversale du terrain avec l'ajout de la digue

### Maillage bidimensionnel

Pour analyser l'impact de la digue, le maillage réalisé précédemment a dû être refait. Celui-ci ne convenait plus pour la principale raison qu'il n'offrait plus une précision satisfaisante à certains endroits de la digue. La largeur de maille étant plus grande que la largeur de digue, certains sommets de maille se retrouvaient de l'autre côté de celle-ci. De cette façon, le calcul ignore les hauteurs de digue et permet une infiltration de l'eau. La manière la plus simple pour constater le problème était de regarder au moment de l'infiltration si le niveau d'eau dépassait la hauteur de digue et s'il y avait donc un débordement. Ce n'étant pas le cas, il y avait bel et bien un problème lié à la taille de maille. La figure 5.17 montre les ajustements qui ont dû être fait, pour palier aux problèmes d'infiltration. Un maillage avec des mailles de plus en plus petites lorsqu'on approche la digue a été réalisé. Voilà pourquoi nous observons un raffinement de la taille de maille le long du tracé de la digue.

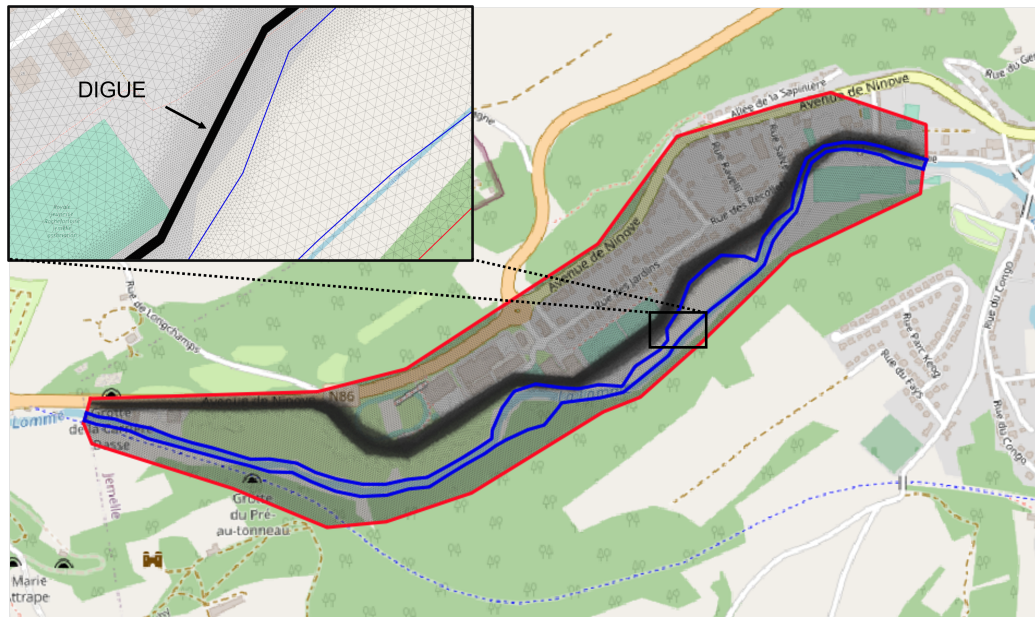


FIGURE 5.17 – Maillage dégradé (mailles allant de 5 mètres de côté à 1 mètres de côté aux alentours de la position de la digue).

### Évènement caractéristique

Nous pouvons voir sur les figures ci-dessous que la digue implémentée permet une protection optimale des infrastructures. Si nous regardons par exemple le résultat de la figure 5.21 qui montre un écoulement pour un débit maximum de  $178,62 \text{ m}^3/\text{s}$  (écoulement similaire à celui de juillet 2021), nous observons le comportement attendu. La route, le vélodrome, les habitations et le complexe sportif sont épargnés. La coupe sur cette figure montre la marge de sécurité que la digue offre juste à côté du terrain de foot et proche des habitations. Cependant cette marge de sécurité n'est pas la même partout. Au niveau de la route, l'eau arrive à ras bord et à certains endroits cette marge de sécurité est bien trop élevée. Différentes adaptations pourraient dès lors faire l'objet de tests supplémentaires.



FIGURE 5.18 – Simulation de l'écoulement avec comme débit celui maximal pour un temps de retour de 5 ans ( $49.98m^3/s$ ) et une digue de 2 mètres avec 0.06 comme coefficient de Manning.



FIGURE 5.19 – Simulation de l'écoulement avec comme débit celui maximal pour un temps de retour de 25 ans ( $107.03m^3/s$ ) et une digue de 2 mètres avec 0.06 comme coefficient de Manning.



FIGURE 5.20 – Simulation de l'écoulement des sports avec comme débit celui maximal pour un temps de retour de 50 ans ( $139.85m^3/s$ ) et une digue de 2 mètres avec 0.06 comme coefficient de Manning.



FIGURE 5.21 – Simulation de l'écoulement avec comme débit celui maximal pour un temps de retour de 100 ans ( $178.62m^3/s$ ) et une digue de 2 mètres avec 0.06 comme coefficient de Manning.

## 5.2 Le centre de Jemelle

La démarche ayant été bien détaillée pour la plaine des sports, cette section concernant le centre de Jemelle aura plus pour but d'afficher les résultats et les justifications des choix plutôt que de décrire la démarche.

## 5.2.1 Analyse hydrologique

En ce qui concerne l'analyse hydrologique, la méthode d'approche pour le centre de Jemelle est la même que pour la plaine des sports. Il serait même plus judicieux de dire qu'il s'agit d'une seule et même étude pour les deux lieux car le comportement de la Lomme dépend directement du comportement de la Wamme. La seule différence dépend du nombre de pluviomètres pris en considération suivant leur influence dans le bassin versant. Voici ci-dessous le bassin versant de la Wamme (figure 5.22). Celui-ci étant à fortiori plus petit que celui de la Lomme précédemment calculé, les pluviomètres de Daverdisse et Libin se voient attribuer une contribution nulle.

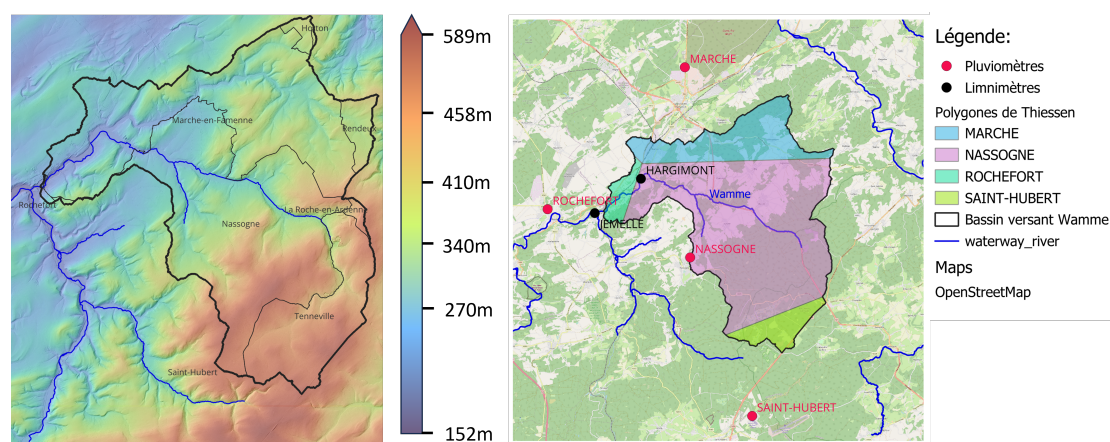


FIGURE 5.22 – Bassin versant de la Wamme à la sortie du pont du chemin de fer à l'entrée de Jemelle

Nous pouvons dès lors constater une contribution encore plus significative du pluviomètre de Nassogne. Voici ci-dessous le tableau récapitulatif des contributions de chacun.

Pluviomètres	Aire(km <sup>2</sup> )	Pourcentage
MARCHE	26,96	19.2%
NASSOGNE	98.79	70.6%
ROCHEFORT	5.02	3.6%
SAINT-HUBERT	9.13	6.6%

TABLE 5.3 – Liste des pluviomètres et leurs contributions

## 5.2.2 Modélisation hydrologique

### Évènement du 14,15 et 16 juillet 2021

Voici ci-dessous l'hydrogramme pour la Wamme dans le centre de Jemelle à la sortie du pont du chemin de fer.

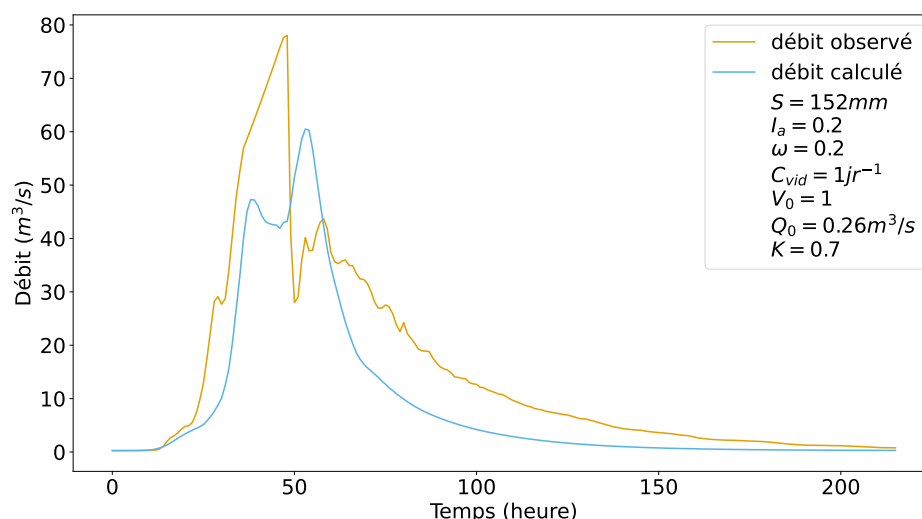


FIGURE 5.23 – Hydrogramme du observé et calculé pour la Wamme

Nous constatons que le débit calculé à l'aide d'ATHYS est fort différent du débit observé, surtout en ce qui concerne les débits de pointes. À cela, il est intéressant de garder à l'esprit que dans un premier temps, le débit observé n'est pas observé à la sortie du pont du chemin de fer mais bien au limnimètre de Hargimont (voir figure 5.22). Dans un second temps, l'IMMC a émis dans son rapport, des doutes quant aux données recueillies du limnimètre de Hargimont. En effet, il démontre l'incohérence du débit mesuré à Hargimont par rapport au débit mesuré à Jemelle et Forrières. C'est pourquoi nous nous baserons dans la suite de nos calculs sur les valeurs de débits calculés à l'aide d'ATHYS plutôt que sur les valeurs observées dans ce cas précis. Les paramètres  $S$  et  $\omega$  ont été repris du rapport technique et ont fait également l'objet d'une optimisation via le module MERCEDES d'ATHYS au préalable.

### Évènement caractéristique

En vue de calculer les hydrogrammes synthétiques, il faut dans un premier temps "construire" le hyétogramme caractéristique (voir figure ??) de la même façon que

pour la plaine des sports pour ensuite en tirer les hydrogrammes correspondants (voir figure ??). Voici ci-dessous le tableau (voir table 5.4) des précipitations maximales pour la Wamme à la sortie du pont du chemin de fer.

<b>durée</b>	<b>5 ans</b>	<b>25 ans</b>	<b>50 ans</b>	<b>100 ans</b>
10 min	11.38	17.58	20.65	23.96
20 min	16.85	26.03	30.80	35.77
30 min	19.95	31.15	36.61	42.48
1h	24.21	36.96	43.12	49.81
2h	28.69	43.12	49.99	57.46
3h	31.51	46.86	54.21	62.11
6h	36.22	51.3	58.42	66.18
12h	44.27	61.99	70.46	79.47
1j	54.1	73.9	83.09	92.68
2j	69.63	93.39	104.03	115.03
3j	75.33	100.64	111.77	123.15

TABLE 5.4 – Niveau de retour estimé (mm) pour une durée de précipitations de 10 minutes à 3 jours (lignes) et une période de retour de 5, 25, 50 et 100 années (colonnes) pour la Wamme à Jemelle.

Voici ci-dessous le hyétogramme et l'hydrogramme calculés sur base de la même méthode que pour la plaine des sports (voir figure 5.24 et figure 5.25).

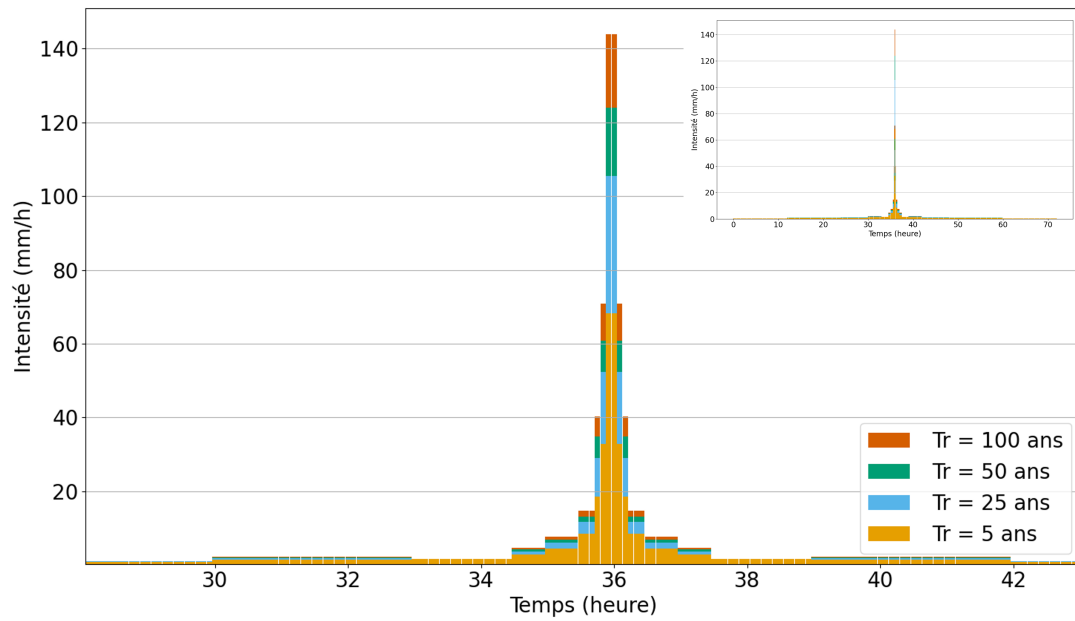


FIGURE 5.24 – Hyétogramme synthétique pour les temps de retour 5, 25, 50, 100 années pour la Wamme à Jemelle.

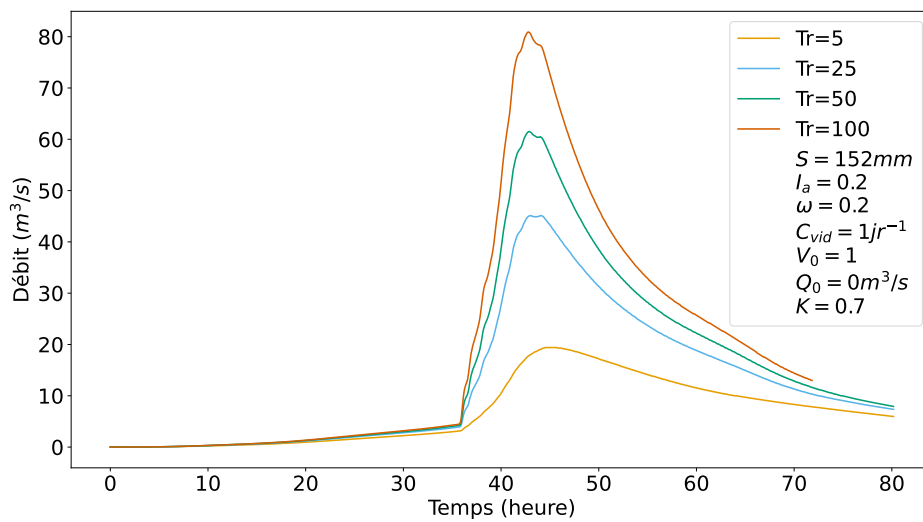


FIGURE 5.25 – Hydrogrammes synthétiques à la sortie du pont du chemin de fer pour des temps de retour de 5, 25, 50 et 100 ans

Nous pouvons observer sur ces hydrogrammes synthétiques que pour une pluie de 72 heures, l'évènement qui se rapproche le plus de l'évènement réel (voir figure 5.23) est l'épisode de pluie caractéristique ayant un temps de retour de 50 ans.

### 5.2.3 Analyse de la situation existante

Il s'agit ici de la même démarche que pour la plaine des sports avec une approche vigilante à souligner quant à l'usage des mesures relevées par le bureau d'étude ISL.

#### Amélioration de la précision des données

Nous avons vu que le MNT pour les zones aquatiques est loin d'être fiable et qu'il faut apporter une correction des données à l'aide de mesures sur le terrain. Les mesures effectuées par le bureau d'étude ISL ont toute fois montré des imprécisions non-négligeables à certains endroits de la Wamme remettant en cause l'ensemble des mesures le long de celle-ci. La Wamme qui traverse le centre de Jemelle est "coincée" entre des propriétés privées et cela a peut-être eu son impact sur la prise de mesures à certains endroits. C'est pourquoi une inspection supplémentaire a été nécessaire en vue de vérifier ou corriger les mesures qui ont été relevées.

Le but était d'une part de vérifier si les mesures concernant l'inclinaison des berges étaient correctes et d'autre part de vérifier la largeur de section. Bon nombre de ces sections étaient correctes du point de vue des largeurs. Les erreurs rencontrées étaient bien souvent une inclinaison de berges non-observée ou alors une hauteur incorrecte. Des corrections ont alors été apportées pour se rapprocher au plus de la réalité tout en signalant bien la difficulté de cette opération et soulignant le fait que cette correction reste encore fort imprécise avec certaines simplifications.

La figure 5.27 montre en orange le profil de terrain du MNT non modifié et en bleu les points de mesures d'ISL. Nous voyons que la hauteur de berge, côté habitations, n'a pas été mentionnée. En allant sur le terrain, nous nous rendons compte que la berge de ce côté est définie par la façade d'une habitation (voir figure 5.28). La hauteur corrigée à cet endroit précis a été simplifiée et ramenée à une hauteur de berge normale.

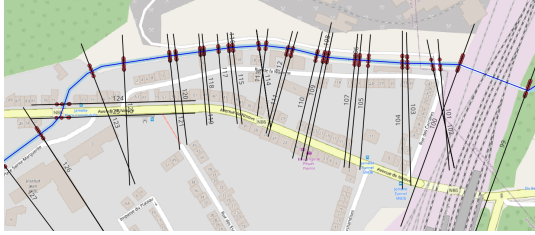


FIGURE 5.26 – Position des mesures ISL sur la carte

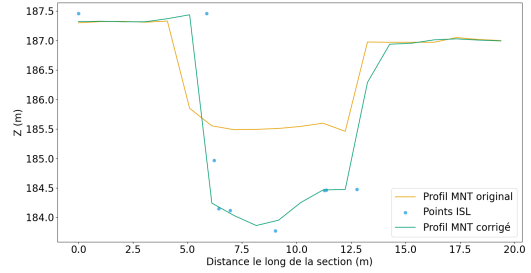


FIGURE 5.27 – Section 115



FIGURE 5.28 – Section 115

### Maillage bidimensionnel

Afin d'étudier le comportement de la Wamme à la sortie du pont du chemin de fer, il a fallu, à nouveau, établir un maillage (voir Figure 5.29). La longueur des côtés de chaque maille a été choisie arbitrairement avec tout de même une précision plus importante pour la zone délimitée par le lit mineur. Dans un premier temps, l'analyse s'est donc déroulée sur un maillage dont la taille des mailles évolue aux alentours de 5m vers les limites du lit majeur et 2 mètres à l'intérieur du lit mineur.

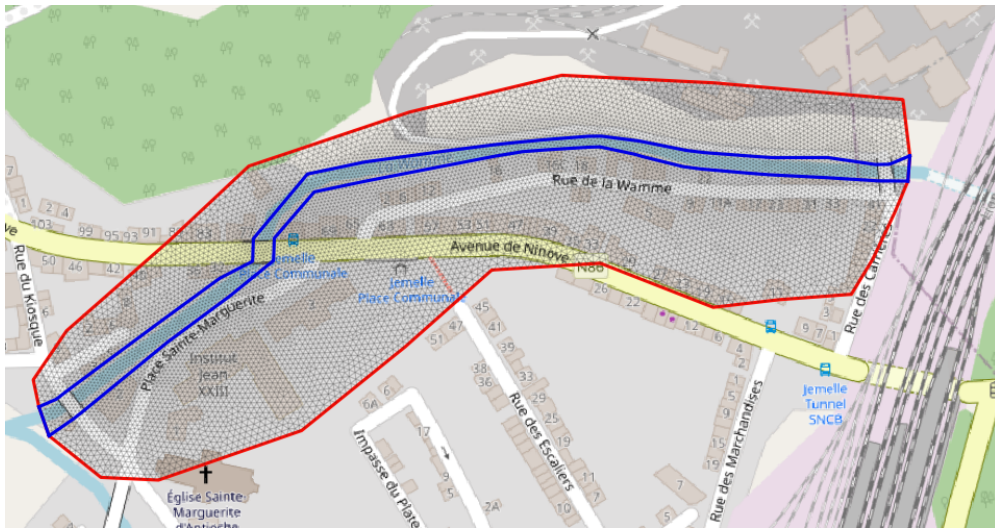


FIGURE 5.29 – Maillage avec 5 mètres de côtés pour les mailles du lit majeur et 2 mètres pour le lit mineur.

### Évènement du 14,15 et 16 juillet 2021

Dans l'idée d'évaluer l'étendue des inondations le long de la Wamme, il est intéressant de comparer les résultats obtenus en simulant l'écoulement pour l'hydrogramme calculé (voir figure 5.30) avec le fichier IDW (voir figure 5.30). Le fichier IDW affiche les résultats d'une enquête sur le terrain pour répertorier les hauteurs d'eau.

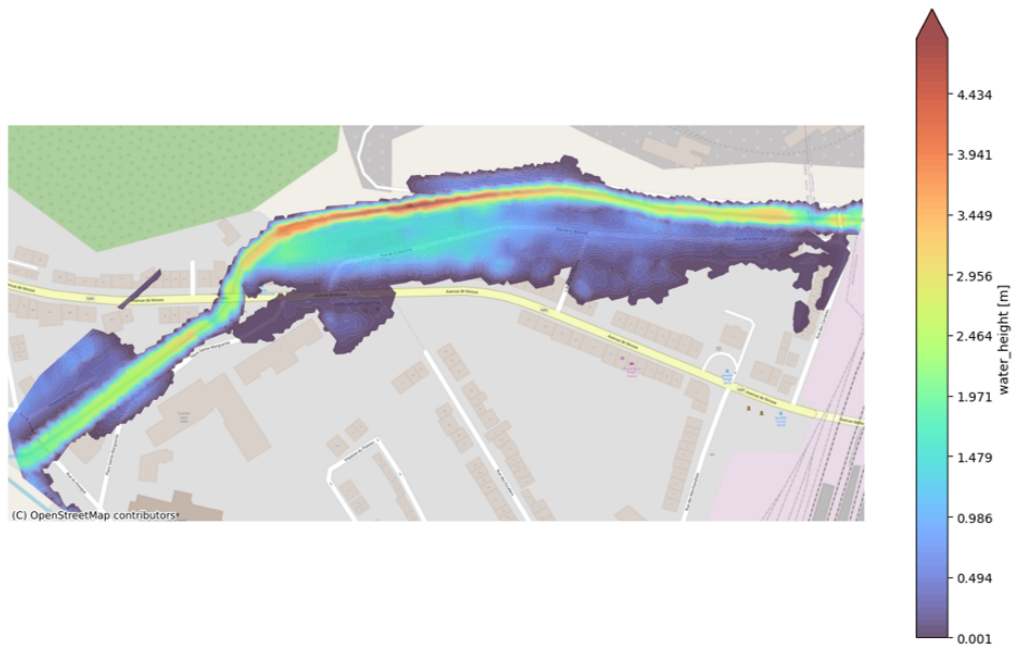


FIGURE 5.30 – Étendue de la zone inondée lors du pic de débit

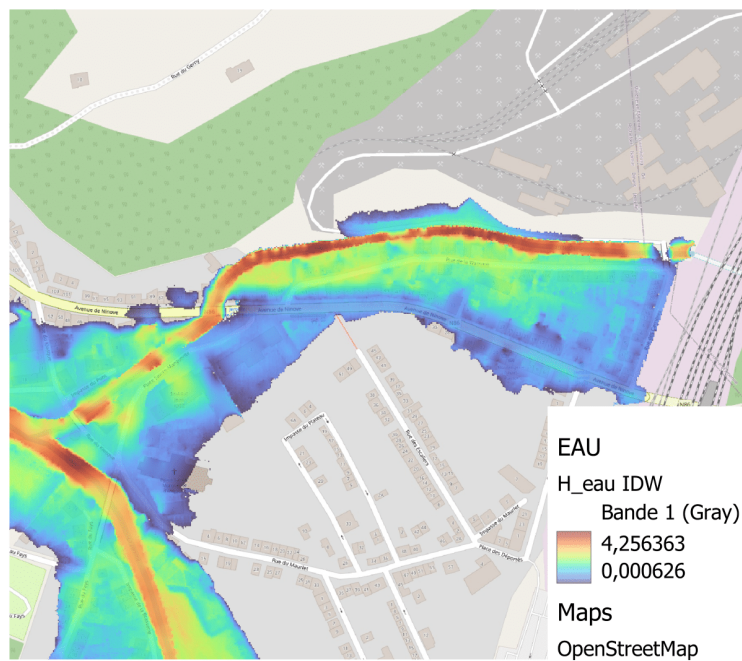


FIGURE 5.31 – Étendue de la zone inondée selon le fichier IDW

Il faudra faire preuve de vigilance quant à l'interprétation des résultats pour ces deux figures. En effet, la figure 5.31 qui montre les hauteurs d'eau renseignées par l>IDW ne sont pas très précises car les points de mesures durant l'enquête sont en nombre limité. Certaines zones comportent des hauteurs très précises tandis que d'autres sont le résultat d'une interpolation basique des mesures relevées. La figure 5.30, quant à elle, reprend les hauteurs retournées par la simulation. Le MNT utilisé pour la simulation a subi plusieurs modifications. D'une part, les bâtiments ne sont pas pris en compte et d'autre part, certaines zones sont le résultat d'une interpolation linéaire entre les sections mesurées. Aux imprécisions de terrain liées à la modification et la résolution du MNT, nous pouvons ajouter la simplification du coefficient de rugosité comme paramètre influençant la précision du modèle. En effet, le coefficient de Manning utilisé pour la Wamme dans nos simulations a une valeur de 0.03 en regard des matériaux qui composent le canal à cet endroit (voir annexe A.1).

De plus, la simulation montre un écoulement provenant uniquement par l'entrée destinée pour la Wamme, tandis que l>IDW prend en compte le fait que l'eau soit arrivée aussi par la chaussée publique. Admettons que l'entièreté du débit puisse passer par le pont du chemin de fer, nous pouvons nous attendre à des hauteurs d'eau reflétées par la figure 5.30.

Quoi qu'il en soit, les deux figures ci-dessus démontrent que la largeur actuelle n'est pas suffisante pour supporter des crues aussi sévères.

### **Évènement caractéristique**

Comme pour la plaine des sports, les figures reprenant les résultats de simulation ci-dessous montrent la gravité des débordements de la Wamme. Nous pouvons observer que pour un débit de  $19,5 \text{ m}^3/\text{s}$ , l'eau sort de son lit juste avant le tournant et inonde tout un ensemble d'habitations. Les résultats suivants montrent une étendue à chaque fois de plus en plus grande suivant le débit d'entrée et mettent en évidence l'impuissance du site.

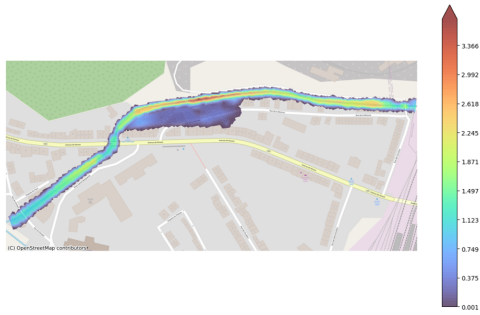


FIGURE 5.32 – Simulation de l'écoulement avec comme débit celui maximal pour un temps de retour de 5 ans ( $19.50m^3/s$ ) avec 0.03 comme coefficient de Manning.

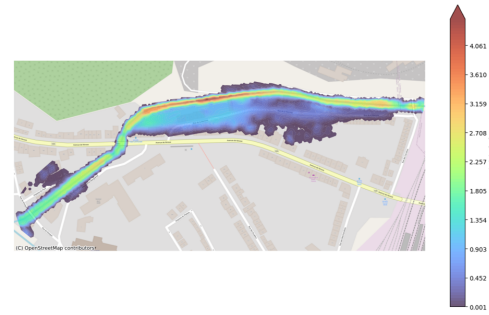


FIGURE 5.33 – Simulation de l'écoulement avec comme débit celui maximal pour un temps de retour de 25 ans ( $45.17m^3/s$ ) avec 0.03 comme coefficient de Manning.

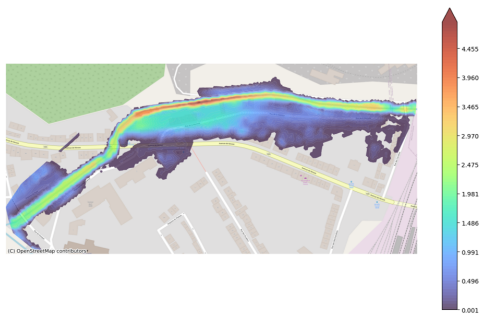


FIGURE 5.34 – Simulation de l'écoulement avec comme débit celui maximal pour un temps de retour de 50 ans ( $61.57m^3/s$ ) avec 0.03 comme coefficient de Manning.

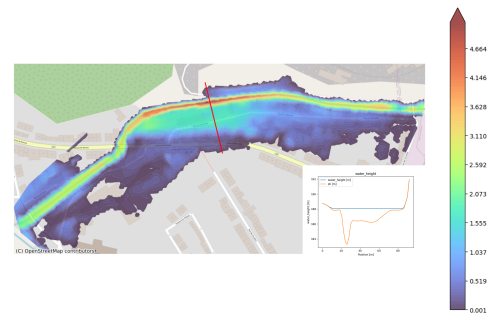


FIGURE 5.35 – Simulation de l'écoulement avec comme débit celui maximal pour un temps de retour de 100 ans ( $78.29m^3/s$ ) avec 0.03 comme coefficient de Manning.

## 5.2.4 Analyse de l'impact des différentes solutions envisagées

### Implémentation des solutions

Dans les pistes de solutions proposées dans le rapport final, deux idées ont été discutées, à savoir l'élargissement du lit mineur et l'érection d'un mur le long de la Wamme pour protéger les habitations. Ce qui est proposé dans cette partie, c'est dans un premier temps d'analyser le comportement du site avec un lit mineur

élargi. Dans un second temps, nous viendrons ajouter un mur ou une digue le long de la rive gauche.

La figure 5.36 montre en bleu, le lit mineur et en vert, la zone élargie telle que proposée par le PDDQ. Nous observons ensuite sur la figure 5.37 que la section 115 élargie (en noir) sera environ trois fois plus large que la section originale. Le mur est un élément supplémentaire. Deux analyses ont été faites : une avec le simple élargissement, l'autre avec l'élargissement et le mur.

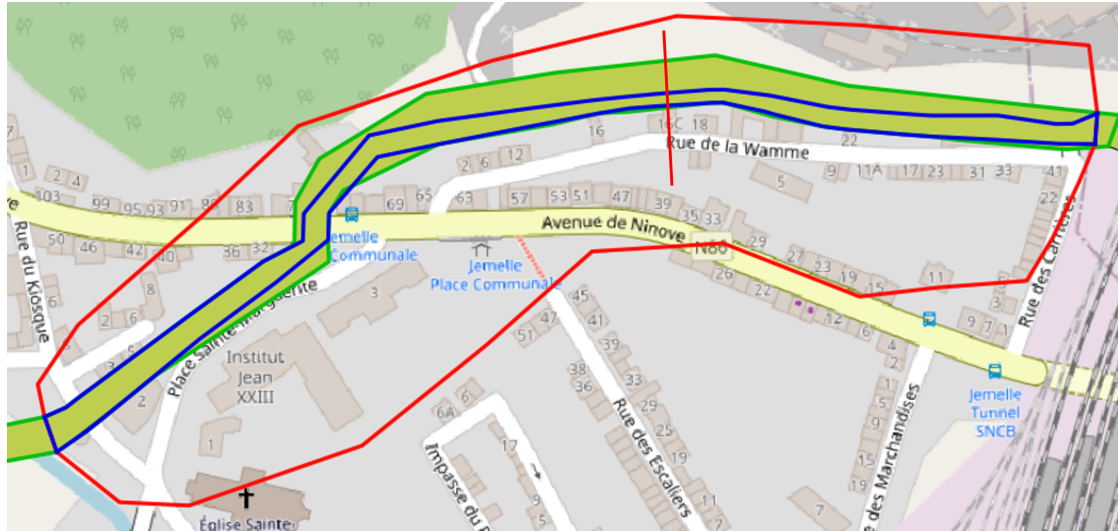


FIGURE 5.36 – Délimitation de l'élargissement défini dans le PDDQ

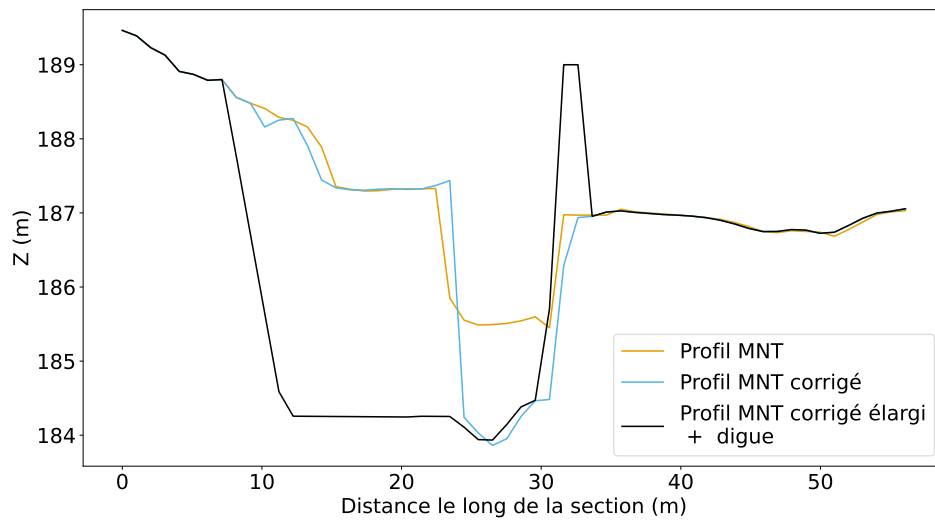


FIGURE 5.37 – Section 115

### Maillage bidimensionnel

Le maillage précédemment réalisé ne convenait plus pour l'étude sur l'impact de l'élargissement et du mur. Pour éviter le même type de problème que celui rencontré pour la digue de la plaine des sport, il a fallu raffiner le maillage en bordure d'élargissement avec des mailles plus petites de l'ordre de 50 cm (voir figure 5.38). Nous pouvons de plus distinguer la longueur du mur choisie, démarrant du pont du chemin de fer et allant jusque la Rue de Ninove.



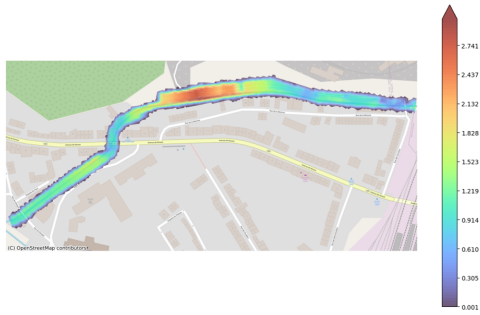


FIGURE 5.39 – Simulation de l'écoulement avec comme débit celui maximal pour un temps de retour de 5 ans ( $19.50m^3/s$ ) et un élargissement de la section avec 0.03 comme coefficient de Manning.

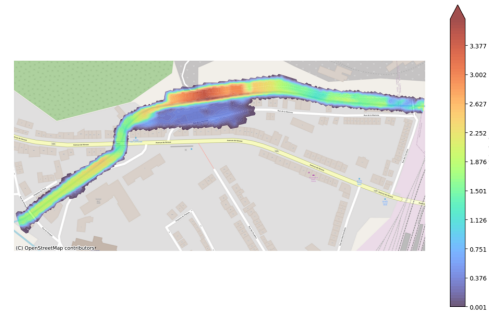


FIGURE 5.40 – Simulation de l'écoulement avec comme débit celui maximal pour un temps de retour de 25 ans ( $45.17m^3/s$ ) et un élargissement de la section avec 0.03 comme coefficient de Manning.

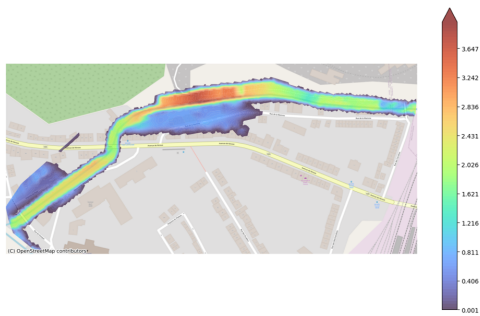


FIGURE 5.41 – Simulation de l'écoulement avec comme débit celui maximal pour un temps de retour de 50 ans ( $61.57m^3/s$ ) et un élargissement de la section avec 0.03 comme coefficient de Manning.

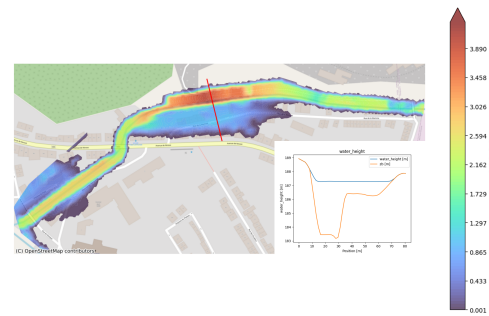


FIGURE 5.42 – Simulation de l'écoulement avec comme débit celui maximal pour un temps de retour de 100 ans ( $78.29m^3/s$ ) et un élargissement de la section avec 0.03 comme coefficient de Manning.

Un mur a donc été ajouté et testé. Les premiers tests ont montré d'une part que l'ajout d'un mur le long de la zone inondée (la moitié de la longueur Pont du chemin de fer - Rue de Ninove) n'était pas efficace, et d'autre part qu'un mur de 1m n'était pas suffisant. C'est pourquoi un mur de 2m a été choisi et testé. Les figures ci-dessous décrivent les résultats des simulations en prenant en compte toutes les modifications apportées au terrain. Il s'agit donc de l'élargissement, ainsi que le placement d'un mur de protection de 2 mètres de haut le long de la rue

de la Wamme. La figure 5.46 montre toute l'efficacité des dispositifs ainsi que l'ensemble des habitations épargnées. Il est clair que certaines optimisations de hauteur peuvent être réalisées comme pour la digue de la plaine des sports. La petite zone qui présente un débordement à l'aval couvre exactement la zone délimitée par l'espace vert qui serait destiné à accueillir les crues tel que mentionné dans le rapport du CREAT. Ce débordement n'est donc pas traité plus en profondeur.

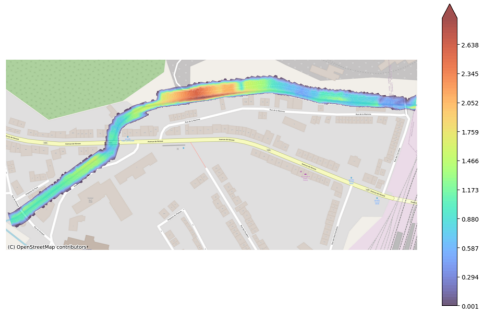


FIGURE 5.43 – Simulation de l'écoulement avec comme débit celui maximal pour un temps de retour de 5 ans ( $19.50m^3/s$ ), un élargissement de la section et un mur de 2-3 mètres de haut avec 0.03 comme coefficient de Manning.

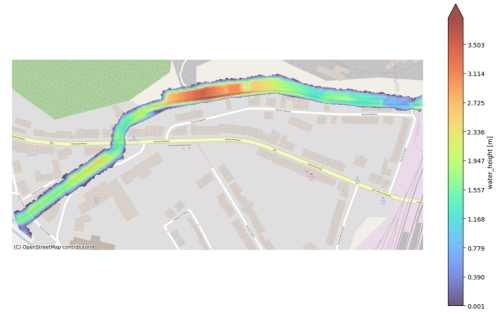


FIGURE 5.44 – Simulation de l'écoulement avec comme débit celui maximal pour un temps de retour de 5 ans ( $45.17m^3/s$ ), un élargissement de la section et un mur de 2-3 mètres de haut avec 0.03 comme coefficient de Manning.

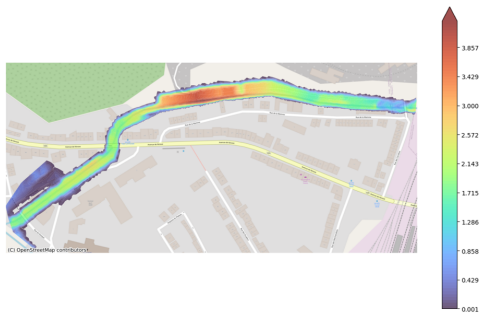


FIGURE 5.45 – Simulation de l'écoulement avec comme débit celui maximal pour un temps de retour de 5 ans ( $61.57m^3/s$ ), un élargissement de la section et un mur de 2-3 mètres de haut avec 0.03 comme coefficient de Manning.

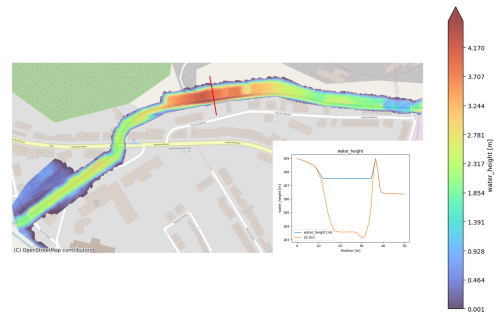


FIGURE 5.46 – Simulation de l'écoulement avec comme débit celui maximal pour un temps de retour de 5 ans ( $78.29m^3/s$ ), un élargissement de la section et un mur de 2-3 mètres de haut avec 0.03 comme coefficient de Manning.

# Chapitre 6

## Conclusion

Le but principal de ce mémoire était de donner les différentes étapes à suivre pour réaliser une étude d'inondation. L'étude de cas concernait l'inondation de Rochefort en 2021 et plus précisément de la plaine des sports et dans le centre de Jemelle. Après avoir réalisé l'analyse et la modélisation hydrologique pour chacun des deux sites, nous avons obtenu différents débits maximaux pour les différents temps de retour. Pour la Wamme, nous avons obtenu :  $17.86 \text{ m}^3/\text{s}$  pour 5 ans,  $45.17 \text{ m}^3/\text{s}$  pour 25 ans,  $61.57 \text{ m}^3/\text{s}$  pour 50 ans et  $78.29 \text{ m}^3/\text{s}$  pour 100 ans. Et pour la Lomme :  $49.98 \text{ m}^3/\text{s}$  pour 5 ans,  $107.03 \text{ m}^3/\text{s}$  pour 25 ans,  $139.85 \text{ m}^3/\text{s}$  pour 50 ans et  $178.62 \text{ m}^3/\text{s}$  pour 100 ans. Nous avons également calculé l'hydrogramme de l'évènement pour ces deux cours d'eau. Les débits maximaux étaient respectivement  $60.5$  et  $172 \text{ m}^3/\text{s}$ . Ce qui permet de conclure que les inondations subies en juillet 2021 étaient exceptionnelles.

Ensuite, à l'aide de différentes simulations, nous avons pu observer que, même avec des débits plus faibles, les dispositifs déjà présents à la plaine des sports et dans le centre de Jemelle ne suffisent pas à contenir les crues dans le lit de la rivière.

Pour remédier à cela, différentes solutions ont été envisagées. Pour la plaine des sport, la solution finale à prendre en compte est une digue placée en bordure d'habitation ou de route d'environ deux mètres de haut par rapport au sol. Pour le centre de Jemelle, il est nécessaire d'élargir le lit mais également d'élever un mur de deux mètres. Avec ces deux solutions, aucune inondation ne devrait se reproduire dans les rues de Jemelle suivant l'historique des évènements.

En conclusion, cette étude approfondie des inondations survenues à Rochefort en 2021 a permis de mettre en lumière l'importance d'une analyse hydrologique et hydraulique pour appréhender les impacts de telles catastrophes naturelles. Les solutions proposées ont montré à travers les résultats de simulation leur efficacité. Ces solutions sont-elle les plus optimales ? Sont-elles durables et résilientes ? Ses questions sont au coeur des recherches dans un monde où tout évolue et où seule la nature sait ce qui se passera demain. Les résultats obtenus servent donc de pistes

de réflexion et encouragent à la recherche de solutions meilleures.

Plusieurs pistes d'amélioration pour la modélisation hydrologique et hydrauliques ainsi que pour les solutions sont abordées dans la section suivante.

## 6.1 Pistes d'améliorations

Les solutions présentées ci-dessus ou dans la section 5 "Résultats" pourraient être améliorées. Une des premières choses serait de regarder si la hauteur des murs envisagés ne pourrait pas être plus basse ou nulle à certains endroits.

De plus, une des propositions d'aménagement du terrain était la renaturation de la berge. Malheureusement, avec le modèle HydroFlow, il est impossible d'imposer un coefficient de Manning différent en fonction des endroits pour le moment. Une fois que celui-ci le permettra, il serait intéressant d'analyser le comportement des cours d'eau avec de nouvelles conditions.

Un autre facteur qui n'a pas été pris en compte est le fait que le changement climatique augmente la fréquence et l'intensité des pluies. Le modèle, que nous avons utilisé pour obtenir les débits maximaux pour chaque temps de retour, ne prend évidemment pas cela en compte.

Un autre point qui n'a pas été abordé précédemment est le système d'évacuation des eaux. En effet, selon une enquête réalisée auprès des habitants de Jemelle, il semblerait que la localisation des égouts et leur fonctionnement ne favorisent en rien la lutte contre l'inondation en cas de crue. Il semblerait que le 14 juillet 2021 lorsque le débit et la hauteur d'eau de la Lomme ont commencé à augmenter durant la journée, une remontée progressive des eaux par les vannes d'égouts le long de la chaussée a commencé à se manifester et a initié le ruissellement vers les habitations, et ce, bien avant que l'eau ne déborde par-dessus les berges. Une étude SWMM à Jemelle pourrait dans ce cas être d'une grande aide en vue d'analyser ce système d'égouts, son fonctionnement et son efficacité pour imaginer des solutions.

L'étude hydrologique réalisée montre que les pluies enregistrées à Nassogne sont les plus déterminantes pour l'ensemble du modèle en raison du coefficient de Thiessen qui est attribué aux données du pluviomètre. De plus, nous voyons que les communes de Nassogne et Saint-Hubert occupent une grande proportion de la surface du bassin versant de la Wamme et de la Lomme. Il serait dès lors intéressant de trouver des solutions à faible impact sur l'environnement dans ces communes de sorte à ralentir ou contenir les eaux de crues et d'empêcher la surcharge à l'aval.

# Annexe A: Coefficient de Manning

Tableau des rugosités de Manning

Valeurs du coefficient n de Manning				
Nature des surfaces	Etats des parois			
	Parfait	Bon	Assez bon	Mauvais
<b>A) Canaux artificiels</b>				
Ciment lissé	0,01	0,011	0,012	0,013
Mortier de ciment	0,011	0,012	0,013	0,015
Aqueducs en bois raboté	0,01	0,012	0,013	0,014
Aqueducs en bois non raboté	0,011	0,013	0,014	0,015
Canaux revêtus de béton	0,012	0,014	0,016	0,018
Moëllons bruts	0,017	0,02	0,025	0,03
Pierres sèches	0,025	0,03	0,033	0,035
Moëllons dressés	0,013	0,014	0,015	0,017
Aqueducs métalliques à section demi-circulaire lisse	0,011	0,012	0,013	0,015
Aqueducs métalliques à section demi-circulaire plissée	0,0225	0,025	0,0275	0,030
Canaux en terre droits et uniformes	0,017	0,020	0,0225	0,025
Canaux avec pierres, lisses et uniformes	0,025	0,030	0,033	0,035
Canaux avec pierres, rugueux et irréguliers	0,035	0,040	0,045	-
Canaux en terre à larges méandres	0,0225	0,025	0,0275	0,030
Canaux en terre dragués	0,025	0,0275	0,030	0,033
Canaux à fond en terre, côtés avec pierres	0,028	0,030	0,033	0,035
<b>B) Cours d'eau naturels</b>				
1) Propres, rives en ligne droite	0,025	0,0275	0,030	0,033
2) Idem 1 avec quelques herbes et pierres	0,030	0,033	0,035	0,040
3) Avec méandres, avec quelques étangs et endroits peu profonds, propres	0,035	0,040	0,045	0,050
4) Idem 3, l'eau à l'étiage, pente et sections plus faibles	0,040	0,045	0,050	0,055
5) Idem 3, avec quelques herbes et pierres	0,033	0,035	0,040	0,045
6) Idem 4, avec pierres	0,045	0,050	0,055	0,060
7) Zones à eau coulant lentement avec herbes ou fosses très profondes	0,050	0,060	0,070	0,080
8) Zones avec beaucoup de mauvaises herbes	0,075	0,100	0,125	0,150

FIGURE A.1 – Tableau des rugosités de Manning[5]

## Annexe B: Données intensité - durée - fréquence (IDF)

durée	5	25	50	100
10 min	11.1	17.3	20.2	23.5
20 min	16.3	25.4	29.7	34.5
30 min	19.4	30.3	35.6	41.3
1h	23.4	35.6	41.4	47.8
2h	27.6	41.4	47.9	55
3h	30.5	45.3	52.4	60.1
6h	35.2	50	57.1	64.7
12h	42.9	60.5	68.8	77.8
1j	52	71.6	80.7	90.2
2j	66	89.1	99.4	110.1
3j	70.9	95.2	105.8	116.8
4j	77	102.6	113.7	125
5j	86.8	114.4	126.3	138.3

TABLE B.1 – Niveau de retour estimé (mm) pour une durée de précipitations de 10 minutes à 5 jours(lignes) et une période de retour de 5, 25, 50 et 100 années (colonnes) pour la commune de Rochefort.[9]

<b>durée</b>	<b>5</b>	<b>25</b>	<b>50</b>	<b>100</b>
10 min	11.2	17.3	20.3	23.6
20 min	16.4	25.5	29.9	34.7
30 min	19.5	30.5	35.8	41.5
1h	23.5	35.8	41.7	48.2
2h	27.8	41.7	48.3	55.5
3h	30.7	45.6	52.7	60.4
6h	35.4	50.3	57.4	65
12h	43.1	60.8	69.1	78.1
1j	52.5	72.1	81.2	90.7
2j	66.8	90.1	100.4	111.2
3j	71.8	96.4	107.1	118.2
4j	78.1	104	115.2	126.6
5j	88.1	116.1	128	140.2

TABLE B.2 – Niveau de retour estimé (mm) pour une durée de précipitations de 10 minutes à 5 jours(lignes) et une période de retour de 5, 25, 50 et 100 années (colonnes) pour la commune de Marche-en-Famenne.[9]

<b>durée</b>	<b>5</b>	<b>25</b>	<b>50</b>	<b>100</b>
10 min	11.4	17.6	20.7	24
20 min	16.9	26.4	30.9	35.9
30 min	20	31.2	36.7	42.6
1h	24.3	37.1	43.3	50
2h	28.8	43.3	50.2	57.7
3h	31.6	47	54.4	62.3
6h	36.3	51.4	58.5	66.3
12h	44.4	62.1	70.6	79.6
1j	54.3	74.1	83.3	92.9
2j	70	93.8	104.5	115.5
3j	75.8	101.2	112.4	123.8
4j	82.7	109.6	121.3	133.2
5j	93.5	122.8	135.3	148.1

TABLE B.3 – Niveau de retour estimé (mm) pour une durée de précipitations de 10 minutes à 5 jours(lignes) et une période de retour de 5, 25, 50 et 100 années (colonnes) pour la commune de Nassogne.[9]

<b>durée</b>	<b>5</b>	<b>25</b>	<b>50</b>	<b>100</b>
10 min	11.9	18.5	21.6	25.1
20 min	18.3	28.7	33.7	39.2
30 min	21.4	33.4	39.2	45.5
1h	26.4	40.7	47.6	55.1
2h	31.4	47.6	55.4	63.8
3h	34.3	50.9	58.9	67.5
6h	39	54.4	61.8	69.7
12h	47.9	66	74.5	83.7
1j	59.1	79.4	88.7	98.6
2j	78.3	103.8	115.2	126.9
3j	86.2	113.9	126.1	138.5
4j	94.7	124.4	137.2	150.2
5j	107.5	140.4	154.4	168.7

TABLE B.4 – Niveau de retour estimé (mm) pour une durée de précipitations de 10 minutes à 5 jours(lignes) et une période de retour de 5, 25, 50 et 100 années (colonnes) pour la commune de Daverdisse.[9]

<b>durée</b>	<b>5</b>	<b>25</b>	<b>50</b>	<b>100</b>
10 min	11.9	18.4	21.6	25
20 min	18.2	28.5	33.5	38.9
30 min	21.3	33.2	39	45.3
1h	26.2	40.4	47.3	54.7
2h	31.3	47.3	55	63.4
3h	34.1	50.7	58.6	67.2
6h	38.8	54.2	61.6	69.5
12h	47.7	65.7	74.2	83.4
1j	58.7	79	88.3	98.1
2j	77.6	103	114.3	126
3j	85.3	112.9	124.9	137.3
4j	93.8	123.1	135.9	148.8
5j	106.4	138.9	152.9	167

TABLE B.5 – Niveau de retour estimé (mm) pour une durée de précipitations de 10 minutes à 5 jours(lignes) et une période de retour de 5, 25, 50 et 100 années (colonnes) pour la commune de Libin.[9]

<b>durée</b>	<b>5</b>	<b>25</b>	<b>50</b>	<b>100</b>
10 min	11.7	18.1	21.2	24.6
20 min	17.7	27.7	32.5	37.7
30 min	20.8	32.5	38.1	44.2
1h	25.5	39.1	45.7	52.9
2h	30.3	45.7	53.1	61.1
3h	33.1	49.2	56.9	65.3
6h	37.8	53.1	60.4	68.2
12h	46.4	64.3	72.8	81.9
1j	57.1	77.2	86.5	96.2
2j	74.9	99.7	110.7	122.2
3j	81.9	108.6	120.4	132.4
4j	89.7	118.2	130.6	143.1
5j	101.7	133	146.5	160.1

TABLE B.6 – Niveau de retour estimé (mm) pour une durée de précipitations de 10 minutes à 5 jours(lignes) et une période de retour de 5, 25, 50 et 100 années (colonnes) pour la commune de Saint-Hubert.[9]

## Annexe C: Capacité de stockage du sol : valeur du nombre S (mm)

Couverture		Capacité de stockage (mm) par type hydrologique de sol			
Type de couverture	Conditions hydrologiques	A	B	C	D
Pâtures, Prairies	Mauvaises	120	68	41	31
	Moyennes	264	114	68	48
	Bonnes	397	162	89	64
Prairies	-	593	58	71	78
Bois et Prairies	Mauvaises	192	94	56	41
	Moyennes	337	137	80	56
	Bonnes	540	184	99	68
Bois et Forêts	Mauvaises	310	131	76	52
	Moyennes	452	169	94	68
	Bonnes	593	208	109	76
Fermes et dépendances	-	177	89	56	41

TABLE C.1 – Capacité de stockage du sol : valeur du nombre S (mm)[12]

Couverture		Capacité de stockage (mm) par type hydrologique de sol			
Type de couverture	Conditions hydrologiques	A	B	C	D
Espaces ouverts	Espaces verts < 50%	120	68	41	31
	Espaces verts 50...75%	264	114	68	48
	Espaces verts > 75%	397	162	89	64
Surfaces imperméables	Parkings, toitures	5	5	5	5
Rues et routes	Asphaltées	5	5	5	5
	Asphaltées avec fossés ouverts	52	31	22	19
	Graviers	80	45	31	25
	Chemins non revêtus	99	56	38	31
Quartiers centraux	Commerces et affaires (85% imperméables)	31	22	16	13
	Industries (72% imperméables)	60	35	25	19

TABLE C.2 – Capacité de stockage du sol : valeur du nombre S (mm)[12]

Couverture		Capacité de stockage (mm) par type hydrologique de sol			
Type de couverture	Conditions hydrologiques	A	B	C	D
Quartiers résidentiels	Parcelles < 500m <sup>2</sup> (65% imperméables)	76	45	28	22
	Parcelles de 500 à 1000 m <sup>2</sup> (38% imperméables)	162	85	52	38
	Parcelles de 1000 à 1350 m <sup>2</sup> (30% imperméables)	192	99	60	41
	Parcelles de 2000 m <sup>2</sup> (25% imperméables)	216	109	64	45
	Parcelles de 4000 m <sup>2</sup> (20% imperméables)	244	120	68	48
	Parcelles de 8000 m <sup>2</sup> (12% imperméables)	298	137	76	56

TABLE C.3 – Capacité de stockage du sol : valeur du nombre S (mm)[12]

# Bibliographie

- [1] 1d steady flow program limitations. <https://www.hec.usace.army.mil/confluence/rasdocs/ras1dtechref/latest/theoretical-basis-for-one-dimensional-and-two-dimensional-hydrodynamic-calculations/1d-steady-flow-water-surface-profiles/1d-steady-flow-program-limitations>.
- [2] Athys - Documentation. <http://www.athys-soft.org/documentation>. Visité : 2023-07-18.
- [3] Chapitre3 - Les précipitations. <https://echo2.epfl.ch/e-drologie/chapitres/chapitre3/chapitre3.html>.
- [4] FloodHub - Aider plus de gens à rester en sécurité grâce à la prévision des inondations. <https://blog.google/outreach-initiatives/sustainability/flood-hub-ai-flood-forecasting-more-countries/>.
- [5] Hydraulique appliquée - Tableau des rugosités de Manning. [https://sites.uclouvain.be/didacticiel-hydraulique/Home\\_Didacticiel.html](https://sites.uclouvain.be/didacticiel-hydraulique/Home_Didacticiel.html).
- [6] Inondations - Reconstruction. <https://www.wallonie.be/fr/inondations>. Visité : 2023-06-29.
- [7] Inondations catastrophiques en Allemagne et Belgique | Météo-France. <https://meteofrance.com/actualites-et-dossiers/actualites/climat/inondations-catastrophiques-en-allemande-et-belgique>. Visité : 2023-06-26.
- [8] Inondations de juillet 2021 : Bilan et perspectives. <https://dirupo.wallonie.be/home/presse--actualites/communiques-de-presse1/presses/inondations-de-juillet-2021--bilan-et-perspectives.html>.
- [9] IRM - Climat dans votre commune. <https://www.meteo.be/fr/climat/climat-de-la-belgique/climat-dans-votre-commune>.
- [10] La pluviométrie. <http://medhycos.mpl.ird.fr/fr/data/hyd/Drobot/3C.htm>.
- [11] Programmes de développement durable de quartiers. [https://lampspw.wallonie.be/dgo4/site\\_amenagement/index.php/site/](https://lampspw.wallonie.be/dgo4/site_amenagement/index.php/site/)

inondations/programmes-de-developpement-durable-de-quartiers.

Visité : 2023-06-26.

- [12] Table des valeurs de cn. <https://www.hec.usace.army.mil/confluence/hmsdocs/hmstrm/cn-tables>.
- [13] Welcome to pypims's documentation. <https://pypims.readthedocs.io/en/latest/>.
- [14] Pluviomètre. <https://fr.wikipedia.org/w/index.php?title=Pluviom%C3%A8tre&oldid=196431114>, août 2022. Visité : 2023-07-21.
- [15] Loi de Gumbel. [https://fr.wikipedia.org/w/index.php?title=Loi\\_de\\_Gumbel&oldid=205330944](https://fr.wikipedia.org/w/index.php?title=Loi_de_Gumbel&oldid=205330944), juin 2023. Visité : 2023-07-21.
- [16] Candace AGONAFIR, Tarendra LAKHANKAR, Reza KHANBILVARDI, Nir KRAKAUER, Dave RADELL et Naresh DEVINENI : A review of recent advances in urban flood research. *Water Security*, 19:100141, août 2023.
- [17] Deepak Singh BISHT, Chandranath CHATTERJEE, Shivani KALAKOTI, Pawan UPADHYAY, Manaswinee SAHOO et Ambarnil PANDA : Modeling urban floods and drainage using swmm and mike urban : a case study. *Natural Hazards*, 84(2):749–776, Nov 2016.
- [18] Daniel CAVIEDES-VOULLIÈME, Javier FERNÁNDEZ-PATO et Christoph HINZ : Cellular automata and finite volume solvers converge for 2d shallow flow modelling for hydrological modelling. *Journal of Hydrology*, 563:411–417, 2018.
- [19] Weiwei DU, Gerard Joseph FITZGERALD, Michele CLARK et Xiang-Yu HOU : Health impacts of floods. *Prehospital and Disaster Medicine*, 25(3):265–272, 2010.
- [20] Sulafa Hag ELSAFI : Artificial neural networks (anns) for flood forecasting at dongola station in the river Nile, Sudan. *Alexandria Engineering Journal*, 53(3):655–662, 2014.
- [21] Pénélope LAMARQUE, Alain TONDEUR, Philippe MARBAIX, Bruna GAINO et Jean-Pascal van YPERSELE : L'adaptation aux changements climatiques en Wallonie : synthèse et points d'attention pour l'actualisation des connaissances. [https://plateforme-wallonne-giec.be/assets/documents/Adaptation/PwG-SyntheseAdaptation\\_2022\\_complet\\_rev1.pdf](https://plateforme-wallonne-giec.be/assets/documents/Adaptation/PwG-SyntheseAdaptation_2022_complet_rev1.pdf), 2022.
- [22] Cailin LI, Na SUN, Yihui LU, Baoyun GUO, Yue WANG, Xiaokai SUN et Yukai YAO : Review on Urban Flood Risk Assessment. *Sustainability*, 15(1):765, janvier 2023. Number : 1 Publisher : Multidisciplinary Digital Publishing Institute.
- [23] Robin MEURICE et Sandra SOARES-FRAZÃO : A 2d hll-based weakly coupled model for transient flows on mobile beds. *Journal of Hydroinformatics*, 22, 07 2020.

- [24] Koen De RIDDER, Koen COUDERÉ, Mathieu DEPOORTER, Inge LIEKENS, Xavier POURRIA, David STEINMETZ, Eline VANUYTRECHT, Katelijne VERHAEGEN et Hendrik WOUTERS : Evaluation of the socio-economic impact of climate change in belgium. 2020.
- [25] Brett F. SANDERS et Jochen E. SCHUBERT : Primo : Parallel raster inundation model. *Advances in Water Resources*, 126:79–95, 2019.
- [26] Soares Frazao SANDRA : LGCIV 2051 - Applied hydraulics : open-channel flows. UCLouvain.
- [27] Anne SINZOT, Martin GRANDJEAN, Leslie KHOURY, Yves HANIN, Sandra SOARES, Yves ZECH, Jean-Philippe De VISSCHER, Gérald LEDENT et Vincent SERVAIS : Rochefort - appui urbanistique aux communes sinistrées par les inondations - rapport final (non public), Juin 2023.
- [28] S.M : Inondations de 2021 à Rochefort : "La satisfaction d'avoir anticipé, la frustration d'avoir été dépassé". <https://www.dhnet.be/regions/namur/dinant-ciney/2022/07/09/inondations-de-2021-a-rochefort-la-satisfaction-davoir-anticipe-la-frustration-davoir-ete-depasse-A3PG2ZG5V5DGBKMF274R6KVC0E/>, juillet 2023. Visité : 2023-07-03.
- [29] S. SOARES FRAZÃO : Dam-break induced flows in complex topographies. theoretical, numerical and experimental approaches (thèse de doct.). UCL-Université Catholique de Louvain, 2002.
- [30] H. TABARI : Climate change impact on flood and extreme precipitation increases with water availability. *Scientific Reports*, 10(1), 2020.
- [31] J. A. E. ten VELDHUIS, F. H. L. R. CLEMENS, G. STERK et B. R. BERENDS : Microbial risks associated with exposure to pathogens in contaminated urban flood water. *Water Research*, 44(9):2910–2918, mai 2010.
- [32] Zening WU, Yanxia SHEN, Huiliang WANG et Meimei WU : Urban flood disaster risk evaluation based on ontology and Bayesian Network. *Journal of Hydrology*, 583:124596, 2020.

**UNIVERSITÉ CATHOLIQUE DE LOUVAIN**  
École polytechnique de Louvain

Rue Archimède, 1 bte L6.11.01, 1348 Louvain-la-Neuve, Belgique | [www.uclouvain.be/epl](http://www.uclouvain.be/epl)