UCLouvain

École polytechnique de Louvain

Etude expérimentale de la résistance des bâtiments en cas de crue

Auteurs: **Delphine Adriaens, Lisa Adyns**
Promoteurs: **Sandra Soares Frazao, Didier Bousmar**
Lecteurs: **Charles Ryckmans, Masoumeh Ebrahimi**
Année académique 2022–2023
Master [120] : ingénieur civil des constructions

Remerciements

Alors que cette aventure en duo prend fin, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude envers tous ceux qui ont joué un rôle essentiel dans ce travail et ont contribué à notre épanouissement tout au long de ce parcours.

En premier lieu, nous tenons à remercier notre promotrice, Sandra Soares Frazão sans qui ce mémoire n'aurait jamais vu le jour. Nous sommes extrêmement reconnaissantes pour son suivi régulier et son soutien tout au long de l'année. Son expertise et ses précieux conseils ont été essentiels pour mener à bien notre travail.

Ensuite, nos remerciements se tournent également vers notre second promoteur, Didier Bousmar. Ses remarques éclairées partagées lors de nos entrevues ont permis d'orienter nos réflexions et d'avancer au mieux dans nos recherches.

Nos plus chaleureux remerciements sont adressés à Charles Ryckmans. Nous espérons avoir grandement contribué à sa thèse de doctorat via ce mémoire. Sa détermination et sa bonne collaboration ont été le moteur de notre motivation. Nous avons été ravies de pouvoir former une équipe avec lui et ne sommes pas prêtes d'oublier les bons moments passés ensemble.

Nous remercions également les autres membres de l'équipe d'hydraulique. Tout d'abord, Yves Zech pour nous avoir transmis sa passion et ses connaissances. Mais encore, Nathan Delpierre pour sa réactivité et son enthousiasme face à nos nombreuses questions. Enfin, Masoumeh Ebrahimi pour avoir accepté d'être lectrice de notre travail.

Les nombreuses journées passées au laboratoire n'auraient pas été pareilles sans les conseils, l'aide et la mise à disposition de matériel de la part de l'équipe du laboratoire. Nous remercions plus particulièrement Alex, Pierre et Antoine.

La collaboration avec Buildwise a permis d'enrichir ce travail. Dès lors, nous adressons nos remerciements à Petra Van Itterbeeck et Jean-François Rondeaux.

Pour terminer en beauté, merci à nos familles et nos amis pour nous avoir accompagnées et supportées tout au long de ce travail sans relâche. Merci aux nombreuses blagues de nos camarades de GC qui nous ont fait rire durant tout ce quadrimestre. Merci à nos parents pour leur soutien inconditionnel et leur dévouement qui ont été les piliers de notre réussite académique.

Résumé

Les inondations sont un problème fréquent en Belgique, ainsi que dans de nombreux pays à travers le monde. L'événement majeur de juillet 2021 a entraîné d'importants dommages matériels, notamment aux bâtiments. Afin de prévenir ces dégâts et de s'en prémunir, il est essentiel de quantifier les sollicitations exercées sur les bâtiments.

Dans cette étude, deux approches ont été utilisées. Tout d'abord, un dispositif expérimental a été mis en place pour simuler l'influence d'un écoulement consécutif à une rupture de barrage sur un bâtiment isolé. Des instruments de mesure ont permis de mesurer les hauteurs d'eau et les vitesses à certains endroits de l'écoulement. Les pressions et profils de hauteurs d'eau sur la face avant du bâtiment ont également été capturés. En parallèle, des simulations numériques ont été réalisées sur le cas réel de la ville de Pepinster.

L'utilisation de différentes approches de calcul des efforts ont permis de confronter les résultats obtenus. Les résultats indiquent que, dans les deux cas, la composante hydrostatique des forces est prédominante. Dans les expériences, hormis au moment de l'impact de l'onde de rupture de barrage sur l'obstacle, la composante hydrodynamique est négligeable. En revanche, dans le cas de Pepinster, les vitesses sont suffisantes pour générer des forces hydrodynamiques.

Cependant, cette étude présente certaines limites, notamment en ce qui concerne la reproduction des effets tridimensionnels, qui sont particulièrement présents au début de l'expérience. Afin d'améliorer le modèle, il est envisageable de diversifier le dispositif expérimental et d'utiliser un modèle tridimensionnel pour les simulations.

Table des matières

Introduction **1**

1 État de l'art **5**

1 Normes et recommandations existantes dans d'autres pays 5
1.1 Types d'inondations 6
1.2 Facteurs et stratégies de conception 6
1.2.1 Conception d'un bâtiment résistant 8
1.2.2 Conception d'un bâtiment résilient 8
1.2.3 Quelle conception choisir ? 8
1.3 Types d'efforts et détermination 9
1.3.1 Forces hydrostatiques 9
1.3.2 Forces hydrodynamiques 11
2 Normes sur le vent 12
2.1 Actions du vent calculées par l'Eurocode belge 12
2.2 The wind/water design appraoch - Normes australiennes 16
3 Expériences réalisées pour mesurer des sollicitations sur un bâtiment 17
3.1 Impact d'une vague débordante sur un mur de tempête 18
3.2 Analyse expérimentale des forces d'impact sur les bâtiments exposés à des risques fluviaux 19
3.3 Identification des problèmes de modélisation à travers l'utilisation des données d'une crue réelle 21
3.4 Détermination expérimentale du coefficient de pression de la charge due aux inondations sur des murs de maisons mitoyennes néerlandaises 22
3.4.1 Introduction 22
3.4.2 Matériel et méthodes 23
3.4.3 Résultats expérimentaux et discussion 25
3.4.4 Conclusion 26
3.5 Étude de l'impact de la force due à une rupture de barrage sur des structures à l'aide de simulations numériques 2D et 3D. 26
3.5.1 Impact d'une rupture de barrage sur un obstacle isolé 27
3.5.2 Impact d'une rupture de barrage sur un groupe de structures . . 28
3.6 Impact d'un obstacle isolé sur l'écoulement consécutif à une rupture de barrage 30
3.6.1 Introduction 30
3.6.2 Dispositif expérimental 30
3.6.3 Description de l'écoulement 31
3.6.4 Mesures de l'écoulement 32
3.6.5 Résultats expérimentaux 33

2 Outils et méthodes **35**
1 Hydroflow . . . 35
1.1 Équations de Saint-Venant . . . 35
1.1.1 Les hypothèses . . . 35
1.1.2 Conservation de la masse . . . 36
1.1.3 Conservation de la quantité de mouvement . . . 36
1.1.4 Système d'équations de Saint-Venant . . . 39
1.2 Vitesse finie de propagation de l'information . . . 40
1.3 Schéma des volumes finis . . . 42
1.4 Calcul des flux aux interfaces . . . 43
1.4.1 Ecoulement subcritique . . . 44
1.4.2 Ecoulement supercritique . . . 45
1.4.3 Formule générale . . . 45
1.5 Conditions frontières . . . 46
1.5.1 Débit imposé à l'amont . . . 46
1.5.2 Mur . . . 46
1.5.3 Condition transmissive à l'aval . . . 47
1.6 Utilisation du logiciel . . . 47
2 ATHYS . . . 48
2.1 Calcul d'un bassin versant : VICAIR . . . 48
2.2 Polygones de Thiessen . . . 48
2.3 Création des hydrogrammes : VISHYR et MERCEDES . . . 49
2.3.1 Modèle hydrologique distribué SCS . . . 49
2.3.1.1 Fonction de production . . . 49
2.3.1.2 Fonction de transfert . . . 54
3 QGIS . . . 55

3 Étude expérimentale **57**
1 Description du canal . . . 57
2 Techniques de mesure . . . 59
2.1 Mesure des vitesses et hauteurs d'eau à trois jauges . . . 60
2.2 Sondes de vitesse . . . 60
2.3 Capteurs de distance à ultrasons . . . 61
2.3.1 Fonctionnement des capteurs . . . 61
2.3.2 Étalonnage des capteurs . . . 62
2.3.3 Placement des sondes . . . 63
2.4 Sondes de pression . . . 64
2.4.1 Étalonnage des sondes . . . 64
2.4.2 Mise en place des pipettes . . . 66
2.4.3 Calcul de la pression aux pipettes . . . 67
2.5 Techniques d'imagerie . . . 68
3 Déroulement des expériences . . . 70
4 Résultats des prises de mesure . . . 70
4.1 Hauteurs d'eau aux jauges . . . 70
4.2 Vitesses . . . 72
4.3 Hauteurs d'eau issues des techniques d'imagerie . . . 76
4.4 Pressions . . . 80
5 Comparaison avec les expériences antérieures . . . 83

4 Modèle numérique **85**
1 Le maillage . . . 85
2 Description de l'écoulement . . . 87
3 Résultats des simulations numériques . . . 93
3.1 Hauteurs d'eau et vitesses aux jauges . . . 93
3.2 Profils de hauteur d'eau sur la face avant de la boîte . . . 95
3.3 Hauteurs d'eau au droit des pipettes . . . 96
4 Conclusion . . . 98

5 Étude des pressions et des forces **99**
1 Calcul des pressions au droit des pipettes . . . 100
2 Calcul des forces . . . 104
2.1 Méthode d'intégration . . . 104
2.2 Méthode des normes . . . 106
2.3 Méthode avec le coefficient α . . . 108
2.4 Comparaison des différentes méthodes . . . 112
2.5 Méthode avec le coefficient de pression C_p . . . 114
3 Similitude avec un cas réel . . . 116

6 Étude de l'inondation de juillet 2021 à Pepinster **117**
1 Visite de Pepinster . . . 117
2 Analyse des données de l'inondation de juillet 2021 . . . 122
2.1 Bassins versants de la Vesdre et de la Hoëgne . . . 122
2.2 Analyse des pluviomètres sur les bassins versants . . . 123
2.3 Calcul des hydrogrammes . . . 125
3 Maillage de la ville de Pepinster . . . 129
3.1 Frontières du domaine . . . 129
3.2 Raffinement du maillage . . . 130
4 Simulations . . . 131
4.1 Première simulation . . . 132
4.1.1 Conditions initiales . . . 132
4.1.2 Résultats . . . 133
4.2 Deuxième simulation . . . 134
4.2.1 Conditions initiales . . . 134
4.2.2 Résultats . . . 135
4.3 Troisième simulation . . . 137
4.3.1 Conditions initiales . . . 137
4.3.2 Résultats . . . 137
4.3.3 Analyse des coupes de profil . . . 139
4.3.4 Analyse des laisses de crue . . . 142
5 Chronologie de l'inondation . . . 144
6 Analyse de la période de retour . . . 146

7 Étude des pressions et des forces à Pepinster **149**
1 Cartes des pressions . . . 149
2 Calcul des forces sur les bâtiments . . . 152
2.1 Bâtiment 1 . . . 154
2.2 Bâtiment 2 . . . 157
2.3 Bâtiment 3 . . . 159
2.4 Bâtiment 4 . . . 162
2.5 Comparaison des forces linéiques sur les différentes façades des bâtiments 164

Conclusion **167**

Annexes **171**
A Tableau des rugosités de Manning 171
B Évolution de l'inondation de juillet 2021 à Pepinster 172

Table des figures

1 Nombre d'inondations en fonction des années dans le monde [Statista, 2023]. . . 1
2 Carte de la Belgique avec la province de Liège en jaune. 2
3 Maison sinistrée de l'inondation de juillet 2021 à Pepinster [Gillet, 2021]. 2
4 Canal expérimental. 3

1.1 Schéma de l'application d'une force latérale hydrostatique sur la paroi d'un bâtiment. 10
1.2 Schéma de l'application d'une force latérale hydrostatique équivalente due à la faible vitesse de l'écoulement sur la paroi d'un bâtiment. 11
1.3 Niveau d'eau en mouvement autour d'une maison. 12
1.4 Représentation du coefficient d'exposition $c_e(z)$ pour $c_o = k_l = 1$ [Comité européen de normalisation, 2005]. 14
1.5 Schéma typique de l'impact d'une vague sur un mur de tempête [Bellotti et al., 2015]. 18
1.6 Capteurs de force et de pression [Bellotti et al., 2015]. 18
1.7 Capteurs de force. 18
1.8 Présentation du modèle réduit de Schnannerbach [Sturm et al., 2018]. 19
1.9 Mécanismes d'impact d'une vague sur une paroi verticale [Armanini et al., 2010]. 20
1.10 Actions de l'inondation sur un mur, considérées dans l'étude [Jansen et al., 2020]. 23
1.11 Cliché de l'expérience ($h_0 = 175$ mm, $\alpha = 75°$) et schéma des variables. L'échelle et les profils ne sont que des exemples [Jansen et al., 2020]. 24
1.12 Définition du coefficient de pression C_p et de traînée C_D [Jansen et al., 2020]. . . 25
1.13 Valeurs des coefficients de pression et traînée pour trois configurations différentes [Jansen et al., 2020]. 25
1.14 Configuration de la boîte [Jansen et al., 2020]. 26
1.15 Dispositif expérimental [Hien and Van Chien, 2021]. 27
1.16 Groupe de structures dans la plaine inondable [Hien and Van Chien, 2021]. . . . 28
1.17 Formation des ondes incidentes et réfléchies [Hien and Van Chien, 2021]. 29
1.18 Forces dans la direction de l'écoulement, exercées sur les colonnes A et B [Hien and Van Chien, 2021]. 29
1.19 Dispositif expérimental (dimensions en mètres) [Soares-Frazão and Zech, 2007]. . 31
1.20 Section du canal (a) dans le réservoir amont et dans le canal principal, (b) à la position du barrage [Soares-Frazão and Zech, 2007]. 31
1.21 Position et dimensions du bâtiment (en mètres) [Soares-Frazão and Zech, 2007]. . 31
1.22 Simulations de l'écoulement [Soares-Frazão and Zech, 2007]. 32
1.23 Simulation de l'écoulement au temps $t = 10$ s [Soares-Frazão and Zech, 2007]. . . 32
1.24 Position des jauges où la hauteur d'eau et la vitesse sont mesurées [Soares-Frazão and Zech, 2007]. 33

2.1 Volume de contrôle et continuité. 36
2.2 Forces agissant sur le volume de contrôle. 37
2.3 Variation de la hauteur pour une section constante [Soares-Frazão, 2021b]. 38

2.4 Profil de vitesse caractéristique [Delpierre, 2022]. 39
2.5 Les caractéristiques [Soares-Frazão, 2021b]. 41
2.6 Volume de contrôle [Soares-Frazão, 2021b]. 42
2.7 Schéma des volumes finis [Soares-Frazão, 2021b]. 43
2.8 Caractéristiques hydrauliques [Soares-Frazão, 2021b]. 43
2.9 Méthode de Pavie : cas subcritique [Soares-Frazão, 2021b]. 44
2.10 Méthode de Pavie : cas supercritique [Soares-Frazão, 2021b]. 45
2.11 Conditions frontières : mur [Soares-Frazão, 2021b]. 46
2.12 Illustration des polygones de Thiessen [Soares-Frazão, 2021a]. 48
2.13 Schéma du modèle SCS [Zech, 2022b]. 50
2.14 Schéma des variables cumulées [Zech, 2022b]. 50
2.15 Réservoir de pluie [Zech, 2022b]. 52
2.16 Réservoir de sol [Zech, 2022b]. 52
2.17 Schéma pour le calcul du débit d'écoulement total [Zech, 2022b]. 53
2.18 Hydrogramme élémentaire résultant de l'écoulement provenant de la maille m [Zech, 2022b]. 54

3.1 Dispositif expérimental [UCLouvain/Aurore Delsoir, 2023]. 57
3.2 Canal expérimental (dimensions en mètres). 58
3.3 Sections du canal expérimental. 58
3.4 Position du bâtiment (dimensions en mètres). 59
3.5 Position des jauges. 60
3.6 Schéma des sondes de vitesse [WL Delft Hydraulics, 2001]. 61
3.7 Sondes de vitesse. 61
3.8 Dispositif d'étalonnage des capteurs de distance à ultrasons. 62
3.9 Droites d'étalonnage du capteur de distance à ultrasons n°1. 63
3.10 Capteurs de distance à ultrasons - jauges 1 et 2. 63
3.11 Capteur de distance à ultrasons - jauge 3. 64
3.12 Dispositif de fixation des capteurs de distance à ultrasons. 64
3.13 Dispositif d'étalonnage des sondes de pression. 65
3.14 Droites d'étalonnage du capteur de pression n°20423. 65
3.15 Disposition des pipettes sur le bâtiment (dimensions en centimètres). 66
3.16 Mise en place des pipettes sur la boîte. 66
3.17 Sondes de pression. 67
3.18 Dispositif des sondes de pression. 67
3.19 Redressement de l'image. 69
3.20 Étape de sélection des points formant la ligne d'eau. 69
3.21 Évolution de la hauteur d'eau en fonction du temps - Série 1. 71
3.22 Évolution de la hauteur d'eau en fonction du temps - Jauge 3. 72
3.23 Jauge 3 - Séries 1, 2 et 3. 72
3.24 Illustration de la sonde de vitesse 2. 73
3.25 Évolution de la vitesse en fonction du temps - Moyenne mobile essai 09. 73
3.26 Évolution de la vitesse en fonction du temps - Moyenne et écart type. 74
3.27 Écoulement autour des sondes de vitesse. 75
3.28 Profil de hauteur d'eau sur la boîte et écart type. 77
3.29 Profil de hauteur d'eau sur la boîte et écart type. 78
3.30 Illustration du profil de hauteur d'eau sur la boîte - Temps : 3 s 79
3.31 Illustration du profil de hauteur d'eau sur la boîte - Temps : 15 s 79
3.32 Illustration du profil de hauteur d'eau sur la boîte - Temps : 25 s 79
3.33 Évolution de la pression au droit des pipettes. 81
3.34 Évolution de la pression au droit des pipettes. 82

3.35 Évolution de la pression au droit des pipettes. 83
3.36 Évolution de la hauteur d'eau en fonction du temps - Comparaison avec les expériences réalisées en 2003. 84
3.37 Évolution de la vitesse en fonction du temps - Comparaison avec les expériences réalisées en 2003. 84

4.1 Maillage du canal. 85
4.2 Frontières du maillage du canal. 86
4.3 Jauges des pipettes. 86
4.4 Jauges du maillage. 87
4.5 Hauteur d'eau dans le canal - Temps : 1 s. 87
4.6 Analyse de l'écoulement consécutif à l'ouverture de la porte. 88
4.7 Évolution de la hauteur d'eau dans le canal. 89
4.8 Formation du ressaut sur la boîte. 90
4.9 Évolution de la hauteur d'eau dans le canal. 91
4.10 Hauteur d'eau dans le canal et représentation des vitesses. 92
4.11 Évolution de la hauteur d'eau en fonction du temps - Comparaison avec Hydroflow. 94
4.12 Évolution de la vitesse en fonction du temps - Comparaison avec Hydroflow. . . . 94
4.13 Profil de hauteur d'eau sur la face avant de la boîte - Comparaison avec Hydroflow. 95
4.14 Profil de hauteur d'eau sur la face avant de la boîte - Comparaison avec Hydroflow. 96
4.15 Évolution de la hauteur d'eau au droit des pipettes - Hydroflow. 96
4.16 Évolution de la hauteur d'eau sur la face du côté de la boîte 98

5.1 Calcul de la pression hydrostatique au droit d'une pipette - Exemple pour la pipette A. 100
5.2 Évolution de la vitesse. 101
5.3 Évolution de la pression au droit des pipettes. 102
5.4 Évolution de la pression au droit des pipettes. 103
5.5 Comparaison entre les pressions obtenues grâce aux hauteurs d'eau issues de Hydroflow ou des techniques d'imagerie. 103
5.6 Schéma d'intégration des forces de pression agissant sur la boîte. 104
5.7 Évolution des forces en fonction du temps. 107
5.8 Évolution du point d'application des forces en fonction du temps. 108
5.9 Détermination du nombre de Froude. 109
5.10 Nombre de Froude en fonction du temps. 109
5.11 Évolution des forces en fonction du temps - Méthode avec le coefficient α variable. 110
5.12 Évolution des forces en fonction du temps - Méthode avec le coefficient α fixe. . 111
5.13 Évolution des forces en fonction du temps - Forces hydrodynamiques. 112
5.14 Comparaison des forces obtenues avec les différentes méthodes. 113
5.15 Jauges placées sur les différentes faces du bâtiment. 114
5.16 Détermination du coefficient de pression C_p. 115

6.1 Ville de Pepinster en Belgique. 118
6.2 Tracé de la Vesdre et la Hoëgne à Pepinster. 118
6.3 Vue 1 de l'inondation à Pepinster [Ryckmans, 2022]. 119
6.4 Vue 2 et 3 de l'inondation à Pepinster [Ryckmans, 2022]. 119
6.5 Traces d'eau restantes de l'inondation à Pepinster [Ryckmans, 2022]. 120
6.6 Habitations détruites suite à l'inondation à Pepinster, rive droite [Ryckmans, 2022]. 121
6.7 Habitations détruites suite à l'inondation à Pepinster, rive gauche [Ryckmans, 2022]. 121
6.8 Exutoires. 122
6.9 Exutoires des bassins versants de la Vesdre et de la Hoëgne. 123

6.10 Bassins versants de la Vesdre et de la Hoëgne. 124
6.11 Polygones de Thiessen avec les pluviomètres situés à proximité et dans les bassins versants de la Vesdre et de la Hoëgne. 124
6.12 Application des polygones de Thiessen sur les bassins versants de la Vesdre et de la Hoëgne pour l'étendue des stations pluviométriques. 125
6.13 Débit total dans la Vesdre après la confluence : premier essai. 126
6.14 Comparaison du débit total dans la Vesdre après la confluence et de l'hydrogramme reconstitué à Chaudfontaine [Zech, 2022a]. 127
6.15 Limnimètres utilisés pour le débit initial Q_0 du deuxième essai de l'hydrogramme. 128
6.16 Débit total dans la Vesdre après la confluence : deuxième essai. 128
6.17 Comparaison des débits totaux dans la Vesdre pour les deux essais. 129
6.18 Zone inondée [SPW (service public de Wallonie), 2022] et contour du domaine. . 130
6.19 Types de maillages. 131
6.20 Mise en évidence de la largeur des conditions frontières. 132
6.21 Hauteurs d'eau maximales atteintes sur le maillage pour la première simulation. . 133
6.22 Comparaison des étendues des hauteurs d'eau de la simulation et de la zone inondée (en rouge). 134
6.23 Hauteurs d'eau maximales atteintes sur le maillage pour la deuxième simulation. 135
6.24 Comparaison des étendues des résultats entre la première simulation (en orange) et la deuxième simulation (en vert). 135
6.25 Différence entre les hauteurs d'eau de la deuxième simulation et les hauteurs d'eau de la zone inondée "IDW" [SPW (service public de Wallonie), 2022]. 136
6.26 Comparaison de la largeur de l'exutoire entre les simulations 1, 2 et 3. 137
6.27 Hauteurs d'eau maximale atteintes sur le maillage pour la troisième simulation. . 137
6.28 Comparaison des étendues des hauteurs d'eau de la simulation et de la zone inondée (en rouge). 138
6.29 Différence entre les hauteurs d'eau de la troisième simulation et les hauteurs d'eau de la zone inondée "IDW" [SPW (service public de Wallonie), 2022]. 139
6.30 Coupe 1 située dans la Figure 6.29. 140
6.31 Coupe 2 située dans la Figure 6.29. 140
6.32 Coupe 3 située dans la Figure 6.29. 141
6.33 Coupe 4 située dans la Figure 6.29. 142
6.34 Marqueurs des laisses de crue situées sur la Figure 6.29. 143
6.35 Laisses de crue situées sur la Figure 6.29. 143
6.36 Hauteurs d'eau le 14 juillet à minuit. 145
6.37 Hauteurs d'eau le 18 juillet à minuit. 145
6.38 Courbe IDF à Jalhay pour les maxima sur 24 h avec intervalle de confiance de 95% et indication du cumul de précipitation maximum sur 24 h de l'événement de juillet 2021 [Zeimetz et al., 2021]. 146
6.39 Courbe IDF à Jalhay pour les maxima sur 48 h avec intervalle de confiance de 95% et indication du cumul de précipitation maximum sur 48 h de l'événement de juillet 2021 [Zeimetz et al., 2021]. 147
6.40 Courbe IDF à Jalhay pour les maxima sur 72 h avec intervalle de confiance de 95% et indication du cumul de précipitation maximum sur 72 h de l'événement de juillet 2021 [Zeimetz et al., 2021]. 147

7.1 Carte des pressions de l'inondation de Pepinster le 14 juillet à midi. 150
7.2 Carte des pressions de l'inondation de Pepinster le 15 juillet à midi. 151
7.3 Schéma vue en plan du calcul des forces sur la façade d'un bâtiment. 152
7.4 Position des bâtiments analysés. 154

7.5 Prise de vue du bâtiment 1 en octobre 2022 [Ryckmans, 2022] et positionnement des jauges (points noirs). 155
7.6 Forces linéiques appliquées sur le bâtiment 1. 155
7.7 Application des forces linéiques sur le bâtiment 1. 156
7.8 Vitesses en fonction du temps sur les façades du bâtiment 1. 157
7.9 Prise de vue du bâtiment 2 en octobre 2022 [Ryckmans, 2022] et positionnement des jauges (points noirs). 157
7.10 Forces linéiques appliquées sur le bâtiment 2. 158
7.11 Application des forces linéiques sur le bâtiment 2. 158
7.12 Vitesses en fonction du temps sur les façades du bâtiment 2. 159
7.13 Prise de vue du bâtiment 3 (octobre 2022 [Ryckmans, 2022]) et 4 (avant inondation, [Google Street View, 2019]) et positionnement des jauges (points noirs). 160
7.14 Forces linéiques appliquées sur le bâtiment 3. 161
7.15 Application des forces linéiques sur le bâtiment 3. 161
7.16 Vitesses en fonction du temps sur les façades du bâtiment 3. 162
7.17 Forces linéiques appliquées sur le bâtiment 4. 162
7.18 Application des forces linéiques sur le bâtiment 4. 163
7.19 Vitesses en fonction du temps sur les façades du bâtiment 4. 164
7.20 Comparaison des forces totales linéiques pour les façades de chaque bâtiment. . . 165
B.1 Hauteurs d'eau de la 3ème simulation de 13 juillet 2021 à 00h00. 172
B.2 Hauteurs d'eau de la 3ème simulation de 14 juillet 2021 à 00h00. 172
B.3 Hauteurs d'eau de la 3ème simulation de 14 juillet 2021 à 12h00. 173
B.4 Hauteurs d'eau de la 3ème simulation de 15 juillet 2021 à 00h00. 173
B.5 Hauteurs d'eau de la 3ème simulation de 15 juillet 2021 à 12h00. 174
B.6 Hauteurs d'eau de la 3ème simulation de 16 juillet 2021 à 00h00. 174
B.7 Hauteurs d'eau de la 3ème simulation de 16 juillet 2021 à 12h00. 175
B.8 Hauteurs d'eau de la 3ème simulation de 18 juillet 2021 à 00h00. 175

Liste des tableaux

1.1 Coefficients de traînée selon le rapport largeur/hauteur d'une face rectangulaire [FEMA, 2012]. 10
1.2 Catégories et paramètres du terrain [Comité européen de normalisation, 2005]. . 13
1.3 Classification de la vitesse du vent et vitesse équivalente de l'eau [Hawkesbury-Nepean Floodplain Management Steering Committee, 2006]. 17
1.4 Détermination de la classification vent/eau en fonction de l'élévation de la maison et de la vitesse de l'écoulement [Hawkesbury-Nepean Floodplain Management Steering Committee, 2006]. 17
1.5 Position des jauges. 33

3.1 Coordonnées des coins du bâtiment. 59
3.2 Position des jauges. 60
3.3 Description des mesures pour chacun des essais. 70

4.1 Coordonnées des jauges des pipettes. 86

5.1 Forces totales agissant sur la face avant de la boîte. 113

6.1 Données de l'analyse des laisses de crue. 144

A.1 Valeurs du coefficient n de Manning [EPL - GCE, 2013]. 171

Introduction

L'un des défis majeurs de ce 21e siècle réside dans la gestion des inondations. Il est fréquent d'entendre parler dans les médias de nouvelles inondations touchant différentes régions. Dans le monde, comme en Europe, ce type de catastrophe se multiplie, engendrant des conséquences dévastatrices. En effet, à chaque épisode de crue, les habitations subissent d'importants dégâts, forçant les résidents à évacuer la plupart du temps. Malheureusement, ces inondations entraînent également des pertes humaines. De plus, d'énormes ressources financières sont mobilisées pour faire face à ces nombreux dommages.

Le graphe présenté à la Figure 1 illustre l'urgence de la situation. En effet, une tendance générale se dessine. Le nombre d'inondations par an dans le monde subit une augmentation croissante depuis les années 80. Cependant, il est important d'être conscient que cette évolution est également influencée par l'amélioration des moyens de collectes de données dans le monde au fil du temps. Selon le secrétaire général de l'Organisation météorologique mondiale [EuroNews, 2023], ce fléau serait une conséquence du dérèglement climatique. Par conséquent, il est impératif d'optimiser dès à présent les mesures à prendre face à ces catastrophes.

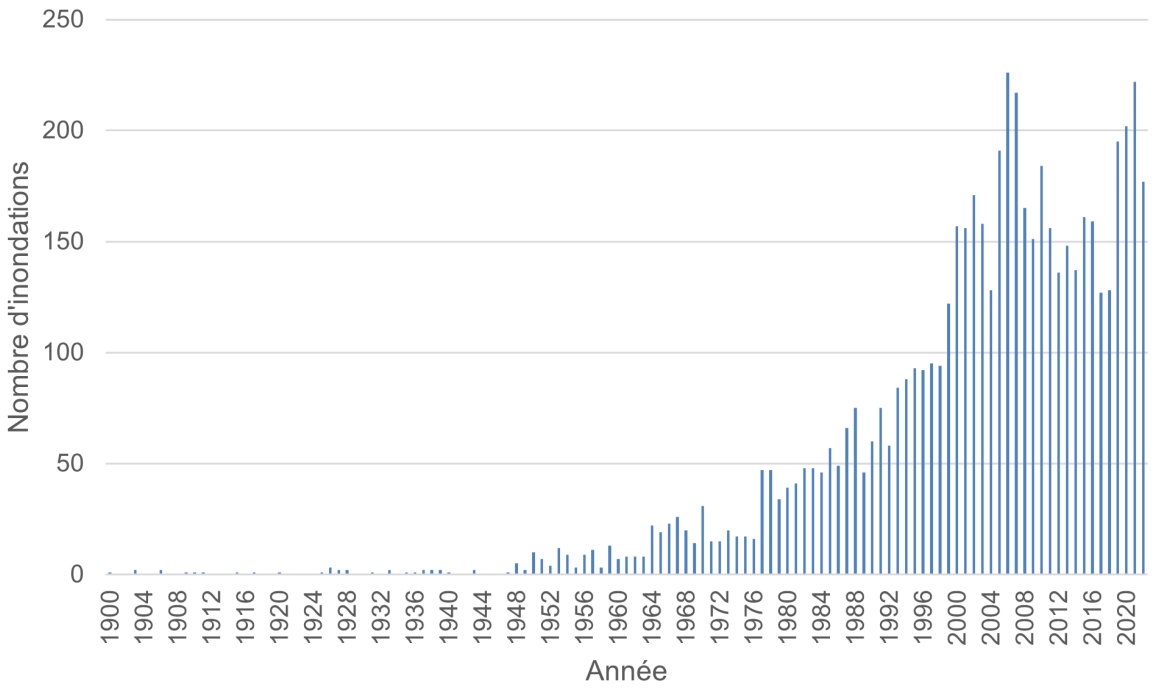


FIGURE 1 – Nombre d'inondations en fonction des années dans le monde [Statista, 2023].

Forcément, la Belgique n'est pas épargnée. Dès lors, les inondations représentent le risque naturel auquel ce territoire est le plus souvent confronté [Service Public Fédéral Belge, 2023]. La preuve en est qu'en juillet 2021, la Belgique a connu l'inondation la plus meurtrière de son histoire. Cet évènement s'est produit du 14 au 16 juillet 2021. Il a été reconnu comme calamité naturelle publique dans 209 communes [Wikipedia contributors, 2023]. Parmi les nombreuses provinces touchées, celle de Liège, illustrée à la Figure 2, fut lourdement impactée et particulièrement meurtrie. Trente-neuf personnes ont perdu la vie suite à cette catastrophe et plus de 100 000 personnes ont été sinistrées [Di Rupo, 2022].

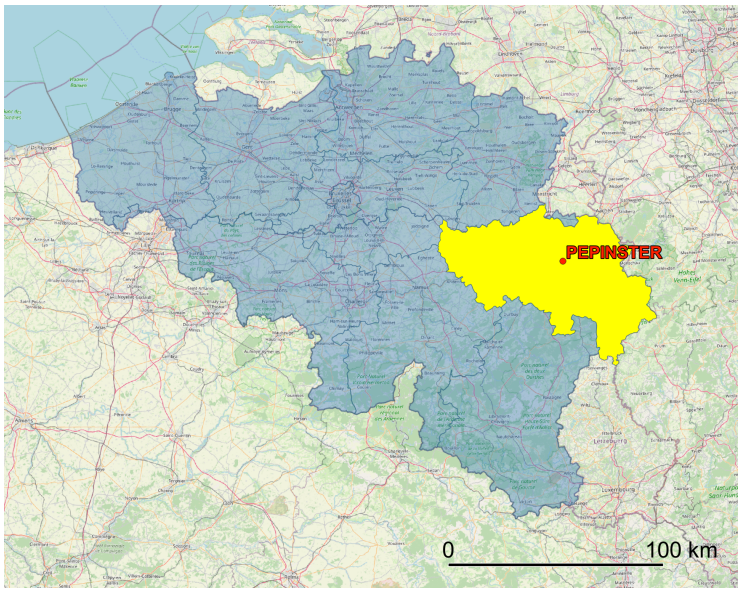


FIGURE 2 – Carte de la Belgique avec la province de Liège en jaune.

Le constat est clair, les dégâts matériels sont très importants. En effet, un grand nombre d'habitations ont été dévastées. Certaines d'entre elles se sont effondrées lors de l'inondation. D'autres ont été démolies suite aux dommages trop importants. Nombreuses sont celles qui, encore aujourd'hui, sont dans un état déplorable et restent l'attente d'une réhabilitation. Prise pour exemple, la ville de Pepinster, située sur la Figure 2, fut particulièrement frappée par cette inondation. La Figure 3 illustre une habitation sévèrement détériorée suite au passage de la crue.



FIGURE 3 – Maison sinistrée de l'inondation de juillet 2021 à Pepinster [Gillet, 2021].

Énormément de clichés similaires ont été capturés à Pepinster. Afin de comprendre plus en détail ce qui a pu se passer, c'est cette ville qui sera mise en lumière dans ce mémoire. L'étude vise à quantifier les sollicitations agissant sur les bâtiments en cas de crue. Ce travail s'intègre dans le cadre du projet "FLOOD" initié par [Buildwise, 2023]. Ce dernier visant, entre autres, à élaborer des lignes directrices et des stratégies pour la construction et la rénovation résistantes à l'eau dans les zones inondables.

En effet, cette problématique est cruciale. Tout d'abord, en évaluant les forces induites par une crue, il est plus aisé de concevoir et construire des bâtiments plus résistants et plus adaptés aux inondations. Ensuite, elle permet aux communes de déterminer les zones à risque élevé et ainsi prendre des mesures appropriées. Notamment, des mesures de protection ou des stratégies de relocalisation des bâtiments dans des zones moins exposées aux inondations peuvent être adoptées. Enfin, toutes ces mesures sont prises afin d'évaluer les risques, et ainsi améliorer la sécurité des occupants.

Afin d'étudier ce sujet, ce travail de fin d'études est composé de deux parties principales. D'une part, un volet sera consacré à une étude expérimentale, réalisée dans un canal du Laboratoire Essais Mécaniques, Structures et génie Civil (LEMSC) de l'Ecole Polytechnique de Louvain. Ce dernier est illustré à la Figure 4. D'autre part, l'inondation de juillet 2021 à Pepinster a été analysée.



FIGURE 4 – Canal expérimental.

Les expériences menées en laboratoire permettent de mesurer les grandeurs physiques nécessaires à la détermination des efforts. L'objectif est de pouvoir exploiter les données récoltées en s'appuyant sur des formules et des démarches existantes. D'une part, on voudrait calculer les forces réelles appliquées sur un bâtiment grâce aux pressions mesurées. D'autre part, l'application des formules existantes permettrait une comparaison des résultats obtenus. Cette application nécessite d'être en possession de données, telles que des hauteurs d'eau, des vitesses ou des pressions. Ces dernières sont mesurées à certains endroits précis dans le canal. Cependant, afin d'étendre ces données à d'autres endroits intéressants, un outil s'est avéré indispensable : la simulation numérique.

Le passage du monde réel au monde numérique élargit le champ des possibles. En effet, la simulation numérique reproduit l'expérience. Les résultats sont donc comparés et la validité de ces derniers est analysée. De plus, elle fournit les données de hauteur d'eau et de vitesse en tout point du maillage. Si ces données sont jugées pertinentes, car suffisamment proches de la réalité, il est possible de les exploiter.

Le deuxième volet de ce mémoire vise toujours le même objectif étant la quantification des sollicitations des efforts sur un bâtiment. L'étude de l'inondation de juillet 2021 à Pepinster est également basée sur les simulations numériques. Ainsi, le but est de reproduire le mieux possible la réalité. Par conséquent, de nombreuses recherches ont été effectuées sur la ville de Pepinster et les données de l'inondation de juillet 2021. Les résultats de la simulation sont comparés aux données disponibles concernant la crue à Pepinster. S'ils sont jugés exploitables, il est de nouveau possible de les inclure dans les formules utilisées précédemment. Ce volet de l'analyse peut être perçu comme une expérience à l'échelle 1 : 1. Par la suite, les forces calculées permettront de mieux comprendre les dégâts que les bâtiments ont subi.

Au terme de ces recherches, les sollicitations sur les bâtiments en cas de crue auront pu être quantifiées d'une part en laboratoire et d'autre part en situation réelle. Elles sont obtenues tantôt grâce aux prises de mesures, tantôt grâce aux résultats de simulations.

Le plan de ce mémoire est le suivant.

En premier lieu, un état de l'art, divisé en deux parties, synthétise l'état des connaissances actuelles. Deux domaines sont abordés. L'un concerne les normes et recommandations en vigueur concernant les inondations. Le second cite plusieurs articles reprenant des expériences similaires déjà réalisées. Ce chapitre fournira des informations quant à l'application des différentes formules utilisées, mais aussi des indications et observations utiles lors des expériences.

Le deuxième chapitre est consacré aux outils et méthodes utilisés. Des explications seront fournies concernant le logiciel de simulation et les outils de traitement de données nécessaires à la réalisation de ce travail.

Ensuite, l'étude expérimentale est décrite en détail. Les techniques de mesure, le déroulement de l'expérience et les résultats sont expliqués et analysés. Par la suite, le modèle numérique et ses résultats sont détaillés.

Le chapitre suivant se concentre sur le calcul des forces et des pressions grâce aux données jugées pertinentes précédemment.

Enfin, l'inondation de juillet 2021 est étudiée. Les données sont analysées afin d'être exploitées. Les simulations et leurs résultats sont expliqués. En dernier lieu, l'étude des pressions et des forces à Pepinster est effectuée sur certains bâtiments de la ville.

Une conclusion finalise ce travail de recherche, rassemblant les dernières observations et remarques.

Chapitre 1

État de l'art

Ce chapitre du rapport a pour but de rassembler l'état des connaissances dans le domaine abordé par ce travail de recherche. Les recherches bibliographiques se sont basées sur trois axes principaux.

Tout d'abord, un des objectifs de cette documentation est de pouvoir utiliser des formules simples, à l'instar des normes, afin de pouvoir calculer les forces et les pressions exercées sur des bâtiments. Les normes en matière de construction en zones inondables étant inexistantes en Belgique, la première partie de ce travail sera d'analyser les normes et recommandations dans d'autres pays tels que les États-Unis, l'Angleterre ou l'Australie.

Ensuite, une analyse des normes concernant les actions du vent sera effectuée. En effet, ces dernières peuvent être dans certains cas très similaires à celles provoquées par une inondation. Par conséquent, l'Eurocode et l'Annexe Nationale belge ont servi de base à cette analyse. Une analogie faite dans les normes australiennes est également mise en évidence, afin de fournir une démarche de dimensionnement pour la construction de bâtiments en zones inondables.

Enfin, la dernière partie de cet état de l'art présentera des expériences ou études numériques ayant déjà été réalisées pour mesurer des sollicitations sur un bâtiment. Cela aura pour but d'être une source d'inspiration quant aux différents aspects du volet expérimental de ce mémoire. Un accent particulier sera mis sur l'expérience menée par [Soares-Frazão and Zech, 2007]. En effet, c'est sur cette dernière que sera basée une grande partie de notre dispositif expérimental.

1 Normes et recommandations existantes dans d'autres pays

L'analyse et la connaissance des normes et recommandations relatives à la construction en zone inondable dans d'autres pays que la Belgique constituent une étape primordiale des recherches. En effet, cette étude permet d'établir une base avec des formules simples d'application. De plus, elle met en lumière des ordres de grandeur de valeurs pertinentes telles que les vitesses, les hauteurs d'eau et les pressions.

Les similitudes parmi les différents pays concernant l'application des formules et les stratégies seront identifiées et présentées dans cette section. L'objectif est de mettre en évidence les éléments importants à prendre en compte et à mettre en œuvre pour lutter de manière optimale contre les inondations.

Comme mentionné précédemment, les principaux pays étudiés dans cette section sont les États-Unis, l'Angleterre et l'Australie.

1.1 Types d'inondations

Il est important de distinguer les différents types d'inondations à considérer, ainsi que leurs causes et conséquences. Selon l'article anglais [Kelly et al., 2020], la liste suivante peut être dressée :

— Inondation côtière : dans les régions côtières. Elles sont causées par les tempêtes et accentuées par les marées, l'augmentation du niveau des eaux et les vagues.
— Inondation fluviale : autour des fleuves, lorsque la quantité d'eau y affluant dépasse sa capacité, il y a débordement. Provoquée par des pluies intenses et accentuée par l'urbanisation des plaines et le développement des zones imperméables.
— Inondation par ruissellement : conséquence des pluies intenses et dont la fréquence est accentuée par le réchauffement climatique. L'eau de pluie ruisselle vers un point bas. Si le système de drainage y est efficace et fonctionnel, l'eau s'évacue. Sinon, elle s'y accumule et provoque des inondations.
— Inondation d'égout : dans certaines régions possédant d'anciens systèmes d'égouts pas suffisamment efficaces pour drainer les eaux de pluie, ces derniers peuvent se remplir rapidement et ensuite déborder. L'inconvénient de ce type d'inondation est la contamination due aux bactéries présentes dans les égouts.
— Inondation par remontée de nappe phréatique : certaines régions où la nappe phréatique se situe proche du niveau du sol sont susceptibles d'être inondées plus rapidement que d'autres après des pluies intenses. Ce phénomène peut également se produire lors de fortes pluies après une période très humide, le sol étant incapable d'absorber davantage d'eau. L'inconvénient de ce type d'inondation est que la durée de celle-ci peut s'étaler sur une longue période, pendant plusieurs jours, voire plusieurs semaines.
— Crue éclair : dans certaines régions où la topographie est escarpée et le drainage faible, il arrive que l'eau d'une pluie intense s'accumule très rapidement dans ces zones, entraînant une forte montée des eaux.

Dans le cas belge, la plupart des points ci-dessus peuvent être considérés.

1.2 Facteurs et stratégies de conception

Les facteurs clés, cités dans les normes et recommandations anglaises [The British Standards Institution, 2015] et à prendre en compte lors de la conception d'un ouvrage contre les inondations sont les suivants :

— Les profondeurs d'eau attendues
— La durée de l'inondation
— La fréquence de l'inondation

En effet, c'est l'évaluation de ces derniers qui définira la stratégie à adopter lors de la conception. L'ouvrage peut être pensé comme étant résistant ou résilient face aux inondations. Ces aspects sont abordés de manière plus détaillée ci-dessous.

Les facteurs principaux influençant la quantité de dégâts structurels infligés aux bâtiments lors d'une inondation sont les suivants :

— La profondeur d'eau : elle influence les forces de pression hydrostatique appliquées aux parois. Il est important de préciser que la profondeur d'eau présente à l'intérieur du bâtiment influence la force hydrostatique résultante.
— La vitesse de l'écoulement : elle induit des forces de pression hydrodynamique appliquées aux parois. De plus, elle joue un rôle important concernant certaines considérations géotechniques. Plus la vitesse est élevée, plus le sol est sujet à l'érosion ou l'affouillement, pouvant amener à la rupture des bâtiments.

— La direction de l'écoulement par rapport au bâtiment : elle détermine l'importance des composantes perpendiculaires et parallèles des forces appliquées aux parois.
— Les impacts de débris : ces impacts causent des dégâts directs à l'endroit de contact et dépendent principalement de la vitesse et de la masse du débris.

En effet, ces facteurs provoquent des efforts sur les bâtiments en cas de crue et seront d'ailleurs plus largement détaillés dans la Section 1.3, dans laquelle les types d'efforts et leur détermination seront abordés.

Certains facteurs supplémentaires sont à prendre en compte et ces derniers accentuent ou infligent d'autres types de dégâts :

— La source de l'inondation : les dégâts sont accentués si l'eau de la crue provient de la mer ou des égouts, par exemple. De plus la concentration des sédiments de l'écoulement influence également les forces induites sur les bâtiments. En effet, une eau fortement chargée en sédiment présente une densité supérieure à de l'eau claire, augmentant les forces générées.
— La vitesse de montée des eaux de crue : une montée des eaux lente laisse le temps de prendre des mesures de protection pour limiter les dégâts. Au contraire, une montée des eaux rapide rend difficile, voire impossible, la mise en place de mesures nécessaires.
— L'espacement entre les habitations : ce facteur influence la vitesse de l'écoulement entre les différentes constructions.
— Les considérations géotechniques ou spécifiques au site : ces considérations peuvent inclure, par exemple, la pression du sol, sa capacité portante, son affaissement, l'érosion et l'affouillement. Comme expliqué précédemment, ces deux derniers facteurs dépendent de la vitesse de l'écoulement.

Face à ces nombreux facteurs à prendre en compte lors de la conception ou de la rénovation d'un bâtiment, plusieurs recommandations et stratégies doivent être adoptées.

Tout d'abord, il est important de déterminer pour quel niveau d'inondation le bâtiment est conçu. Par exemple, aux États-Unis, les directives en la matière sont principalement émises par la FEMA (Federal Emergency Management Agency) [FEMA, 2012]. Cette dernière considère en règle générale un niveau "BFE" (base flood event) déterminé comme étant le niveau d'inondation ayant 1% de chance d'être égalé ou dépassé au cours d'une année donnée. Par conséquent, cela correspond à une inondation avec une période de retour de 100 ans. Le niveau adopté pour la conception des bâtiments est alors le niveau "DFE" (design flood elevation), correspondant au niveau BFE + 30 cm.

En fonction des résultats de l'analyse des risques d'inondation dans une certaine zone, les stratégies suivantes sont mises en évidence ci-dessous et reprises dans les normes et recommandations anglaises [The British Standards Institution, 2015], dans l'ordre de préférence :

— Ne pas bâtir en zone inondable ou élever le bâti au-dessus du niveau inondable de design. Il est souvent impossible de suivre la stratégie, en raison de diverses circonstances. Par exemple, cette approche est souvent inapplicable dans le cas de propriétés déjà existantes ou dans des zones qui n'étaient pas considérées comme à risque d'inondation par le passé. De plus, les contraintes de planification peuvent également entraver la mise en œuvre de cette mesure. Par exemple, il peut être obligatoire de construire dans une zone inondable pour une fonction spécifique d'un bâtiment ou des contraintes géotechniques peuvent rendre impossible l'élévation du bâtiment.
— Aménager le site : l'installation de digues ou l'aménagement paysager sont des mesures qui permettent de retarder l'arrivée des eaux de crue dans un bâtiment. Par conséquent, il est indispensable de prendre des mesures supplémentaires, spécialement pour se prémunir

contre les inondations de longue durée, pour lesquelles ces aménagements ne sont efficaces que sur un certain laps de temps.
— Mesures d'atténuation des inondations : ces dernières supposent que les eaux de crue ont atteint le bâtiment. Dès lors, ce sont les mesures les plus intéressantes à analyser dans le cadre de ce mémoire. Les deux stratégies principales sont la conception d'un bâtiment résistant ou résilient. Ces dernières seront décrites dans les sections suivantes.

1.2.1 Conception d'un bâtiment résistant

D'après les normes et recommandations anglaises [The British Standards Institution, 2015], cette stratégie se base sur l'exclusion de l'eau et vise donc à empêcher l'eau d'entrer dans le bâtiment. Cette dernière est davantage possible lorsque les profondeurs atteintes sont faibles et que l'inondation est de courte durée. Empêcher l'eau de rentrer dans le bâtiment minimise les dégâts et donc le coût de réparation.

Les points d'attention principaux lors de la conception portent surtout sur le type de matériaux, la qualité, la bonne exécution et le bon entretien de ces derniers.

Une des considérations cruciales est la gestion de la pression hydraulique due à l'eau extérieure exerçant une force sur les murs et la structure des bâtiments. Par conséquent, il est plus prudent dans certains cas de permettre une entrée d'eau contrôlée à partir d'une hauteur d'eau extérieure spécifique. Ce critère de hauteur d'eau est discuté dans la Section 1.2.3.

1.2.2 Conception d'un bâtiment résilient

D'après les normes et recommandations anglaises [The British Standards Institution, 2015], cette stratégie laisse l'eau pénétrer dans le bâtiment, par exemple suite à un manque de résistance, ou encore à une volonté d'égaliser la pression hydraulique de part et d'autre de la structure. De plus, il arrive qu'un bâtiment soit conçu comme résistant à une certaine hauteur d'eau de conception. Si l'inondation génère des hauteurs d'eau supérieures, il peut être utile d'adopter des mesures résilientes.

Les mesures de résilience permettent de minimiser les dégâts et, par conséquent, le temps nécessaire à la remise en état. La mise en œuvre de cette résilience s'exprime par un choix adéquat de matériaux et de techniques de construction. De plus, des matériaux réparables contre les inondations peuvent également être utilisés et sont donc conçus pour être enlevés et remplacés plutôt qu'asséchés. Ces procédés permettent une démolition intérieure minimale ainsi qu'un séchage et une décontamination contrôlés. Par conséquent, ils ont un impact économique avantageux et permettent une réoccupation précoce dans certains cas.

Finalement, l'objectif principal est de maintenir un différentiel inférieur à un certain seuil entre l'intérieur et l'extérieur en permettant la circulation de l'eau à l'intérieur du bâtiment. Cette stratégie est souvent combinée à la précédente, qui consiste à empêcher l'eau d'entrer dans le bâtiment.

1.2.3 Quelle conception choisir ?

Selon les normes et recommandations anglaises [The British Standards Institution, 2015], le choix des stratégies à adopter est régi par la hauteur d'eau de conception au-dessus du rez-de-chaussée. Les trois cas suivants peuvent être rencontrés en fonction de cette hauteur d'eau :
— Inférieure à 300 mm : résistance. Cependant, pour une inondation de longue durée, il peut être nécessaire de prendre des mesures résilientes.

— Entre 300 mm et 600 mm : combinaison de résistance et de résilience.
— Supérieure à 600 mm : résilience. Néanmoins, il est également nécessaire de considérer les évènements moins importants et par conséquent de garantir une certaine résistance, comme expliqué ci-dessous, pour les hauteurs d'eau inférieures à 600 mm.

Finalement, il est important de souligner que les deux stratégies ont des objectifs distincts, mais qu'elles sont souvent mises en œuvre simultanément.

1.3 Types d'efforts et détermination

Lors d'une inondation, les bâtiments sont soumis à différents types d'efforts. Trois catégories sont souvent mises en évidence :
— Les charges hydrostatiques
— Les charges hydrodynamiques
— Les charges d'impact de débris

Étant donné que ce dernier type de sollicitation ne fait pas partie du champ d'étude de ce travail, nous nous concentrons sur les charges hydrostatiques et hydrodynamiques, qui sont détaillées dans les sections suivantes.

1.3.1 Forces hydrostatiques

Tout d'abord, un bâtiment subit lors d'une inondation des forces hydrostatiques de plusieurs types. Ces dernières peuvent être horizontales ou verticales. Les charges latérales sont dues à l'eau s'accumulant contre la paroi, et par conséquent, dépendent de la hauteur d'eau. Elles peuvent également être dues à la poussée des sols saturés si une partie de la structure se trouve en dessous du niveau du sol. Enfin, les forces hydrostatiques concernent également les forces de soulèvement verticales sur des éléments horizontaux tels que des dalles, par exemple. Parmi les différentes forces hydrostatiques, les charges horizontales dues à l'accumulation de l'eau contre la paroi sont les plus pertinentes.

Dans les diverses normes australiennes [Hawkesbury-Nepean Floodplain Management Steering Committee, 2006] ou américaines [FEMA, 2012], la force hydrostatique latérale sur une paroi est calculée de manière classique :

$$F_{\text{stat}} = \frac{1}{2}\gamma_w H^2 \tag{1.1}$$

où F_{stat} est la force hydrostatique due à l'eau au repos par mètre courant en (N/m), agissant à une distance de $H/3$ (m) au-dessus du sol, $\gamma_w = 9.81$ kN/m^3 est le poids volumique de l'eau, et H (m) représente la profondeur de conception contre les inondations, par exemple, le "Design Flood Elevation" utilisé aux États-Unis, cité précédemment à la section 1.2. Un exemple de l'application de cette formule est illustré à la Figure 1.1.

La pression hydrostatique p_{stat} en (Pa) correspondant à cette force hydrostatique est la suivante :

$$p_{\text{stat}} = \gamma_w H \tag{1.2}$$

où les termes de cette équation sont les identiques à ceux repris ci-dessus.

Dans plusieurs pays, tels qu'en Amérique [FEMA, 2012] ou en Australie [Hawkesbury-Nepean Floodplain Management Steering Committee, 2006], il est considéré qu'un écoulement ayant une vitesse inférieure à 3 m/s respecte les conditions hydrostatiques. En effet, sous cette vitesse, les charges hydrodynamiques sont converties en une charge hydrostatique équivalente.

Cette charge hydrostatique équivalente se calcule comme suit :

$$dh = \frac{C_D V^2}{2g} \tag{1.3}$$

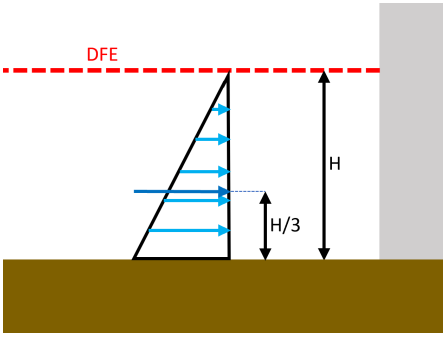


FIGURE 1.1 – Schéma de l'application d'une force latérale hydrostatique sur la paroi d'un bâtiment.

Avec dh (m) la charge équivalente due à la faible vitesse de l'écoulement, V la vitesse de l'écoulement en (m/s), $g = 9.81$ m/s^2 l'accélération de la gravité, et C_D (/) le coefficient de traînée, dépendant de la géométrie de la paroi impactée par l'inondation. Le tableau 1.1 provient des normes américaines [FEMA, 2012] et donne les valeurs de C_D pour différents rapports largeur/hauteur d'une face rectangulaire. L'écoulement est considéré comme perpendiculaire à cette face. De plus, cette dernière est située au niveau du sol.

Width to Height Ratio *(b/H)*	Drag Coefficient *(C_d)*
1–12	1.25
13–20	1.3
21–32	1.4
33–40	1.5
41–80	1.75
81–120	1.8
>120	2.0

TABLE 1.1 – Coefficients de traînée selon le rapport largeur/hauteur d'une face rectangulaire [FEMA, 2012].

Ensuite, la force additionnelle induite par cette charge équivalente est calculée de la manière suivante :

$$F_{dh} = \gamma_w (dh) H \tag{1.4}$$

avec F_{dh} la force hydrostatique équivalente par mètre courant en (N/m) due à la faible vitesse de l'écoulement, $\gamma_w = 9.81$ kN/m^3 le poids volumique de l'eau, dh la charge équivalente en (m) due à la faible vitesse de l'écoulement et H en (m) la profondeur de conception contre les inondations.

Cette force hydrostatique équivalente est répartie de manière uniforme sur la hauteur H en (m) et s'applique à une hauteur de $H/2$ (m). Un exemple de l'application de cette formule est illustré à la Figure 1.2. La force hydrostatique due à l'accumulation de l'eau y est représentée en transparence car elle est complémentaire à cette force hydrostatique équivalente.

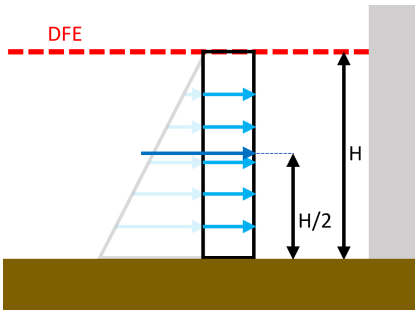


FIGURE 1.2 – Schéma de l'application d'une force latérale hydrostatique équivalente due à la faible vitesse de l'écoulement sur la paroi d'un bâtiment.

Enfin, dans le cas d'une inondation avec de l'eau au repos, la force résultante latérale vaut F_{stat}. Si cette inondation est un écoulement dont la vitesse est inférieure à 3 m/s, la force résultante latérale vaut la somme de F_{stat} et F_{dh}.

Selon la norme américaine [American Society of Civil Engineers, 2003], les forces hydrodynamiques pour les écoulements dont la vitesse est inférieure à 1.5 m/s sont négligées.

1.3.2 Forces hydrodynamiques

Comme précédemment, le calcul des forces hydrodynamiques est effectué de la même manière dans plusieurs pays, tels qu'en Amérique [FEMA, 2012] ou en Australie [Hawkesbury-Nepean Floodplain Management Steering Committee, 2006]. Cette formule est applicable aux écoulements dont la vitesse est supérieure à 3 m/s :

$$F_{\text{dyn}} = C_D \rho_w \frac{V^2}{2} A \tag{1.5}$$

où F_{dyn} est la force hydrodynamique (N) due à la vitesse de l'écoulement, C_D (/) est le coefficient de traînée dont les valeurs, tirées des normes américaines [FEMA, 2012], sont illustrées au tableau 1.1 pour des faces rectangulaires, ρ_w est la masse volumique de l'eau en (kg/m^3), V est la vitesse de l'écoulement en (m/s) et A est la surface de l'élément structurel obstruant l'écoulement en (m^2). La direction de la force est la même que celle de la vitesse. Dans ce travail de recherche, ce sont les pressions et les forces perpendiculaires aux surfaces qui sont intéressantes. Par conséquent, la force hydrodynamique est calculée grâce à la composante de la vitesse perpendiculaire à la face de l'obstacle.

La pression hydrodynamique p_{dyn} en (Pa) correspondant à cette force hydrodynamique est la suivante :

$$p_{\text{dyn}} = C_D \rho_w \frac{V^2}{2} \tag{1.6}$$

où les termes de cette équation sont les mêmes comparé à ceux repris ci-dessus.

Il est intéressant de remarquer que le calcul de la force hydrodynamique et l'Equation (1.4) donnent des résultats identiques. Dans l'équation précédente, lorsque la vitesse de l'écoulement est inférieure à 3 m/s, les forces exercées par l'eau en mouvement sont considérées comme une augmentation fictive de la hauteur d'eau, ce qui entraîne une pression hydrostatique supplémentaire s'ajoutant à la pression hydrostatique de base. Cette force est donc unidirectionnelle, perpendiculaire à la surface.

Dans la formule ci-dessus, la direction de la force hydrodynamique est alignée avec la direction de la vitesse de l'écoulement. Ainsi, cette force s'exerce de manière bidimensionnelle par rapport à la surface.

Comme expliqué dans le document australien [Hawkesbury-Nepean Floodplain Management Steering Committee, 2006], lorsque l'eau s'écoule autour d'une maison, comme illustré à la Figure 1.3, la variation du niveau d'eau provoque des variations des forces et des pressions qui l'entourent. La profondeur d'eau en amont (face à l'écoulement) augmente tandis qu'elle diminue en aval, sur le mur arrière. Sur le côté de la maison, des charges de succion sont créées en raison de l'écoulement le long de la maison. Par conséquent, un écoulement avec une composante hydrodynamique non négligeable peut entraîner des charges positives et négatives sur les faces d'une maison.

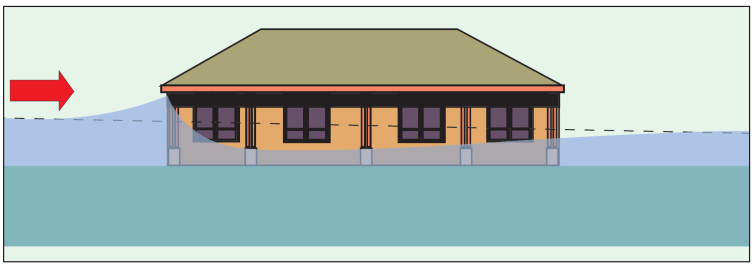


FIGURE 1.3 – Niveau d'eau en mouvement autour d'une maison.

Ce calcul de force hydrodynamique est complexe car il dépend de nombreux facteurs, tels que la vitesse de l'écoulement, les conditions locales, la forme, l'orientation et l'environnement de l'obstacle. Par exemple, si l'écoulement est canalisé dans une rue très étroite avant d'atteindre le bâtiment, l'écoulement aura une vitesse plus élevée que s'il s'agissait d'un bâtiment isolé. Il existe un facteur multiplicateur de vitesse pour prendre en compte l'effet d'un groupe de maisons. La détermination de ce facteur est décrite dans le document australien [Hawkesbury-Nepean Floodplain Management Steering Committee, 2006].

Il est important de souligner que certains phénomènes supplémentaires dus à la vitesse de l'écoulement, tels que des vagues, peuvent entraîner des efforts non négligeables sur les bâtiments. Leur détermination est également décrite, par exemple, dans les normes américaines [Syed Mehdi, 2018].

2 Normes sur le vent

Le vent et l'eau sont des fluides présentant des caractéristiques et comportements similaires. Par conséquent, il est pertinent d'analyser les normes belges sur le vent afin de mettre en avant certaines méthodologies pertinentes pour les inondations.

2.1 Actions du vent calculées par l'Eurocode belge

Les démarches et thèmes abordés dans cette section sont tirés de l'Eurocode 1, partie 1-4, concernant les actions du vent, ainsi que de l'Annexe Nationale belge [Comité européen de normalisation, 2005].

Tout comme l'écoulement lors d'une inondation, le vent engendre des pressions qui s'exercent sur les surfaces et génèrent des forces perpendiculaires aux parois de la construction ou aux éléments de façade individuels. L'action du vent est représentée par un ensemble simplifié de

pressions ou de forces. Elle est déterminée par des valeurs de référence de vitesse ou de pression dynamique, dont la période moyenne de retour est de 50 ans (contrairement au niveau BFE pris en compte par les normes américaines à la Section 1.2).

La vitesse du vent et la pression dynamique comprennent deux composantes distinctes : une composante moyenne et une composante fluctuante. La vitesse moyenne du vent v_m est déterminée à partir de la vitesse de référence du vent v_b.

La vitesse de référence du vent, v_b en (m/s), dépend du lieu, de la rugosité du terrain et de l'orographie. Elle est définie en fonction de la direction du vent et de la période de l'année à une hauteur de 10 m au-dessus du sol (relevant de la catégorie de terrain II, expliquée au Tableau 1.2) et se calcule comme suit :

$$v_b = c_{\text{dir}} c_{\text{season}} v_{b,0} \tag{1.7}$$

avec c_{dir} (/) le coefficient de direction et c_{season} (/) le coefficient de saison. Leurs valeurs sont données dans l'Annexe Nationale et la valeur recommandée pour chacun d'entre eux est de 1. $v_{b,0}$ est la valeur de base de la vitesse de référence du vent en (m/s) et sa valeur est donnée dans l'Annexe Nationale.

La vitesse moyenne du vent $v_m(z)$, en (m/s), à une hauteur z en (m), au-dessus du sol dépend de la rugosité du terrain, de l'orographie et de la vitesse de référence du vent v_b. Elle se calcule comme suit :

$$v_m(z) = c_r(z) c_o(z) v_b \tag{1.8}$$

avec $c_r(z)$ (/) le coefficient de rugosité et $c_o(z)$ (/) le coefficient orographique. La valeur de ce dernier est donnée dans l'Annexe Nationale et sa valeur recommandée est de 1. Le coefficient de rugosité $c_r(z)$ tient compte de la variabilité de la vitesse moyenne du vent sur le site, due à la hauteur au-dessus du niveau du sol ainsi que de la rugosité du terrain en amont de la construction dans la direction du vent considérée. La procédure pour le calculer est décrite dans l'Annexe Nationale et utilise les valeurs de z_0 illustrées au Tableau 1.2.

Catégorie de terrain	z_0 **[m]**	z_{min} **[m]**
0 Mer ou zone côtière exposée aux vents de mer	0,003	1
I Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tous obstacles	0,01	1
II Zone à végétation basse telle que de l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins 20 fois leur hauteur	0,05	2
III Zone avec une couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes)	0,3	5
IV Zone dont au moins 15 % de la surface sont recouverts de bâtiments dont la hauteur moyenne est supérieure à 15 m	1,0	10
NOTE Les catégories de terrain sont illustrées en A.1.		

TABLE 1.2 – Catégories et paramètres du terrain [Comité européen de normalisation, 2005].

La pression dynamique se calcule sur la base de la vitesse moyenne du vent, déterminée ci-dessus, et de l'intensité de la turbulence $I_v(z)$ (/), définie comme l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent. Cet écart type σ_v, en (m/s), se détermine comme suit :

$$\sigma_v = k_r v_b k_l \tag{1.9}$$

avec k_r (/) le facteur de terrain, dont la procédure de calcul est décrite dans la norme, v_b la vitesse de référence du vent en (m/s), et k_l (/) le coefficient de turbulence. La valeur de ce dernier est donnée dans l'Annexe Nationale et sa valeur recommandée est de 1.

L'intensité de la turbulence se calcule de la manière suivante :

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} \qquad 0 \leq z \leq z_{\min} \tag{1.10}$$

$$I_v(z) = I_v(z_{\min}) \qquad z < z_{\min} \tag{1.11}$$

La valeur du paramètre $z_{\min}$ (m) est donnée dans le Tableau 1.2.

La pression dynamique de pointe $q_p(z)$, en (Pa), induite par la vitesse moyenne et les fluctuations rapides de vitesse peut désormais se calculer de la manière suivante :

$$q_p(z) = (1 + 7I_v(z))\,\frac{1}{2}\rho v_m^2(z) = c_e(z) q_b \tag{1.12}$$

avec ρ la masse volumique de l'air en (kg/m^3), $c_e(z)$ (/) le coefficient d'exposition et q_b la pression dynamique de référence du vent en (Pa). Ces derniers se calculent de la manière suivante :

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} \tag{1.13}$$

$$q_b = \frac{1}{2}\rho v_b^2 \tag{1.14}$$

Le terme $c_e(z)$ peut être représenté par des courbes, illustrées à la Figure 1.4. Ces dernières dépendent de la catégorie de terrain, du coefficient orographique et du coefficient de turbulence.

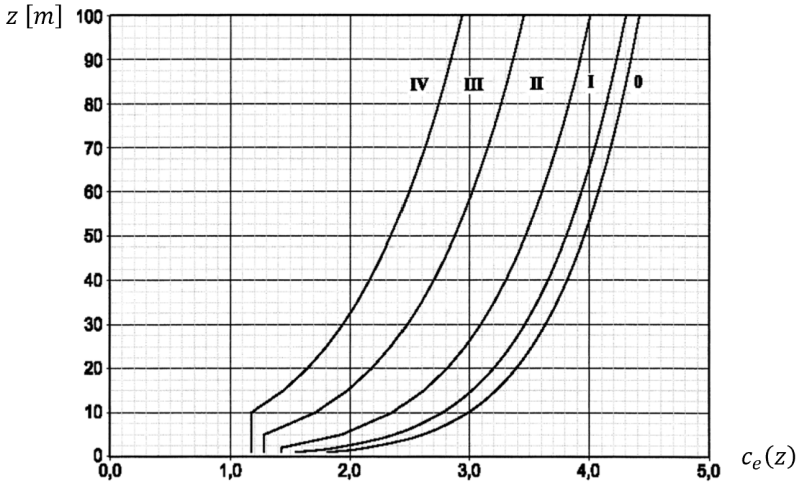


FIGURE 1.4 – Représentation du coefficient d'exposition $c_e(z)$ pour $c_o = k_l = 1$ [Comité européen de normalisation, 2005].

Une fois la pression dynamique de pointe $q_p(z)$ obtenue, la pression aérodynamique w, en (Pa), est obtenue de la manière suivante :

$$w_e = q_p(z_e)c_{pe} \tag{1.15}$$

$$w_i = q_p(z_i)c_{pi} \tag{1.16}$$

Les termes avec l'indice e concernent les surfaces intérieures, tandis que les termes avec l'indice i concernent les surfaces extérieures. z en (m) est la hauteur de référence et c_p (/) est le coefficient de pression. Ces derniers sont expliqués dans les normes, en fonction du type et de la forme de l'élément sur lequel le vent s'applique.

Ces expressions sont intéressantes à prendre en compte dans le cas des inondations car le terme $q_p(z)$ est semblable à l'expression de la pression hydrodynamique calculée à l'Equation (1.5). Le coefficient de pression c_p peut être comparé au coefficient de traînée utilisé dans le calcul de la pression hydrodynamique à l'Equation (1.5). Un parallélisme entre ces deux coefficients est fait à la Section 3.4. Comme expliqué dans cette dernière, la différence entre ces derniers est que le coefficient de pression concerne chaque face séparément, alors que le coefficient de traînée concerne l'ensemble de l'élément.

Enfin, la pression nette exercée sur un élément est égale à la différence entre les pressions s'exerçant sur les surfaces opposées. Dans le cas des inondations, il est également important de prendre en compte la différence de pression de part et d'autre d'une paroi.

Les forces exercées par le vent sur un élément sont déterminées de deux manières. Soit grâce à des coefficients de force, soit à partir des pressions de surface.

Tout d'abord, l'utilisation des coefficients de force c_f mène au calcul suivant :

$$F_w = c_s c_d c_f q_p(z_e) A_{\text{ref}} \tag{1.17}$$

avec, F_w en (N) la force exercée par le vent, $q_p(z_e)$ en (Pa) la pression dynamique de pointe à la hauteur de référence z_e (m), A_{ref} l'aire de référence de l'élément en (m^2), c_f (/) le coefficient de force, et $c_s c_d$ (/) le coefficient structural. Ce dernier tient compte de l'effet de l'absence de simultanéité de pointes de pression à la surface de la construction (c_s) et des vibrations de la structure engendrées par la turbulence (c_d). $c_s c_d$ est égal à 1 dans plusieurs cas, et sa procédure détaillée est expliquée dans les normes. Les autres coefficients sont expliqués et donnés dans les normes, en fonction du type et de la forme de l'élément sur lequel le vent s'applique.

Il est également possible de calculer la force exercée par le vent par sommation vectorielle des forces $F_{w,e}$ (N), $F_{w,i}$ (N) et F_{fr} (N), calculées à partir des pressions extérieures et intérieures, ainsi que des forces de frottement résultant du frottement du vent parallèlement aux surfaces extérieures. Ces termes se calculent de la manière suivante pour les forces extérieures :

$$F_{w,e} = c_s c_d \sum_{\text{surfaces}} w_e A_{\text{ref}} \tag{1.18}$$

pour les forces intérieures :

$$F_{w,i} = \sum_{\text{surfaces}} w_i A_{\text{ref}} \tag{1.19}$$

et pour les forces de frottement :

$$F_{fr} = c_{\text{fr}} q_p(z_e) A_{\text{fr}} \tag{1.20}$$

avec $c_s c_d$ (/) le coefficient structural, w_e en (Pa) la pression extérieure exercée sur la surface élémentaire à la hauteur z_e (m), w_i en (Pa) la pression intérieure exercée sur la surface élémentaire à la hauteur z_i (m), A_{ref} l'aire de référence de la surface élémentaire en (m^2), c_{fr} (/) le coefficient de frottement, et A_{fr} l'aire de la surface extérieure parallèle au vent en (m^2). c_{fr} et A_{fr} sont donnés et expliqués dans les normes.

Finalement, il est pertinent d'examiner la méthodologie de calcul des forces exercées par le vent selon les normes belges, dans le but de s'en inspirer pour l'élaboration de normes relatives aux inondations. Les propriétés communes de l'eau et de l'air en tant que fluides entraînent des liens entre certains phénomènes et coefficients.

2.2 The wind/water design appraoch - Normes australiennes

Dans le document [Hawkesbury-Nepean Floodplain Management Steering Committee, 2006], le CSIRO ("The Commonwealth Scientific and Industrial Research Organisation") fait une analogie entre la conception des bâtiments soumis aux vents et aux inondations. En effet, des recherches démontrent que le vent et l'eau génèrent des forces similaires sur les murs d'une maison. Le but est d'avoir une procédure facile à mettre en œuvre. Contrairement aux inondations, il existe déjà une procédure efficace pour concevoir la structure d'une maison en briques afin de résister aux charges dues au vent.

L'eau ayant une densité mille fois supérieure à celle de l'air, des forces destructrices très élevées peuvent être développées à des vitesses beaucoup plus faibles que celles du vent. De plus, contrairement au vent, les forces de soulèvement sur la structure dues à la flottabilité peuvent également provoquer d'importants dégâts.

La norme australienne AS 4055 - "Charges de vent pour les habitations" adopte un système de classification du vent en catégories : de N1 à N6 pour les régions non cycloniques. Les vents sont catégorisés en fonction de leur vitesse de conception et leur classement est illustré au Tableau 1.3. Une analogie peut être établie entre les vitesses de conception du vent et les vitesses de l'eau lors d'une inondation. Cela implique qu'il est possible d'attribuer à une maison une cote N de conception appropriée en fonction de la vitesse de l'eau lors d'une inondation. La classe N1 est associée aux vitesses d'eau les plus faibles, tandis que la classe N6 correspond aux vitesses d'eau les plus élevées.

Il existe également le Tableau 1.4, indiquant la classification N utile pour concevoir une maison, en fonction de la vitesse de l'eau et de l'élévation de la maison, car la classe N dépend de la période de retour correspondant à une hauteur d'eau atteignant l'avant-toit ("eaves level"). Cette classification a été conçue avec une probabilité d'échec inférieure à 0,1%. Il est important de souligner que certaines situations nécessitent des mesures supplémentaires/différentes en fonction du type de bâtiment ou de la crue.

Cette approche est assez simple pour la conception d'une maison et pourrait être adaptée en Belgique dans un premier temps, en attendant d'avoir davantage de recherches et de connaissances disponibles. Cependant, cette méthode présente certaines limites. Par exemple, dans les régions non cycloniques d'Australie, la classification des vents s'arrête à N6, ce qui correspond à une vitesse d'écoulement équivalente de 2.1 m/s. Cependant, il est expliqué à la Section 1.3.2 que les

effets hydrodynamiques interviennent réellement pour des vitesses d'écoulement supérieures à 3 m/s. L'approche australienne ne couvre pas ces plages de vitesses et ne fournit pas de directives spécifiques dans cette situation. Il est donc intéressant de considérer ces différentes méthodes afin de quantifier et déterminer les efforts appliqués sur les bâtiments, et de compléter ces travaux afin de les adapter au cas belge.

Wind Classification AS 4055	Maximum design gust wind velocity		Equivalent maximum water velocity*	
	m/s	km/hr	m/s	km/hr
N1	34	122	0.8	2.9
N2	40	144	1.0	3.6
N3	50	180	1.2	4.3
N4	61	220	1.5	5.4
N5	74	266	1.8	6.5
N6	86	310	2.1	7.6

*velocities are based on ultimate limit state design

TABLE 1.3 – Classification de la vitesse du vent et vitesse équivalente de l'eau [Hawkesbury-Nepean Floodplain Management Steering Committee, 2006].

Flood Return Period at eaves level (years)	Water Velocity (metres/second)					
	Up to 0.8	0.8 to 1.0	1.0 to 1.2	1.2 to 1.5	1.5 to 1.8	1.8 to 2.1
0 to 100	N1	N2	N3	N4	N5	N6
101 to 200	N1	N2	N3	N4	N5	N6
201 to 500	N1	N1	N2	N3	N4	N5
501 to 1000	N1	N1	N1	N2	N3	N4
1001 to PMF	N1	N1	N1	N1	N2	N3

TABLE 1.4 – Détermination de la classification vent/eau en fonction de l'élévation de la maison et de la vitesse de l'écoulement [Hawkesbury-Nepean Floodplain Management Steering Committee, 2006].

3 Expériences réalisées pour mesurer des sollicitations sur un bâtiment

Afin de se lancer au mieux dans la partie expérimentale de ce mémoire, il est nécessaire de se renseigner sur des expériences ayant déjà été réalisées pour mesurer des sollicitations sur des bâtiments. D'une part, cela servira d'inspiration pour le dispositif expérimental à mettre en oeuvre et d'autre part sur les démarches permettant de quantifier les efforts. Cette section a donc pour but de présenter six études expérimentales intéressantes.

3.1 Impact d'une vague débordante sur un mur de tempête

L'étude intitulée "Forces on flood walls and buildings by wave overtopping" [Bellotti et al., 2015] est le résultat de la collaboration entre trois universités : Rome, Catalogne et Gant. Des tests à grande échelle (1 : 6) ont été réalisés afin de mesurer l'impact d'une vague débordante sur un mur de tempête. L'impact est mesuré en termes de pression et de force. Ensuite, l'objectif est de définir la corrélation entre la propriété de la vague, certains paramètres structuraux et la force d'impact. Le schéma de la situation est présenté sur la Figure 1.5.

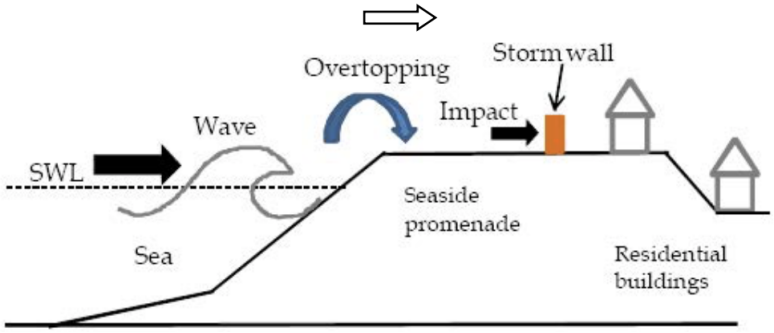


FIGURE 1.5 – Schéma typique de l'impact d'une vague sur un mur de tempête [Bellotti et al., 2015].

Tout d'abord, les chercheurs mesurent les forces sur le mur de tempête de deux façons différentes. D'une part, de façon directe à l'aide de quatre capteurs de force et d'autre part de façon indirecte à l'aide de trois capteurs de pression alignés sur une ligne verticale. La configuration est représentée sur la Figure 1.6.

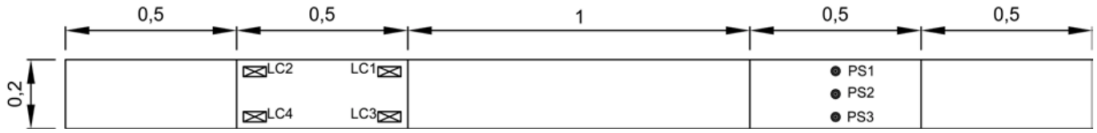


FIGURE 1.6 – Capteurs de force et de pression [Bellotti et al., 2015].

Ensuite, deux façons de calculer la force agissant sur le mur de tempête sont utilisées. Premièrement, la force vaut la somme des quatre forces mesurées par les capteurs de force (N), divisée par la largeur de la plaque. Le schéma d'une largeur L (m) du mur de tempête est présenté à la Figure 1.7. Une force linéique est ainsi obtenue via l'Equation (1.21).

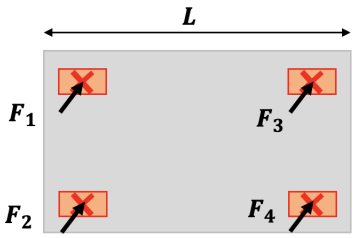


FIGURE 1.7 – Capteurs de force.

$$f = \frac{F_1 + F_2 + F_3 + F_4}{L} \text{ (N/m)} \tag{1.21}$$

Deuxièmement, une méthode d'intégration rectangulaire est utilisée pour les capteurs de pression.

Ces résultats ont permis de dresser un graphique de l'évolution de la force en fonction du temps. Dans les deux cas, un profil à double pic est obtenu. Le premier correspondant à la composante dynamique de la force d'impact et le deuxième à sa composante quasi-statique. Il peut donc être conclu que les résultats des deux méthodes correspondent bien. Par la suite, l'objectif des chercheurs est de fournir une formule ou une méthode pour estimer les charges sur un mur de tempête compte tenu de la géométrie de la structure et des paramètres des vagues.

En conclusion, le placement des capteurs de pression permettant l'application d'une méthode d'intégration va s'avérer fortement utile pour ce travail de fin d'études.

3.2 Analyse expérimentale des forces d'impact sur les bâtiments exposés à des risques fluviaux

"Experimental analyses of impact forces on buildings exposed to fluvial hazards" [Sturm et al., 2018] a pour but d'étudier les forces d'impact résultant de flux complexes agissant sur des bâtiments ainsi que les paramètres et les facteurs les influençant. Le modèle est la représentation à l'échelle (1 : 30) d'un torrent survenu à Schnannerbach en Autriche. Comme présenté sur la Figure 1.8, l'étude se concentre sur trois bâtiments qui ont été équipés de seize instruments de mesure placés sur leurs différentes faces exposées à l'inondation. Les dix-sept bâtiments restants sont modélisés comme des blocs pouvant potentiellement influencer les forces d'impact sur les trois bâtiments équipés de capteurs. Plusieurs expériences ont été réalisées avec différents débits, différentes distributions granulométriques et diverses concentrations en sédiments.

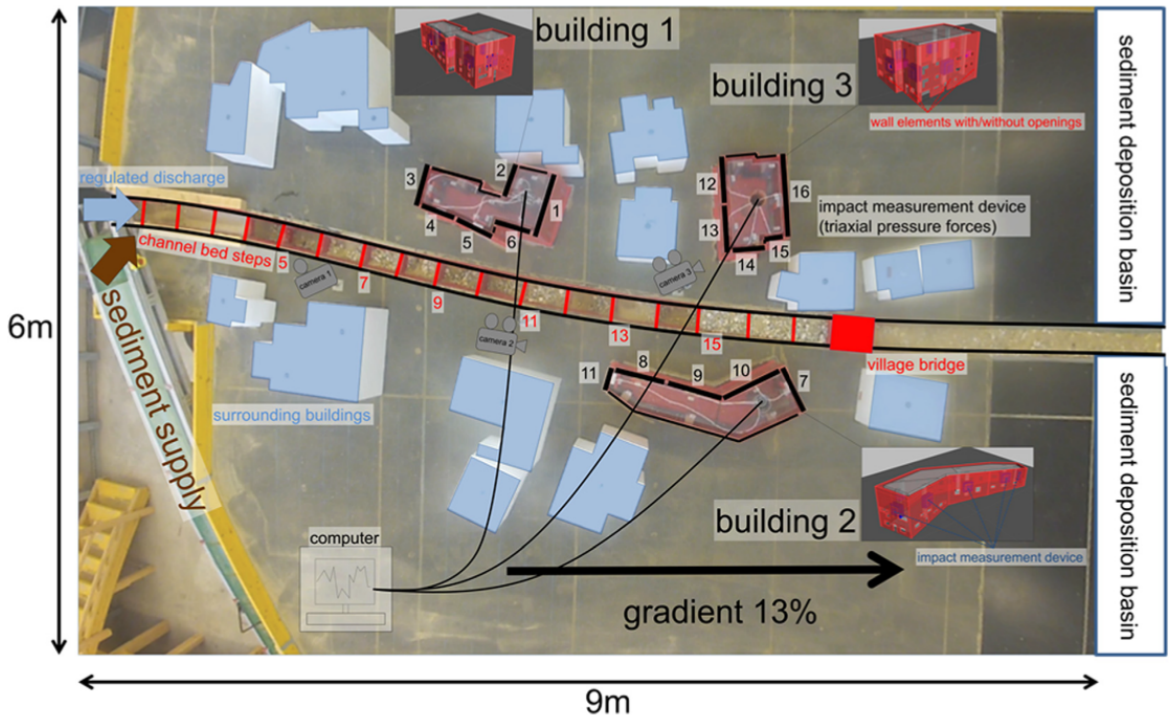


FIGURE 1.8 – Présentation du modèle réduit de Schnannerbach [Sturm et al., 2018].

Trois dispositifs de prise de mesure ont été installés. Premièrement, les forces d'impact ont été mesurées grâce à des capteurs de force "K3D60 20N" placés sur les murs des bâtiments.

La tension engendrée par la charge du flux est alors convertie en force à l'aide d'une équation de calibration. Ensuite, les vitesses de l'eau en surface ont été mesurées grâce à des traceurs. Ceux-ci sont incorporés à l'eau au niveau de la plaine inondable et leur trajet est ensuite suivi par une caméra. Cette technique nommée la méthode PIV utilise par la suite un logiciel de post-traitement afin de définir les vitesses de surface. Enfin, des jauges placées sur les murs des bâtiments ont permis de mesurer les hauteurs d'eau des impacts.

Ensuite, il est utile de se focaliser sur l'analyse des forces qui a été réalisée. Grâce aux mesures expérimentales, une régression linéaire a été effectuée entre les mesures des hauteurs d'eau aux jauges et les forces d'impact mesurées. L'Equation (1.22) a pu être établie, où h (m) est la hauteur d'eau d'approche au niveau du bâtiment.

$$f = 1.01145 \cdot h + 3.35613 \cdot h^2 \text{ (kN/m)} \tag{1.22}$$

D'un autre côté, les composantes hydrostatiques et hydrodynamiques des forces d'impact ont été déterminées sur base des hauteurs d'eau et vitesses au droit des bâtiments. Pour le calcul de la force hydrodynamique, le coefficient de traînée C_D est égal à 1.3. Pour le calcul de la force d'impact hydrodynamique, il est nécessaire de différencier deux cas, comme étudié dans l'article [Armanini et al., 2010]. En effet, l'impact dynamique d'une vague contre une paroi verticale peut se produire selon deux mécanismes différents. Dans le cas a) présenté sur la Figure 1.9, une onde réfléchie se forme et se propage vers l'amont avec une célérité a. Dans le cas b) également présenté à la Figure 1.9, le flux est dévié vers le haut parallèlement à la paroi, avant de retomber et entraîner la formation d'un ressaut hydraulique se propageant vers l'amont.

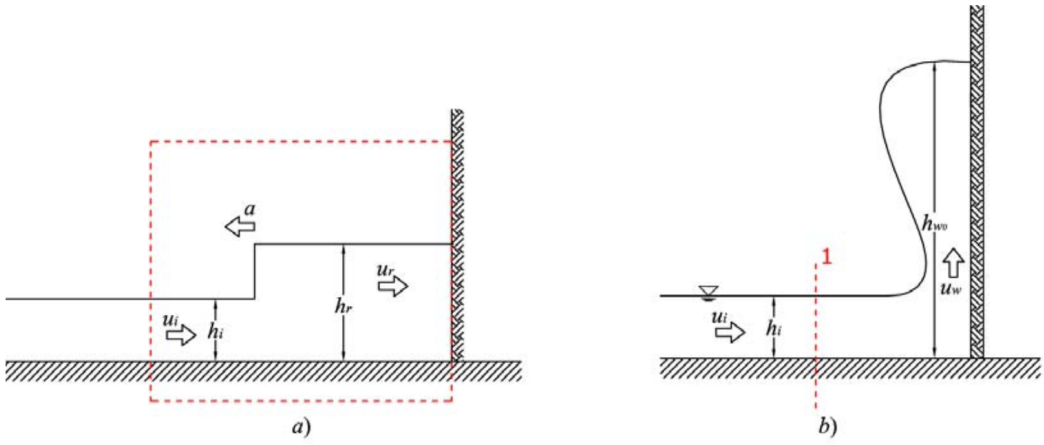


FIGURE 1.9 – Mécanismes d'impact d'une vague sur une paroi verticale [Armanini et al., 2010].

Selon [Armanini et al., 2010], les Equations (1.23) et (1.24) permettent chacune de calculer la force d'impact dynamique pour le cas de l'onde réfléchie et de l'onde entraînant la formation d'un ressaut hydraulique respectivement. Dans ces équations, F_S (N) est la force hydrostatique et α (/) est un coefficient de calibration égal à 1 dans le cas de cette étude.

$$F = \left(1 + 1,51 \cdot Fr^{1.2}\right)^{3.5} \cdot F_S \tag{1.23}$$

$$F = (1 + 0,5Fr^2) \cdot \left(1 + \frac{\alpha Fr^2}{1 + 0,5Fr^2}\right) \cdot F_S \tag{1.24}$$

Nous pouvons dès lors analyser les résultats obtenus. L'Equation (1.23) présente des valeurs de forces d'impact inférieures à celles mesurées expérimentalement car elle considère une onde

réfléchie et donc un nombre de Froude plus petit. L'Equation (1.24) sous estime également la force d'impact. Dans le cas des expériences de [Armanini et al., 2010], donnant lieu aux Equations (1.23) et (1.24), les pentes du dispositif expérimental valent jusque 44 % et le nombre de Froude varie entre 3 et 7. Dans ce cas là, la force hydrodynamique est donc dominante. Le modèle de Scahnnerbach quant à lui, représente des pentes allant jusqu'à 15% seulement et des nombres de Froude valant 5 au maximum. Les expériences ont donc montré que des pentes longitudinales et des nombres de Froude plus faibles conduisent à la formation de surhauteurs d'eau verticales plus faibles directement au niveau de la paroi. Par conséquent, la composante hydrostatique de la force devient prédominante.

De plus, les paramètres affectant les forces d'impact sur les murs ont été déterminés. Ces paramètres sont les hauteurs d'eau, les vitesses, l'angle d'approche et les bâtiments voisins spécifiques. Ces derniers peuvent soit réduire la force d'impact due à la déviation de flux en protégeant l'élément à risque, soit augmenter la force d'impact en déviant l'écoulement vers la plaine inondable et en le projetant ainsi sur l'élément à risque.

Finalement, l'ensemble des observations réalisées serviront à améliorer celles réalisées dans le cadre du mémoire présenté dans ce travail.

3.3 Identification des problèmes de modélisation à travers l'utilisation des données d'une crue réelle

L'article [Bellos et al., 2022] étudie la ville de Mandra située dans la partie ouest de la région d'Athènes en Grèce. Dans cette région, une tempête est survenue du 14 novembre 2017 à 23 h jusqu'au 15 novembre 2017 à 12 h. Celle-ci a engendré une inondation éclaire. L'étude a deux objectifs. D'un côté, l'élaboration d'une stratégie de calibrage des paramètres afin d'alléger la charge de calcul. D'un autre côté, l'analyse du potentiel de transférabilité des paramètres calibrés d'un logiciel à un autre afin de définir s'ils sont globaux ou non.

En ce qui concerne les données, les hydrogrammes d'entrée ont été tirés d'une étude précédente [Tsakiris and Bellos, 2014] reconstruisant la dynamique du bassin versant de Agia Aikaterini en utilisant une simluation 2D. Grâce à cette simulation, les données étaient donc un ensemble de 100 hydrogrammes aussi bien à l'entrée qu'à la sortie de la ville, engendrant ainsi une bande d'incertitudes autour du débit maximal.

Dans cette étude, deux logiciels de simulation numérique ont été utilisés : HEC RAS et MIKE-FLOOD. Tout deux sont basés sur les équations de Saint-Venant 2D et les résolvent avec la méthode des volumes finis. Les logiciels sont utilisés avec les mêmes données en entrée, paramètres et conditions frontières. Cependant, la manière de modéliser les bâtiments est différente. Pour la simulation HEC RAS, les bâtiments sont représentés par des augmentations locales de la rugosité. Dans la simulation MIKE par contre, les bâtiments sont représentés grâce à la condition "free slip boundary". La première simulation prend 2 heures à tourner tandis que la deuxième en prend 4.

Par la suite, afin d'améliorer le temps de calcul, une analyse de sensibilité des différents paramètres est réalisée. Ces cinq paramètres sont : le coefficient de Manning des routes, n_r ; le coefficient de Manning des bâtiments (valeur élevée), n_H ; le coefficient de Manning des bâtiments (valeur faible), n_L ; l'intervalle de confiance de la bande d'incertitudes de l'hydrogramme amont, CI ; la pente d'énergie spécifique, S_f. L'analyse de sensibilité est basée sur le calcul de la moyenne et de l'écart type d'effets élémentaires afin de déterminer l'effet d'un certain paramètre sur les résultats en sortie. Les paramètres peuvent avoir un effet négligeable, linéaire ou additif, non-linéaire ou impliqué dans les interactions avec d'autres paramètres.

En pratique, la première étape a été de lancer la simulation dans le but de réduire le nombre de paramètres à calibrer, et donc réduire l'espace dimensionnel. Il a donc été déterminé que CI et n_r sont les deux paramètres ayant le plus d'impact, pour HEC RAS. Ensuite, une "grid-search" calibration a été implémentée, pour trouver les deux valeurs optimales de ces deux paramètres. Pour continuer, il a été analysé si ces valeurs calibrées étaient globales ou propres au modèle HEC RAS. Pour ce faire, les chercheurs ont lancé une simulation sur chacun des logiciels (avec les mêmes données), et ont obtenu un graphe montrant la hauteur d'eau maximale pour HEC RAS et pour Mike respectivement ainsi que la hauteur d'eau maximale observée. Ces graphes laissent apparaître qu'il y a une partie de la ville où les deux modèles ne donnent pas la bonne solution. Cela est sûrement dû à la structure de chaque modèle et aux hypothèses de simplification concernant la validité du modèle de diffusion de vague.

Pour conclure, il est important de noter que la surestimation systématique de la hauteur d'eau par MIKE FLOOD n'indique pas pour autant qu'un logiciel est mieux qu'un autre, mais que chaque logiciel a ses dynamiques, et que le transfert de paramètres ne peut pas être fait à tout va. Notons également que la calibration des paramètres est une étape indispensable.

3.4 Détermination expérimentale du coefficient de pression de la charge due aux inondations sur des murs de maisons mitoyennes néerlandaises

3.4.1 Introduction

Auparavant aux Pays-Bas, les chercheurs définissaient le taux de mortalité d'une crue en fonction des caractéristiques de l'inondation comme la hauteur d'eau, la vitesse de l'eau et le taux de montée de l'eau. Cela a donc été fait de manière empirique, en analysant les crues historiques survenues entre 1934 et 1965. De nos jours, des facteurs de correction sont appliqués à ces fonctions de fatalité pour prendre en compte les changements de qualité des bâtiments ainsi que le développement des connaissances. L'article scientifique [Jansen et al., 2020] présente une étude expérimentale ayant pour but de quantifier les risques des crues. Plus précisément, elle a pour objectif d'évaluer les forces agissant sur des bâtiments rectangulaires. Étant donné que l'étude se concentre uniquement sur un seul type de bâtiment, cela permet de réduire les incertitudes et de fournir des résultats plus précis.

Tout d'abord, les forces principales responsables de l'effondrement des bâtiments sont les suivantes :

— La force hydrostatique (N/m^2) :

$$q_h = \rho g h \tag{1.25}$$

avec ρ la masse volumique de l'eau (kg/m^3), g l'accélération gravitationnelle (m/s^2) et h la hauteur d'eau (m).

— La composante quasi-statique de la force hydrodynamique (N/m^2) :

$$q_D = \frac{1}{2} C_D \rho V^2 \tag{1.26}$$

où C_D est le coefficient de traînée (/) et V la vitesse de l'écoulement (m/s)

Ces deux types de charges sont représentées sur la Figure 1.10. On remarque que ce schéma est du même type que celui présenté dans les normes et observé à la Figure 1.2. D'autres efforts comme l'affouillement, la flottaison, et des actions non physiques vont également causer des dégâts mais pas l'effondrement immédiat du bâtiment. L'impact de débris n'est pas pris en

compte dans cette étude car c'est peu probable aux Pays-Bas. La situation la plus critique est considérée : aucune eau à l'intérieur des bâtiments et un taux de montée des eaux élevé.

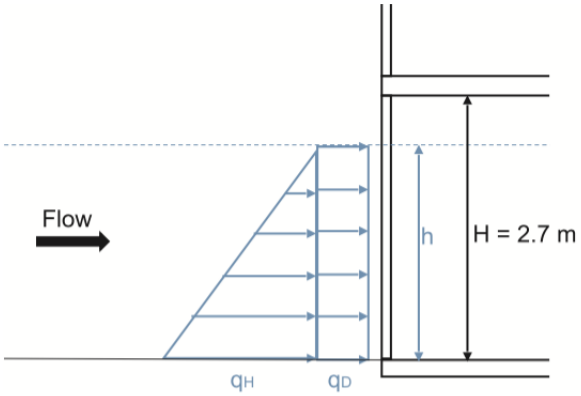


FIGURE 1.10 – Actions de l'inondation sur un mur, considérées dans l'étude [Jansen et al., 2020].

L'approche développée dans l'étude [Jansen et al., 2020] est similaire à celle pour les charges de vent : la vitesse du vent régionale est utilisée pour la conception du bâtiment tandis que des coefficients de pression individuels sont appliqués pour évaluer les efforts sur des éléments structuraux variés. En effet, les bâtiments étant composés d'éléments structuraux multiples, ils ne se comportent pas nécessairement comme des objets rigides (au contraire des piles de pont par exemple). De ce fait, l'effondrement du mur est plus favorable que le déplacement de la structure entière. Il est donc nettement plus logique de calculer la pression agissant sur chaque mur séparément plutôt que la pression s'exerçant sur l'entièreté du bâtiment.

3.4.2 Matériel et méthodes

Dans cette étude, des expériences sont réalisées dans un canal avec une boîte en bois schématisant une rangée typique de quatre maisons mitoyennes néerlandaises. Le modèle physique est à l'échelle (1 : 50). Un "Wave Overtopping Simulator" simule une vague typique due à une rupture de barrage. L'ouverture de la porte est rapide et n'influence donc pas la formation et la propagation de la vague. Vu que l'expérience se passe à échelle réduite, il est nécessaire de discuter des potentiels effets d'échelle. Le nombre de Froude est le même sur le modèle réduit que dans la réalité. D'autres nombres adimensionnels ont comme valeur un nombre bien supérieur à leur valeur critique. Le nombre de Cauchy élevé engendre une structure trop rigide par rapport à la réalité. L'influence de la pression atmosphérique (nombre d'Euler) est trop élevée également, engendrant ainsi une légère surestimation des pressions d'impact, rendant le modèle réduit trop conservatif. Cependant pour des cas de charges quasi-permanents ce n'est pas un problème.

Les instruments de mesure sont des "wave gauge", des sondes électromagnétiques de vitesse (EMS) et douze capteurs de pression placés sur les quatre faces verticales de la boîte. Dix-huit géométries différentes sont testées afin de percevoir l'influence de la géométrie et orientation de la boîte.

La méthode utilisée pour déterminer les coefficients de pression et de traînée va maintenant être expliquée plus en détail. Afin d'illustrer les développements, la Figure 1.11 présente un cliché de l'expérience et un schéma des variables. Le coefficient de pression peut être obtenu à partir de la pression sur la surface de la boîte causée par l'écoulement. Il y a une différence mineure entre

la hauteur d'eau dans le réservoir ainsi que dans le canal lors de l'expérience avec ou sans la boîte. Afin de prendre ces différences en considération, la hauteur d'eau et la vitesse sont normalisées de façon à obtenir $h_n(t)$ (/) et $v_n(t)$ (/) étant des grandeurs adimensionnelles, indépendantes des conditions initiales.

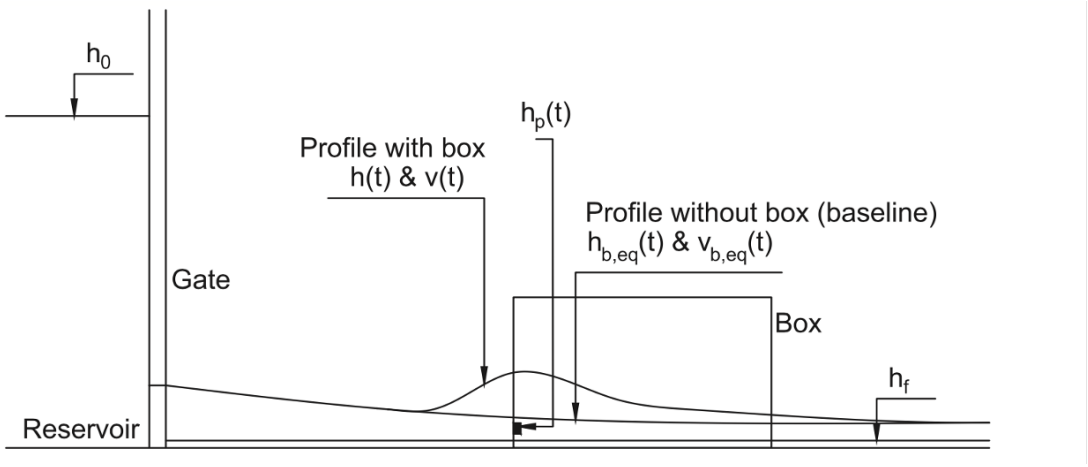


FIGURE 1.11 – Cliché de l'expérience ($h_0 = 175$ mm, $\alpha = 75°$) et schéma des variables. L'échelle et les profils ne sont que des exemples [Jansen et al., 2020].

Ensuite, la hauteur d'eau équivalente $h_{b,eq}(t)$ (m) et la vitesse équivalente $v_{b,eq}(t)$ (m/s) sont calculées grâce à ces valeurs adimensionnelles et aux conditions initiales de l'expérience avec la boîte. Celles-ci correspondent alors aux caractéristiques de l'écoulement libre, nommé "baseline" sur la Figure 1.11.

La pression due à l'effet de charge hydrodynamique quasi-stationnaire Δh (m) est calculée en soustrayant la hauteur d'eau de la "baseline" à la pression mesurée par le capteur de pression (exprimée en hauteur d'eau).

$$\Delta h(t) = h_p(t) - h_{b,eq}(t) \tag{1.27}$$

On peut ensuite calculer le coefficient de pression $C_p(t)$ (/) avec l'Equation 1.28.

$$C_p(t) = \frac{\rho \times g \times \Delta h(t)}{\frac{1}{2} \times \rho \times v_{b,eq}(t)^2} \tag{1.28}$$

où ρ est la masse volumique de l'eau (kg/m^3), g est l'accélération gravitationnelle (m/s^2).

De plus, le coefficient de traînée peut également être calculé. Les pressions sont mesurées perpendiculairement à chacune des faces alors que la traînée agit dans la direction de l'écoulement, comme le montre la Figure 1.12. Le coefficient de traînée C_D (/) est obtenu en additionnant les quatre intégrales des composantes du coefficient de pression, alignées dans la direction de l'écoulement. La formule est présentée à l'Equation (1.29).

$$C_D = \frac{1}{B}(Bcos(\alpha) \cdot C_{p,front} - Lsin(\alpha) \cdot C_{p,left} - Bcos(\alpha) \cdot C_{p,rear} + Lsin(\alpha) \cdot C_{p,right}) \tag{1.29}$$

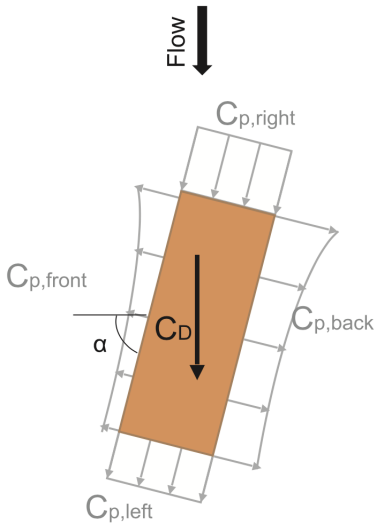


FIGURE 1.12 – Définition du coefficient de pression C_p et de traînée C_D [Jansen et al., 2020].

3.4.3 Résultats expérimentaux et discussion

Suite à plusieurs expériences réalisées, les coefficients de traînée et de pression peuvent être comparés. La Figure 1.13 illustre les résultats obtenus. Sur ce graphique sont représentés les coefficients de traînée (drag), les coefficients de pression de la face avant (pressure front) et les coefficients de pression de la face arrière (pressure rear) pour trois configurations différentes. Chaque configuration est caractérisée par un nombre de maisons (4 pour 4R ou 8 pour 8R), un angle d'orientation du bâtiment α et un rapport de largeur sur hauteur du bâtiment L/B. Le coefficient de traînée C_D est pour toute configuration plus élevé que le coefficient de pression sur la face avant seulement. Pour la face arrière, les coefficients de pression sont approximativement égaux pour toutes les configurations.

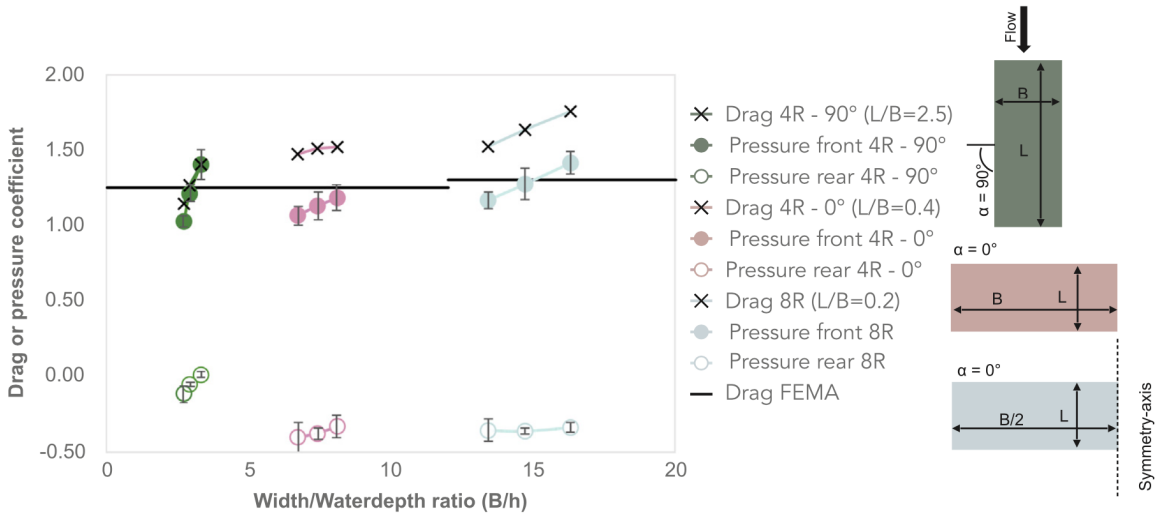


FIGURE 1.13 – Valeurs des coefficients de pression et traînée pour trois configurations différentes [Jansen et al., 2020].

Il est possible de s'intéresser également à l'influence de la disposition de la ville. Les deux paramètres principaux, présentés sur la Figure 1.14 sont l'angle d'attaque φ et le rapport de

blocage $\frac{B'}{b}$. Une augmentation de l'angle d'attaque φ engendre une augmentation de C_p sur la face en question. Plusieurs expériences faisant varier l'orientation ainsi que le rapport de blocage peuvent être réalisées afin de déterminer l'influence combinée de ces paramètres sur les coefficients de pression.

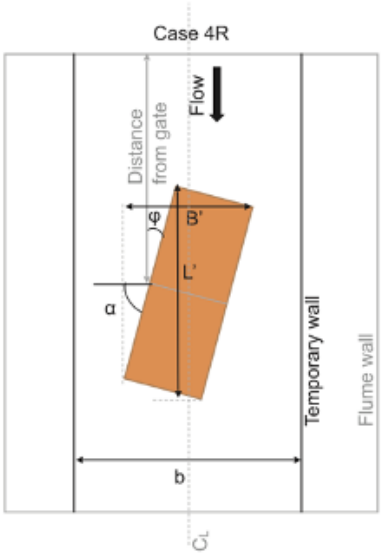


FIGURE 1.14 – Configuration de la boîte [Jansen et al., 2020].

3.4.4 Conclusion

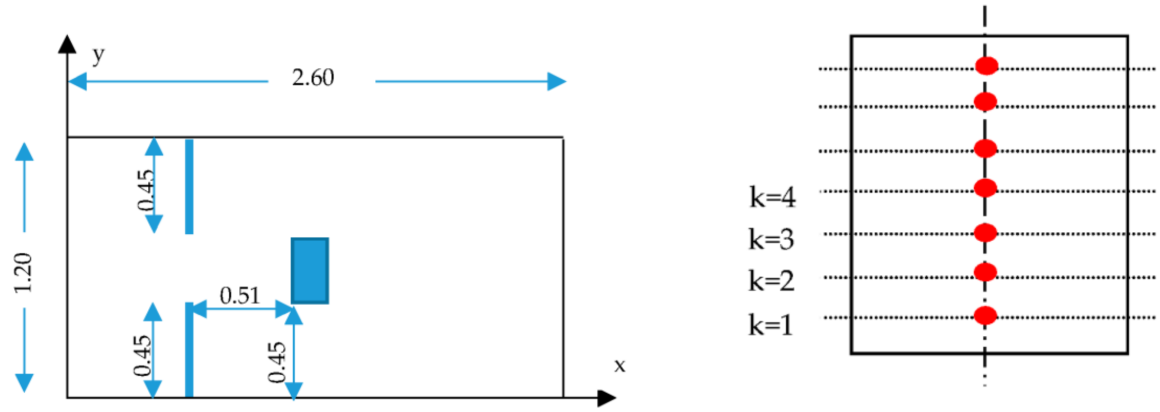
Pour conclure, le but de l'étude est d'introduire l'utilisation de coefficients de pression pour quantifier la composante quasi-stationnaire de la force hydrodynamique agissant sur les bâtiments en cas d'inondations. En effet, un bâtiment s'effondre si un mur porteur s'effondre, ce qui est causé par la pression exercée sur le mur uniquement. Ceci est similaire à l'action du vent sur un bâtiment. Sachant que le coefficient de traînée définit la force totale sur l'ensemble de la structure, il n'est donc pas applicable pour l'effondrement de murs individuels. Enfin, il est très utile de retenir que pour des boîtes rectangulaires où le rapport longueur/largeur est inférieur à 0.6, le coefficient de pression C_p est nettement inférieur au coefficient de traînée C_D. Pour des boîtes rectangulaires où le rapport longueur/largeur est supérieur à 0.6, la différence entre ces deux coefficients est négligeable. Dès lors, ces observations ainsi que la méthode développée pour le calcul du coefficient de pression pourront être appliquées au travail actuel.

3.5 Étude de l'impact de la force due à une rupture de barrage sur des structures à l'aide de simulations numériques 2D et 3D.

L'objectif de l'étude [Hien and Van Chien, 2021] est d'étudier la capacité des modèles numériques 2D et 3D à estimer les caractéristiques hydrauliques et la charge d'impact générée par un écoulement rapide sur un bâtiment ou un ensemble de bâtiments. D'un côté, le modèle numérique 2D utilisé résout les équations de Saint-Venant. D'un autre côté, le logiciel « Flow 3D » est basé sur les équations de Navier-Stokes et la discrétisation par volumes finis. L'attention sera portée uniquement sur l'analyse des forces agissant sur un groupe de structures et sur un obstacle isolé.

3.5.1 Impact d'une rupture de barrage sur un obstacle isolé

Pour évaluer la pertinence des résultats obtenus par simulation numérique 2D et 3D, le cas expérimental étudié est [Aureli et al., 2015]. Cette expérience, dont la configuration est représentée sur la Figure 1.15a consiste en un canal rectangulaire divisé en deux parties. La hauteur d'eau initiale dans le réservoir est de 0.1 m tandis que la zone inondable est à sec. Pour simuler une rupture de barrage, une porte d'une largeur de 0.3 m est ouverte rapidement. Un bâtiment rectangulaire est placé au centre du canal. La face avant de ce dernier est équipée de jauges comme présenté sur la Figure 1.15b.



(a) Configuration de l'expérience (dimensions en mètres). (b) Jauges sur la face avant du bâtiment.

FIGURE 1.15 – Dispositif expérimental [Hien and Van Chien, 2021].

Les solutions numériques 2D ont comme hypothèse que la pression est hydrostatique. La force agissant perpendiculairement au mur à chaque pas de temps est calculée en appliquant la conservation de la quantité de mouvement sur un volume de contrôle autour de l'obstacle. La force par unité de largeur pour chaque cellule d'un des deux murs normaux à la direction x est estimée grâce à l'équation suivante :

$$f = \rho g \frac{h^2}{2} + \rho h u^2 \tag{1.30}$$

où ρ est la masse volumique (kg/m^3), g est l'accélération graviationnelle (m/s^2), h est la hauteur d'eau (m) et u est la vitesse perpendiculaire à la cellule (m/s).

D'un autre côté, dans les simulations 3D, la force agissant sur chaque cellule du maillage est calculée selon l'Equation 1.31. Dans cette équation, i, j, k sont les indices de la cellule concernée et n est l'ordre du pas de temps.

$$F^n_{i,j,k} = p^n_{i,j,k} A_{j,k} \tag{1.31}$$

Les résultats expérimentaux peuvent alors être comparés aux résultats obtenus grâce aux simulations numériques 2D et 3D. Les profils de pression sont composés de deux pics. Cette observation rejoint celles de l'étude de [Bellotti et al., 2015] présentée à la section 3.1. Cependant, les modèles numériques 2D représentent bien les valeurs de la pression mais ne présentent un profil qu'à un pic. Logiquement, les forces suivent les mêmes tendances que les résultats de pression. Il est intéressant de noter également que des pressions négatives surviennent à certaines jauges touchées par la partie supérieure de l'onde réfléchie.

3.5.2 Impact d'une rupture de barrage sur un groupe de structures

Pour cette partie de l'étude, les résultats expérimentaux sont issus de l'étude [Shige-eda and Akiyama, 2003] étudiant les forces agissant sur différentes structures. L'expérience consiste en un réservoir de dimensions (3.0 m x 1.93 m) et une plaine inondable dans laquelle sont situés dix colonnes de forme carrée (0.06 m de large sur 0.2 m de haut), comme présenté sur la Figure 1.16. Les lits du réservoir et de la plaine inondable sont horizontaux et la porte est large de 0.5 m. Initialement, la hauteur d'eau dans le réservoir est de 0.2 m tandis que la plaine est à sec.

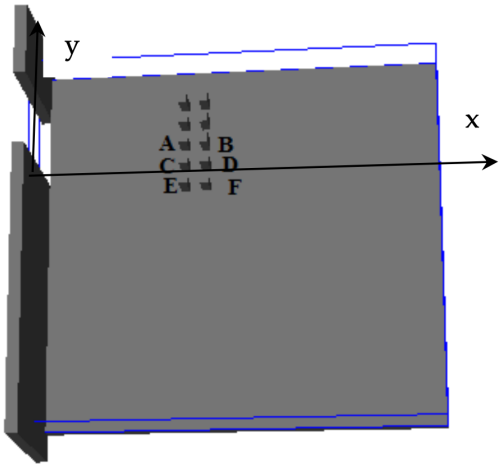


FIGURE 1.16 – Groupe de structures dans la plaine inondable [Hien and Van Chien, 2021].

Désormais, l'accent est mis sur le calcul des forces. L'ensemble de la procédure est issue de l'article [Hien and Van Chien, 2021]. Selon [Shige-eda and Akiyama, 2003], la force agissant dans la direction de l'écoulement sur chaque obstacle non submergé vaut la différence entre la force agissant sur la face avant et la face arrière du bâtiment.

$$D_x = F_{avant,x} - F_{arrière,x} \tag{1.32}$$

Ces forces sont calculées comme suit :

$$F_{statique} = \sum \frac{1}{2} \rho g h^2 \times \Delta y \tag{1.33}$$

avec ρ la masse volumique de l'eau (kg/m^3) et g l'accélération gravitationnelle (m/s^2).

Lorsqu'un modèle numérique 3D est utilisé pour estimer cette force, la formule utilisée est

$$F_{statique} = \sum p_{statique} \times \Delta y \times \Delta z \tag{1.34}$$

Cependant, les forces calculées par les Equations (1.33) et (1.34) sous-estiment la valeur de la force d'impact. Dès lors, dans la discussion [Shige-eda and Akiyama, 2005], les auteurs ont conclu que dans la direction de l'écoulement, la pression statique dans l'Equation (1.34) devrait être remplacée par la pression dynamique, afin de prendre en compte la pression induite par la vitesse. On obtient alors

$$F_{dynamique} = \sum p_{totale} \times \Delta y \times \Delta z \tag{1.35}$$

avec

$$p_{totale} = p_{statique} + \alpha \rho u^2 \tag{1.36}$$

avec α (/) un paramètre indiquant la pression induite par la vitesse ($0 \leq \alpha \leq 1.0$). Les forces sont exprimées en (N), les pressions en (Pa), la vitesse u perpendiculaire à la paroi en (m/s) et ρ la masse volumique de l'eau en (kg/m^3).

Selon [Liu et al., 2018] et [Shige-eda and Akiyama, 2005], le paramètre α peut être pris égal à 0.5. Par contre, d'après [Armanini et al., 2011], le paramètre α dépend du nombre de Froude et de la hauteur d'eau incidente. Cette dernière est illustrée par h_i sur la Figure 1.17. La valeur du paramètre α peut donc être déterminée grâce à des données empiriques. Sur base du cas expérimental [Shige-eda and Akiyama, 2003], l'auteur propose les conditions et équations suivantes pour le paramètre α :

$$\alpha = \begin{cases} 1.0 & \text{si } F_{ri} \geq 3.5 \text{ et } h_i > 0.01 \text{ m} \\ 0.5 & \text{si } 3.5 \geq F_{ri} \geq 3.0 \text{ et } h_i > 0.01 \text{ m} \\ 0.0 & \text{si } F_{ri} < 3.0 \end{cases} \tag{1.37}$$

avec h_i la hauteur d'eau et $F_{ri} = u_i/(gh_i)^{0.5}$ le nombre de Froude de la vague incidente (Figure 1.17).

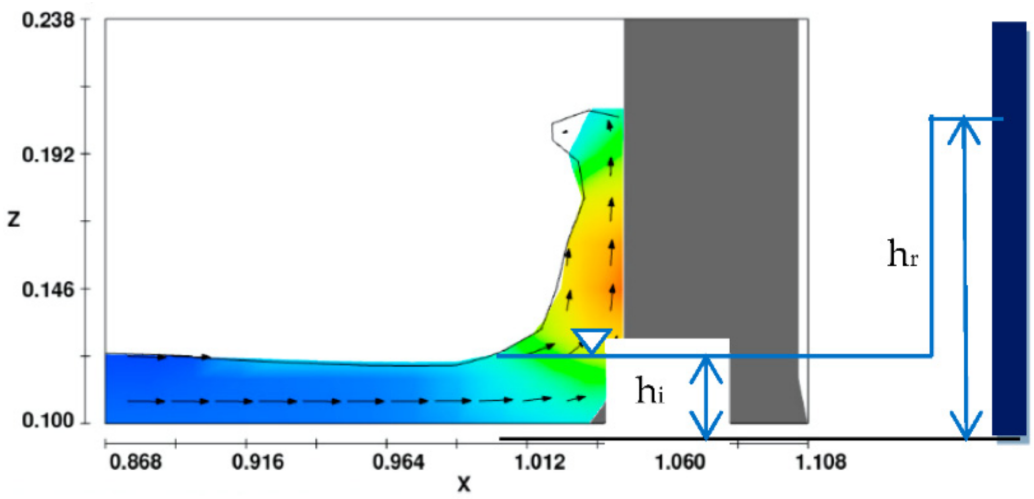


FIGURE 1.17 – Formation des ondes incidentes et réfléchies [Hien and Van Chien, 2021].

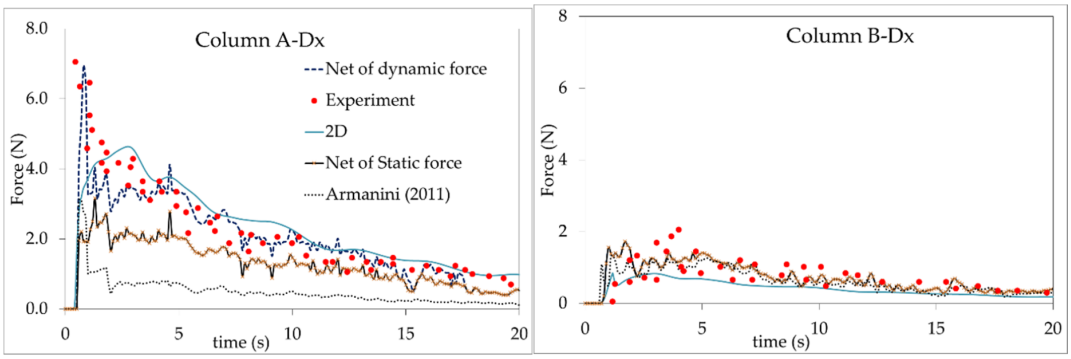


FIGURE 1.18 – Forces dans la direction de l'écoulement, exercées sur les colonnes A et B [Hien and Van Chien, 2021].

Plusieurs observations peuvent être déduites de la comparaison entre les forces calculées des différentes manières. Les profils des forces obtenus pour les colonnes A et B sont présentés sur la Figure 1.18. Les solutions 3D sont très proches des résultats expérimentaux dans la plupart des cas. De plus, les effets de la force induite par la vitesse diminuent avec le temps car la force hydrostatique devient très proche des résultats expérimentaux. En outre, les solutions 2D sous-estiment la plupart du temps la valeur des forces. En effet, cela est dû à leur mauvaise capacité à traiter des changements rapides du niveau de la surface et la distribution de la pression hydrodynamique à l'interface entre l'eau et la structure. Pour continuer, une différence peut être remarquée entre la première ligne de colonne et la seconde. En effet, près du barrage (colonne A), la force induite par la vitesse est prédominante tandis que loin du barrage (colonne B), cette force induite est inférieure à la force de pression. Enfin, il est important de retenir qu'il faudrait utiliser la force hydrodynamique plutôt que la force hydrostatique pour dimensionner des bâtiments car la composante principale de la force agissant sur la structure est la force hydrodynamique au moment de l'impact.

En conclusion, cet article permet d'avoir un premier aperçu des problématiques d'un logiciel de simulation numérique 2D, comme utilisé dans le cadre de ce mémoire.

3.6 Impact d'un obstacle isolé sur l'écoulement consécutif à une rupture de barrage

3.6.1 Introduction

L'article de [Soares-Frazão and Zech, 2007] a pour objectif d'étudier l'impact d'un obstacle isolé sur l'écoulement consécutif à une rupture de barrage. Le dispositif expérimental consiste en un canal dans lequel est placé une boîte de forme rectangulaire juste à l'aval de la porte simulant la rupture de barrage.

Deux approches simplifiées sont généralement utilisées pour caractériser l'influence d'un obstacle sur un écoulement. D'une part, les obstacles sont considérés comme induisant une augmentation du frottement du lit, ralentissant ainsi la propagation des ondes. D'autre part, l'obstacle est considéré comme induisant une diminution du transport de l'écoulement. Cependant, ces approches ne sont pas capables de fournir des prédictions précises dans le cas d'écoulements transitoires sévères. En effet, la trajectoire de l'écoulement peut être modifiée et la vague due à la crue peut se refléter contre l'obstacle augmentant le niveau d'eau amont drastiquement.

3.6.2 Dispositif expérimental

Les expériences ont été réalisées dans le Laboratoire de Génie Civil de l'Université Catholique de Louvain. Le canal mesurant environ 36 mètres de long est présenté à la Figure 1.19. La porte située entre deux blocs fixes sépare la partie amont du canal de la partie aval. La section du canal, comme le montre la Figure 1.20, est de forme trapézoïdale de part et d'autre du barrage et rectangulaire au niveau de la porte. Le lit du canal est horizontal. Le coefficient de Manning a été pris comme égal à $n = 0.010\ sm^{-\frac{1}{3}}$

La position et les dimensions du bâtiment sont présentées sur la Figure 1.21. Celui ci n'est ni centré, ni orienté selon l'axe du canal. Les conditions initiales dans le canal sont une hauteur d'eau à l'amont $h_0 = 0.40$ m et une fine couche de 0.02 m d'eau à l'aval de la porte. Afin de simuler une rupture de barrage, la porte séparant les deux niveaux d'eau est ouverte rapidement.

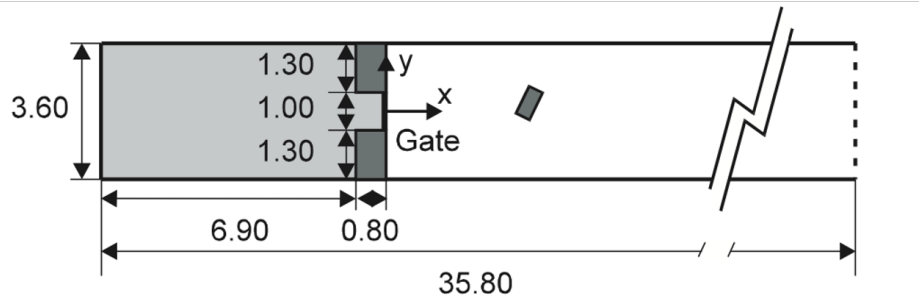


FIGURE 1.19 – Dispositif expérimental (dimensions en mètres) [Soares-Frazão and Zech, 2007].

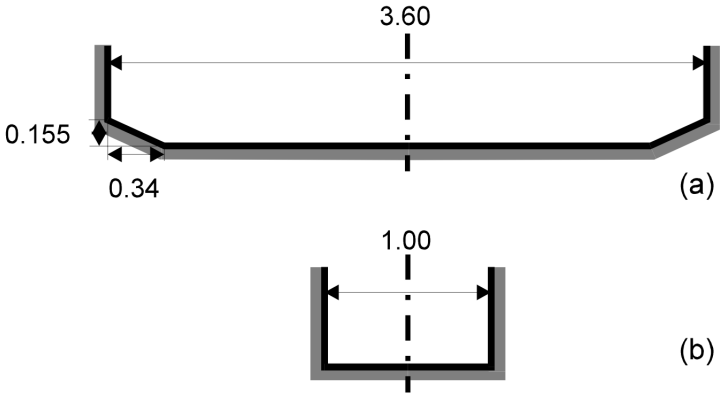


FIGURE 1.20 – Section du canal (a) dans le réservoir amont et dans le canal principal, (b) à la position du barrage [Soares-Frazão and Zech, 2007].

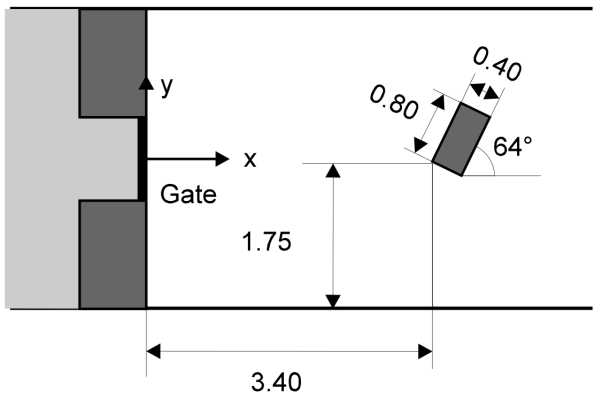


FIGURE 1.21 – Position et dimensions du bâtiment (en mètres) [Soares-Frazão and Zech, 2007].

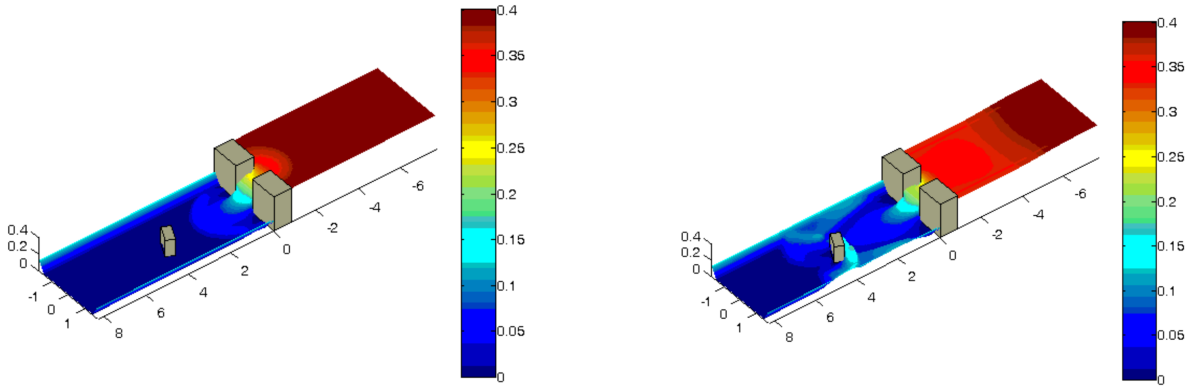
3.6.3 Description de l'écoulement

La description de l'écoulement présentée ci-dessous est illustrée grâce à des Figures obtenues par [Noël et al., 2003]. Ces observations qualitatives sont intéressantes dans le cadre des expériences similaires qui sont présentées dans la suite de ce travail.

Juste après l'ouverture rapide de la porte, l'onde de la rupture de barrage se réfléchit contre le bâtiment, le submergeant presque. Le flux se sépare alors, formant une série d'ondes de choc. Une zone de sillage peut être identifiée juste en aval du bâtiment, délimitée par des ondes croisées. Par la suite, l'écoulement atteint rapidement un état quasi-permanent avec un débit décroissant

dû au réservoir qui se vide progressivement. Des zones de recirculations peuvent également être identifiées entre le bâtiment et les murs du canal.

La hauteur de la surface libre après une seconde d'écoulement est présentée sur la Figure 1.22a. Sur cette illustration, la propagation bidimensionnelle de l'onde peut être identifiée. Ensuite, la Figure 1.22b illustre le temps $t = 3$ s. L'onde s'est réfléchie contre le bâtiment et entraîne la formation d'un ressaut hydraulique oblique. L'onde frontale circulaire se réfléchit également contre les parois latérales du canal et des ressauts latéraux se forment.



(a) $t = 1$ s. (b) $t = 3$ s.

FIGURE 1.22 – Simulations de l'écoulement [Soares-Frazão and Zech, 2007].

Au temps $t = 10$ s illustré sur la Figure 1.23, le ressaut hydraulique se propage vers l'amont, pendant que le réservoir se vide. La zone de sillage et la séparation de l'écoulement autour du bâtiment sont également visibles sur la Figure 1.23.

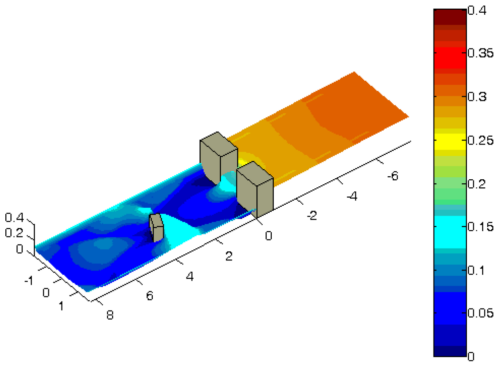


FIGURE 1.23 – Simulation de l'écoulement au temps $t = 10$ s [Soares-Frazão and Zech, 2007].

3.6.4 Mesures de l'écoulement

Dans le cadre de l'étude, trois types de prises de mesure ont été mises en place. Tout d'abord, les hauteurs d'eau ainsi que les vitesses ont été mesurées à six endroits, au moyen respectivement de capteurs résistifs et de sondes acoustiques Doppler. C'est utile de noter que ces sondes acoustiques sont des instruments intrusifs qui ont une influence sur l'écoulement. Heureusement, cette influence n'est qu'une perturbation locale. Les six jauges où ont été prises les mesures ainsi que leurs coordonnées sont présentées sur la Figure 1.24 et dans le Tableau 1.5. Enfin, des

techniques d'imagerie digitale ont permis de capturer le champ de vitesse de surface dans la zone autour du bâtiment, tout en contournant le caractère intrusif des autres mesures de vitesse.

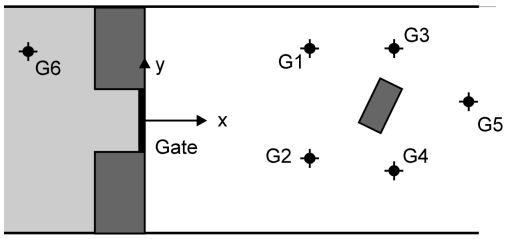


FIGURE 1.24 – Position des jauges où la hauteur d'eau et la vitesse sont mesurées [Soares-Frazão and Zech, 2007].

Jauge	x (m)	y (m)
G1	2.65	1.15
G2	2.65	-0.60
G3	4.00	1.15
G4	4.00	-0.80
G5	5.20	0.30
G6	-1.87	1.10

TABLE 1.5 – Position des jauges.

3.6.5 Résultats expérimentaux

Les résultats expérimentaux de cette expérience portent principalement sur l'allure et l'analyse des caractéristiques de l'écoulement autour du bâtiment. Dans le cadre de la recherche actuelle qui porte sur la quantification des sollicitations sur un bâtiment, l'objectif est de se concentrer davantage sur la boîte. En effet, des techniques de mesure sont mises en place pour mesurer les profils de hauteur d'eau ainsi que les pressions sur le bâtiment. Dès lors, un dispositif similaire sera utilisé afin de pouvoir comparer et analyser la validité des résultats. Par conséquent, les résultats pertinents pour l'analyse actuelle sont présentés à la Section 5 du Chapitre 3.

Chapitre 2

Outils et méthodes

L'utilisation d'outils adéquats et bien implémentés est la clé d'un travail réussi. Cependant, il est utile de les utiliser à bon escient et en sachant de quelles hypothèses, théories ou équations découlent les résultats. Pour ce faire, ce chapitre explique trois outils utilisés abondamment durant ce mémoire. Le premier, nommé Hydroflow a permis d'effectuer des simulations numériques. Les deux autres, Athys et QGIS, ont quant à eux été utilisés pour le cas d'étude de Pepinster.

1 Hydroflow

Cette section présente le programme exécutable Hydroflow. Celui ci a été implémenté par S. Soares Frazao dans le cadre de sa thèse de doctorat [Soares Frazão, 2002]. Depuis sa création, il a été modifié et amélioré par de nombreux chercheurs de l'équipe hydraulique de l'Ecole Polytechnique de Louvain. Cet outil a été fortement utilisé pour deux parties de ce travail. D'une part, il a été utilisé pour modéliser le canal expérimental et simuler les expériences. Cette analyse est décrite au Chapitre 4. D'autre part, comme présenté dans le Chapitre 6, il a permis de modéliser les inondations survenues en juillet 2021 à Pepinster.

Le logiciel Hydroflow résout les équations de Saint-Venant permettant ainsi d'appliquer le schéma des volumes finis à un maillage. Dès lors, il est intéressant de commencer par développer les équations de Saint-Venant et leurs propriétés avant de continuer avec le schéma des volumes finis, le calcul des flux aux interfaces et les conditions frontières. Enfin, l'utilisation du logiciel sera présentée.

1.1 Équations de Saint-Venant

Les équations de Saint-Venant permettent de caractériser les écoulements à surface libre et sont couramment utilisées pour modéliser des écoulements transitoires. Ces équations, exprimant la conservation de la masse et de la quantité de mouvement, sont à la base de la méthode d'intégration des volumes finis. Cette section débutera avec la présentation des hypothèses pour ensuite développer les deux équations chacune à leur tour.

1.1.1 Les hypothèses

Tout d'abord, comme présenté par [Soares Frazão, 2002], il est nécessaire de poser certaines hypothèses.

— Le fluide est incompressible, la densité ρ est constante
— La pente du lit est assez faible, de sorte que la hauteur d'eau $h = (z_w - z_b)$ peut être mesurée le long de l'axe vertical z
— L'écoulement est unidimensionnel

— L'écoulement est turbulent, le nombre de Reynolds ne dépend pas de la viscosité
— Les filets fluides sont parallèles, impliquant ainsi que la distribution de la pression est hydrostatique et qu'une vitesse moyenne $V = Q/A$ peut être définie, avec Q le débit et A l'aire de la section
— Les pertes de charge dues au frottement sur le lit sont supposées égales à celles survenant en cas d'écoulement uniforme, de sorte que la formule de Manning puisse être utilisée pour exprimer la pente de la ligne de charge.

1.1.2 Conservation de la masse

La première équation est obtenue en effectuant un bilan de masse sur un volume de contrôle (Figure 2.1).

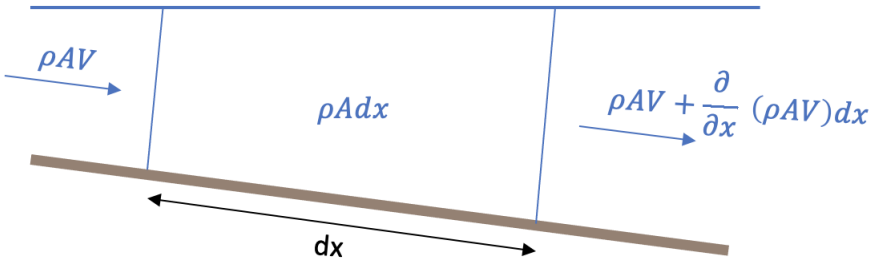


FIGURE 2.1 – Volume de contrôle et continuité.

Le bilan de masse s'écrit comme suit :

$$\frac{\delta}{\delta t}(\rho A dx) = \rho AV - \left(\rho AV + \frac{\delta}{\delta x}(\rho AV)\, dx\right) \tag{2.1}$$

En posant l'hypothèse que le fluide est incompressible, l'Equation (2.1) se simplifie comme suit :

$$\frac{\delta A}{\delta t} + \frac{\delta}{\delta x}(AV) = 0 \tag{2.2}$$

Enfin, sachant que le débit vaut le produit de l'aire par la vitesse, l'équation de continuité peut s'écrire :

$$\boxed{\frac{\delta A}{\delta t} + \frac{\delta Q}{\delta x} = 0} \tag{2.3}$$

avec Q le débit (m^3/s) et A l'aire de la section (m^2).

1.1.3 Conservation de la quantité de mouvement

Comme montré par l'Equation (2.4), l'équation de la conservation de la quantité de mouvement s'obtient en égalant sur un volume de contrôle, la variation de la quantité de mouvement par rapport au temps à la somme des forces appliquées sur ce volume de contrôle.

$$\frac{D(m\vec{V})}{Dt} = \sum \vec{F} \tag{2.4}$$

La Figure 2.2 présente le volume de contrôle et les forces agissant dessus.

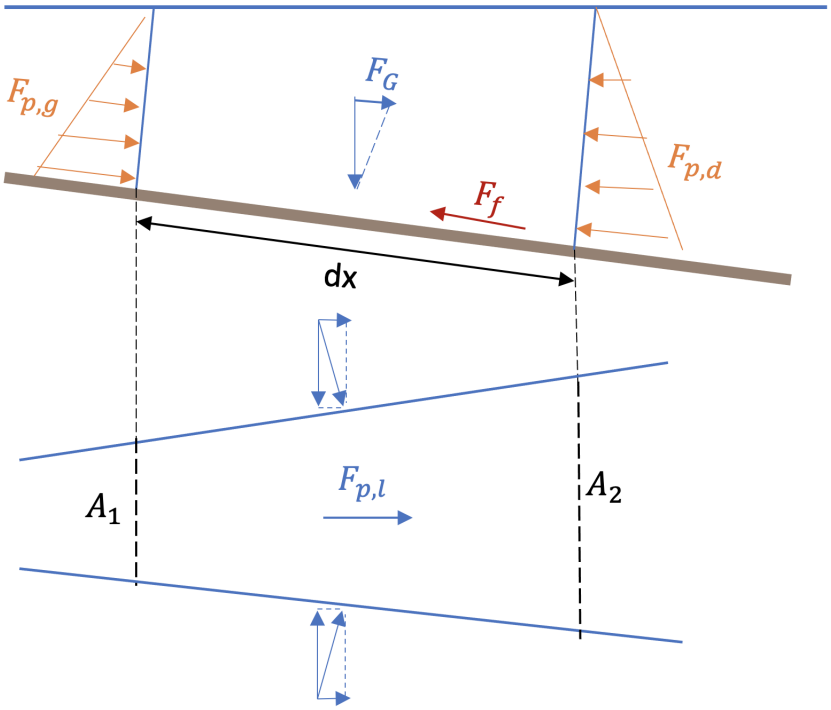


FIGURE 2.2 – Forces agissant sur le volume de contrôle.

Les forces appliquées sont développées ci-dessous :

— **La force de gravité :**

$$F_G = \gamma A dx S_0 \tag{2.5}$$

avec γ le poids volumique de l'eau (N/m^3) et S_0 la pente de fond (/)

— **La force de frottement :**

$$F_f = -\tau P dx \tag{2.6}$$

avec τ la contrainte de cisaillement (Pa). Étant donné que l'écoulement considéré est graduellement varié, la contrainte de cisaillement peut s'exprimer comme suit :

$$\tau = \gamma \frac{A}{P} S_f = \gamma R S_f \tag{2.7}$$

où apparaissent R nommé le rayon hydraulique (m) ainsi que la pente de la ligne de charge S_f (/). L'expression de la force de frottement devient alors :

$$F_f = -\gamma A S_f dx \tag{2.8}$$

— **Les forces de pression :**

$$F_p = F_{p,g} - F_{p,d} + F_{p,l} = F_{p,g} - \left(F_{p,g} + \frac{\delta}{\delta x}(F_{p,g}) dx \right) + F_{p,l} = -\frac{\delta F_{p,g}}{\delta x} dx + F_{p,l} \tag{2.9}$$

où $F_{p,l}$, présentée sur la Figure 2.2, est la résultante des forces de pression latérale.

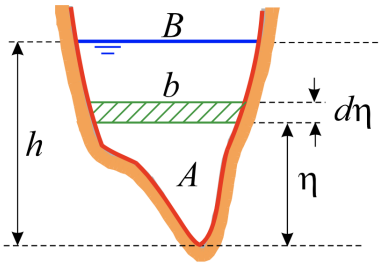


FIGURE 2.3 – Variation de la hauteur pour une section constante [Soares-Frazão, 2021b].

En tenant compte de la variation de la hauteur pour une section constante (Figure 2.3), l'Equation (2.9) devient :

$$F_p = -\frac{\delta}{\delta x}\gamma \underbrace{\left(\int_0^h (h-\eta)b(\eta)d\eta\right)}_{I_1} dx + \gamma \underbrace{\left(\int_0^h (h-\eta)\frac{\delta b(\eta)}{\delta x}d\eta\right)}_{I_2} dx \tag{2.10}$$

Dans cette équation, le terme I_1 représente le moment statique tandis que le terme I_2 permet de prendre en compte les forces de pression dues au changement de section.

Le théorème intégral de Leibnitz, permet ensuite de développer le terme I_1 :

$$\begin{aligned} I_1 = \int_0^h \frac{\delta}{\delta x}\left[(h-\eta)b(\eta)\right]d\eta + (h-h)b(h)\frac{\delta h}{\delta x} - (h-0)b(0)\frac{\delta 0}{\delta x} \\ = \int_0^h \left[\frac{\delta(h-\eta)}{x}b(\eta) + (h-\eta)\frac{\delta b(\eta)}{\delta x}\right]d\eta \end{aligned} \tag{2.11}$$

L'insertion de la nouvelle expression de I_1 dans l'Equation (2.10) permet d'obtenir l'équation de F_p :

$$F_p = -\gamma A\frac{\delta h}{\delta x}dx \tag{2.12}$$

Dès lors, la somme des forces agissant sur le volume de contrôle peut s'écrire comme suit :

$$\sum F = \gamma A S_0 dx - \gamma A S_f dx - \gamma A\frac{\delta h}{\delta x}dx \tag{2.13}$$

Pour continuer, il est nécessaire de rappeler la définition de la quantité de mouvement définie par l'Equation (2.4). En considérant uniquement les composantes en x du système, le terme $m\vec{V}$ devient mu. Le développement de l'Equation (2.4) devient alors :

$$\frac{D(mu)}{Dt} = \frac{\delta}{\delta t}\int_{V_C}\rho u dV + \int_{S_C}\rho u u dA = \frac{\delta}{\delta t}\rho dx\int_A \underbrace{u dA}_{\mathrm{dQ}} + \int_{S_C}\rho u^2 dA \tag{2.14}$$

Afin de développer le dernier terme de l'Equation (2.14), un profil de vitesse logarithmique est considéré. Ce profil, présenté sur la Figure 2.4, introduit la définition de la vitesse moyenne V, définie par l'égalité suivante :

$$u = V(1+e) \tag{2.15}$$

avec u la vitesse dans la direction x et e la déviation par rapport à la vitesse moyenne V.

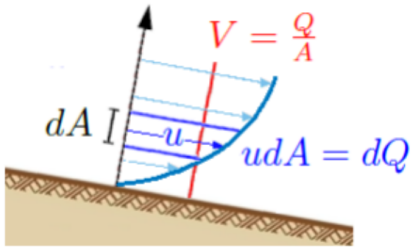


FIGURE 2.4 – Profil de vitesse caractéristique [Delpierre, 2022].

Le dernier terme de l'Equation (2.14) devient alors :

$$\int u^2 dA = \int V^2(1+e)^2 dA = V^2 \int (1 + 2e + e^2) dA \tag{2.16}$$

Or, vu la définition de la vitesse moyenne, l'intégrale de la déviation $\int e^2 dA$ est nulle. L'équation se simplifie comme suit :

$$\int u^2 dA = V^2 A + V^2 \int e^2 dA = \underbrace{\left[1 + \frac{\int e^2 dA}{A}\right]}_{\beta} V^2 A = \beta V^2 A \tag{2.17}$$

avec β, le coefficient de Boussinesq prenant en compte la non uniformité du profil de vitesse.

L'Equation (2.14), devient :

$$\frac{D(mV)}{Dt} = \rho \frac{\delta Q}{\delta t} dx + \rho dx \frac{\delta}{\delta x}(\beta V^2 A) \tag{2.18}$$

Finalement, sachant que le coefficient de Boussinesq est considéré comme égal à 1, l'équation de la quantité de mouvement sous forme conservative est obtenue et présentée dans l'encadré ci-dessous :

$$\boxed{\frac{\delta Q}{\delta t} + \frac{\delta}{\delta x}\left(\frac{Q^2}{A} + gI_1\right) = gA(S_0 - S_f) + gI_2} \tag{2.19}$$

1.1.4 Système d'équations de Saint-Venant

Grâce aux développements précédents, le système des équations de Saint-Venant s'écrit comme suit. Ces équations sont applicables pour une section arbitraire A et un débit Q. Comme défini dans l'Equation (2.10), le terme I_1 est le moment statique tandis que le terme I_2 représente la variation spatiale due au changement de section.

$$\begin{cases} \frac{\delta A}{\delta t} + \frac{\delta Q}{\delta x} = 0 \\ \frac{\delta Q}{\delta t} + \frac{\delta}{\delta x}\left(\frac{Q^2}{A} + gI_1\right) = gA(S_0 - S_f) + gI_2 \end{cases} \tag{2.20}$$

Ce système peut également s'écrire sous forme matricielle :

$$\frac{\delta \mathbf{U}}{\delta t} + \frac{\delta \mathbf{F}(\mathbf{U})}{\delta x} = \mathbf{S}(\mathbf{U}) \tag{2.21}$$

avec :

$$\mathbf{U} = \begin{pmatrix} A \\ Q \end{pmatrix} \qquad \mathbf{F}(\mathbf{U}) = \begin{pmatrix} Q \\ \frac{Q^2}{A} + gI_1 \end{pmatrix} \qquad \mathbf{S}(\mathbf{U}) = \begin{pmatrix} 0 \\ gA(S_0 - S_f) + gI_2 \end{pmatrix} \tag{2.22}$$

Pour continuer, il est important de noter les trois propriétés de ces équations. Celles-ci sont présentées ci-dessous.

1. Conservation
2. Vitesse finie de propagation de l'information
3. Elles admettent des solutions faibles pour les discontinuités et chocs tels que pour les ressauts hydrauliques

C'est cette deuxième propriété qui est développée dans la section suivante.

1.2 Vitesse finie de propagation de l'information

Il est intéressant de prendre le temps de démontrer la propriété de vitesse finie de propagation de l'information. En effet, si l'information contenue dans le système décrit par les équations de Saint-Venant se propage à une vitesse finie, cela signifie qu'un chemin d'information peut être identifié et suivi dans un plan (x, t). Les chemins d'information seront appelés les caractéristiques. Comme présenté par la suite, le long de ces caractéristiques, les équations de Saint-Venant aux dérivées partielles se transforment en équations différentielles ordinaires, nommées les équations de compatibilité.

Le développement part du système des équations de Saint-Venant sous forme matricielle (Equation (2.21)). Soit pour une section arbitraire A et un débit Q :

$$L_1 = \frac{\delta A}{\delta t} + \frac{\delta Q}{\delta x} = 0 \tag{2.23}$$

$$L_2 = \frac{\delta Q}{\delta t} + \frac{\delta}{\delta x}\left(\frac{Q^2}{A}\right) + gA\frac{\delta h}{\delta x} - gA(S_0 - S_f) = 0 \tag{2.24}$$

Considérons ensuite $dA = Bdh$ avec B la largeur de la section

$$L_2 = \frac{\delta Q}{\delta t} + \frac{2Q}{A}\frac{\delta Q}{\delta x} - \frac{Q^2}{A^2}\frac{\delta A}{\delta x} + g\frac{A}{B}\frac{\delta A}{\delta x} - gA(S_0 - S_f) = 0 \tag{2.25}$$

Ensuite, λ est introduit de sorte que :

$$\lambda L_1 + L_2 = 0 \tag{2.26}$$

Les égalités suivantes sont ainsi obtenues :

$$\lambda\left(\frac{\delta A}{\delta t} + \frac{\delta Q}{\delta x}\right) + \frac{\delta Q}{\delta t} + \frac{2Q}{A}\frac{\delta Q}{\delta x} - \frac{Q^2}{A^2}\frac{\delta A}{\delta x} + g\frac{A}{B}\frac{\delta A}{\delta x} - gA(S_0 - S_f) = 0 \tag{2.27}$$

$$\left(\frac{\delta Q}{\delta t} + \frac{\delta Q}{\delta x}\left(\lambda + \frac{2Q}{A}\right)\right) + \lambda\left(\frac{\delta A}{\delta t} + \frac{\delta A}{\delta x}\left(g\frac{A}{B}\frac{1}{\lambda} - \frac{Q^2}{A^2\lambda}\right)\right) - gA(S_0 - S_F) = 0 \tag{2.28}$$

L'objectif est d'obtenir une équation différentielle ordinaire comme suit :

$$\frac{dQ}{dt} + \lambda\frac{dA}{dt} - gA(S_0 - S_f) = 0 \tag{2.29}$$

Sachant que :

$$\frac{dQ}{dt} = \frac{\delta Q}{\delta t} + \frac{\delta Q}{\delta x}\frac{dx}{dt} \tag{2.30}$$

$$\frac{dA}{dt} = \frac{\delta A}{\delta t} + \frac{\delta A}{\delta x}\frac{dx}{dt} \tag{2.31}$$

Il faut satisfaire l'équation suivante :

$$\frac{dx}{dt} = \lambda + \frac{2Q}{A} = g\frac{A}{B\lambda} - \frac{Q^2}{A^2\lambda} \rightarrow \lambda = -V \pm c \tag{2.32}$$

où $c = \sqrt{g\frac{A}{B}}$ est la célérité, autrement dit la vitesse de propagation d'une onde dans un monde au repos. Les deux caractéristiques sont ainsi obtenues.

— La caractéristique positive donnant lieu à la première équation de comptabilité

$$C^+ \equiv \frac{dx}{dt} = V + c \tag{2.33}$$

$$\frac{dQ}{dt} + (-V + c)\frac{dA}{dt} - gA(S_0 - S_f) = 0 \tag{2.34}$$

— La caractéristique négative donnant lieu à la deuxième équation de comptabilité

$$C^- \equiv \frac{dx}{dt} = V - c \tag{2.35}$$

$$\frac{dQ}{dt} + (-V - c)\frac{dA}{dt} - gA(S_0 - S_f) = 0 \tag{2.36}$$

Les caractéristiques peuvent dès lors être présentées dans un plan (x, t), comme illustré sur la Figure 2.5. Si on se promène le long de ces courbes, les équations de Saint-Venant sont sous forme de dérivée totale.

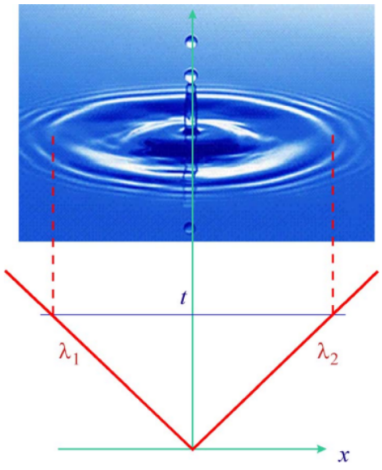


FIGURE 2.5 – Les caractéristiques [Soares-Frazão, 2021b].

Avant de clôturer cette section, il est intéressant de noter que les équations de compatibilité peuvent également s'exprimer sous leur forme duale (Q, Σ) avec $\Sigma = \frac{Q^2}{A} + gI_1$:

$$\frac{d\Sigma}{dt} + (-V \pm c)\frac{dQ}{dt} = (V \pm c)[gA(S_0 - S_f) + gI_2] \tag{2.37}$$

1.3 Schéma des volumes finis

La méthode numérique présentée dans cette section a pour but de reproduire les propriétés qui ont été identifiées pour les équations. La méthode des volumes finis consiste à intégrer les équations de Saint-Venant sous forme matricielle (2.21) sur un volume fini. Ce volume (Δx, Δy, Δt) nommé Ω est représenté sur la Figure 2.6.

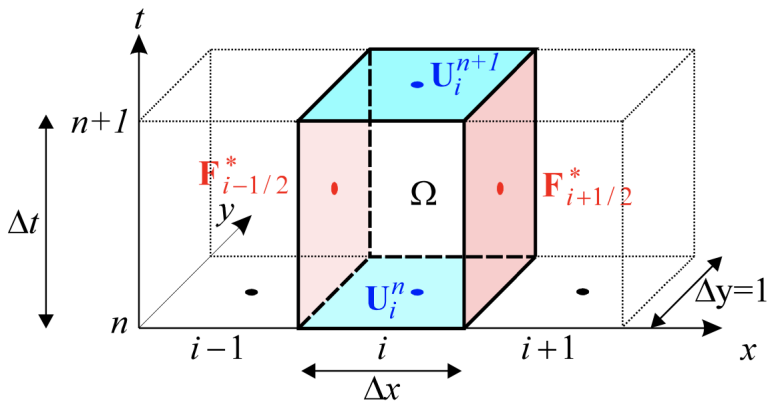


FIGURE 2.6 – Volume de contrôle [Soares-Frazão, 2021b].

$$\int_\Omega \left(\frac{\delta U}{\delta t} + \frac{\delta F}{\delta x}\right) d\Omega = \int_\Omega S d\Omega \tag{2.38}$$

Soit $R = \begin{pmatrix} F \\ 0 \\ U \end{pmatrix}$, tel que $divR = \frac{\delta F}{\delta x} + \frac{\delta U}{\delta t}$. De plus, $d\Omega = \Delta x \cdot \Delta y \cdot \Delta t$.

Le théorème de la divergence peut être appliqué.

$$\int_\Omega divR d\Omega = \int_\Gamma (\mathbf{R}|\mathbf{n}) dA \tag{2.39}$$

L'intégrale ci-dessus est alors développée pour les six faces du volume de contrôle :

$$\begin{aligned}\int_\Gamma (\mathbf{R}|\mathbf{n}) dA = &\begin{pmatrix}\mathbf{F} & 0 & \mathbf{U}\end{pmatrix}_i^n \begin{pmatrix}0\\0\\-1\end{pmatrix}\Delta x + \begin{pmatrix}\mathbf{F} & 0 & \mathbf{U}\end{pmatrix}^*_{i+1/2}\begin{pmatrix}1\\0\\0\end{pmatrix}\Delta t \\ &+ \begin{pmatrix}\mathbf{F} & 0 & \mathbf{U}\end{pmatrix}_i^{n+1}\begin{pmatrix}0\\0\\1\end{pmatrix}\Delta x + \begin{pmatrix}\mathbf{F} & 0 & \mathbf{U}\end{pmatrix}^*_{i-1/2}\begin{pmatrix}-1\\0\\0\end{pmatrix}\Delta t \\ &+ \begin{pmatrix}\mathbf{F} & 0 & \mathbf{U}\end{pmatrix}_i^n \begin{pmatrix}0\\-1\\0\end{pmatrix}\Delta x\Delta t + \begin{pmatrix}\mathbf{F} & 0 & \mathbf{U}\end{pmatrix}_i^n \begin{pmatrix}0\\1\\0\end{pmatrix}\Delta x\Delta t\end{aligned} \tag{2.40}$$

Cela permet d'obtenir l'équation suivante où l'exposant "*" signifie qu'une valeur moyenne représentative pour la surface de la cellule située en un certain x est considérée.

$$\int_\Gamma (\mathbf{R}|\mathbf{n}) dA = -\mathbf{U}_i^n \Delta x + \mathbf{F}^*_{i+1/2}\Delta t + \mathbf{U}_i^{n+1}\Delta x - \mathbf{F}^*_{i-1/2}\Delta t \tag{2.41}$$

Pour le terme source, $\bar{\mathbf{S}}$ est introduit. Ce dernier est défini comme la valeur moyenne du terme source sur la cellule i.

$$\int_{\Omega} \mathbf{S} d\Omega = \bar{\mathbf{S}} \Delta x \Delta t \tag{2.42}$$

Finalement, le schéma des volumes finis est représenté par l'équation suivante :

$$\boxed{\mathbf{U}_i^{n+1} = \mathbf{U}_i^n - \frac{\Delta t}{\Delta x}(\mathbf{F}^*_{i+1/2} - \mathbf{F}^*_{i-1/2}) + \bar{\mathbf{S}}^*_i \Delta t} \tag{2.43}$$

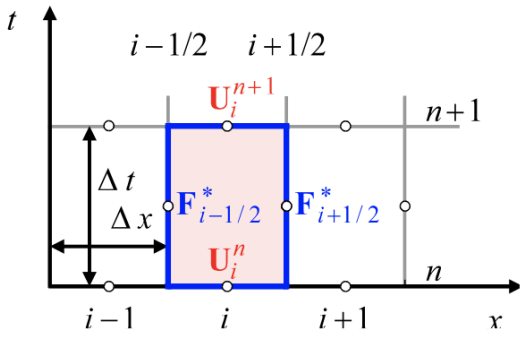


FIGURE 2.7 – Schéma des volumes finis [Soares-Frazão, 2021b].

L'équation signifie donc que les inconnues au temps $n+1$ sont obtenues sur base des valeurs connues au temps n. Pour ces valeurs au temps n, l'hypothèse de valeurs constantes dans chaque cellule du maillage est posée. Ensuite, tout le système évolue par les flux qui vont traverser les interfaces. Le calcul des flux aux interfaces est présenté dans la section suivante.

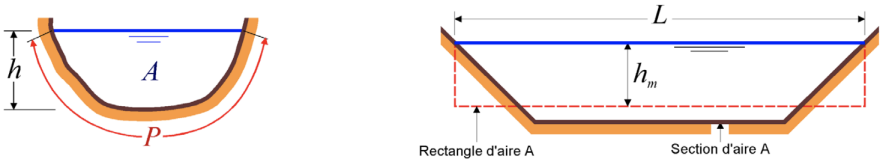
1.4 Calcul des flux aux interfaces

Les trois méthodes les plus connues pour calculer les flux aux interfaces sont celles de Pavie, Roe et HLL. Dans ce document, uniquement la méthode de Pavie sera développée. Cependant, dans le logiciel Hydroflow, c'est la méthode HLL qui est implémentée.

Tout d'abord, il est nécessaire de poser la définition du nombre de Froude ainsi que d'un écoulement subcritique et d'un écoulement supercritique. Le nombre de Froude permet de représenter l'effet des forces de gravité sur un écoulement. Il est défini comme suit :

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g h_m}} \tag{2.44}$$

où $h_m = A/L$ (m) est la profondeur hydraulique définie comme le quotient de l'aire de la section mouillée par la largeur L (m) de la surface libre [Soares-Frazão, 2021a].



(a) Rayon hydraulique

(b) Profondeur hydraulique

FIGURE 2.8 – Caractéristiques hydrauliques [Soares-Frazão, 2021b].

Ce nombre de Froude permet de caractériser deux types d'écoulement. D'une part, si le nombre de Froude est inférieur à l'unité, l'écoulement est subcritique. L'information peut venir de l'amont ainsi que de l'aval. D'autre part, si le le nombre de Froude est supérieur à l'unité, l'écoulement est dit supercritique et l'information ne peut se déplacer que vers l'aval.

1.4.1 Ecoulement subcritique

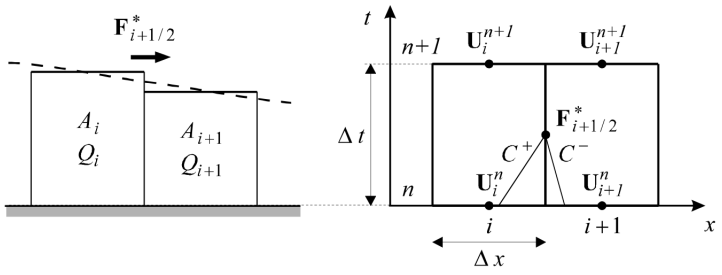


FIGURE 2.9 – Méthode de Pavie : cas subcritique [Soares-Frazão, 2021b].

Dans le cas d'un écoulement subcritique, vu que l'information peut venir de l'amont et de l'aval, chaque point à l'interface entre deux cellules dépend de ces deux cellules voisines. $\mathbf{F}^*_{i+1/2}$ est donc influencé par la cellule i et par la cellule $i+1$, comme présenté sur la Figure 2.9. Il est important de noter que les termes sources sont négligés dans le schéma de Pavie. Les Equations (2.34) et (2.36) peuvent se réécrire comme suit :

$$c^+ : \frac{dQ}{dt} - (V+c)\frac{dA}{dt} = 0 \text{ sur } \frac{dx}{dt} = V + c \tag{2.45}$$

$$c^- : \frac{dQ}{dt} - (V-c)\frac{dA}{dt} = 0 \text{ sur } \frac{dx}{dt} = V - c \tag{2.46}$$

Ensuite, ces équations sont discrétisées :

$$c^+ : \frac{Q^*_{i+1/2} - Q^n_i}{\Delta t} - (\bar{V} - \bar{c})\frac{A^*_{i+1/2} - A^n_i}{\Delta t} = 0 \tag{2.47}$$

$$c^- : \frac{Q^*_{i+1/2} - Q^{n+1}_i}{\Delta t} - (\bar{V} + \bar{c})\frac{A^*_{i+1/2} - A^{n+1}_i}{\Delta t} = 0 \tag{2.48}$$

Dans ces équations, la barre supérieure signifie qu'une valeur moyenne est utilisée pour V et c. Pour continuer, le système peut être résolu en effectuant :

$$(c^+)(\bar{V} + \bar{c}) - (c^-)(\bar{V} - \bar{c}) = 0 \tag{2.49}$$

Après résolution, l'expression suivante est obtenue :

$$Q^*_{i+1/2} = \frac{1+\bar{Fr}}{2}Q^n_i + \frac{1-\bar{Fr}}{2}Q^n_{i+1} + \bar{c}\frac{1-\bar{Fr}^2}{2}(A^n_i - A^n_{i+1}) \tag{2.50}$$

où le nombre de Froude moyen $\bar{Fr}= \bar{V}/\bar{c}$ a été introduit.

Dans le schéma de Pavie, les valeurs moyennes pour la vitesse et la célérité sont obtenues en effectuant une moyenne arithmétique entre la cellule i et la cellule $i+1$.

$$\bar{V} = \frac{V^n_i + V^n_{i+1}}{2} \tag{2.51}$$

$$\bar{c} = \frac{c^n_i + c^n_{i+1}}{2} \tag{2.52}$$

1.4.2 Ecoulement supercritique

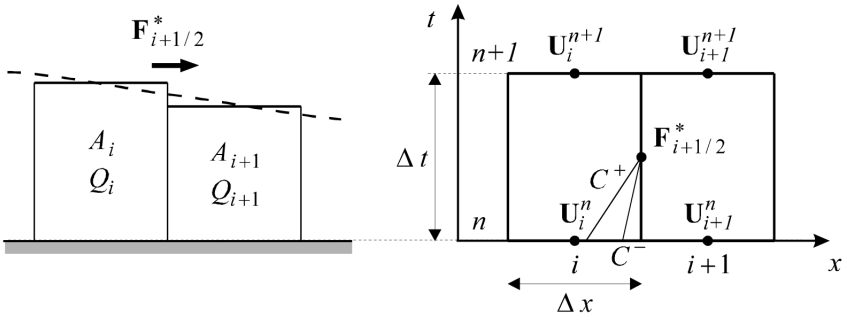


FIGURE 2.10 – Méthode de Pavie : cas supercritique [Soares-Frazão, 2021b].

Dans le cas d'un écoulement supercritique, l'information peut uniquement provenir de l'amont. Le flux à l'interface entre deux cellules est ainsi uniquement influencé par la cellule à l'amont. Les deux caractéristiques proviennent donc de la cellule i, comme présenté sur la Figure 2.10.

$$c^+ : Q^*_{i+1/2} - Q^n_i = (\bar{V} - \bar{c})(A^*_{i+1/2} - A^n_i) \tag{2.53}$$

$$c^- : Q^*_{i+1/2} - Q^n_i = (\bar{V} + \bar{c})(A^*_{i+1/2} - A^n_i) \tag{2.54}$$

Sachant que $\bar{V} \neq 0$, $\bar{c} \neq 0$, cela devient :

$$A^*_{i+1/2} = A^n_i \tag{2.55}$$

$$Q^*_{i+1/2} = Q^n_i \tag{2.56}$$

1.4.3 Formule générale

Finalement, la formule générale pour le calcul des flux aux interfaces selon le schéma de Pavie est :

$$\boxed{\mathbf{F}^* = \frac{1+\bar{Fr}}{2}\mathbf{F}^n_i + \frac{1-\bar{Fr}}{2}\mathbf{F}^n_{i+1} + \bar{c}\frac{1-\bar{Fr}^2}{2}(\mathbf{U}^n_i - \mathbf{U}^n_{i+1})} \tag{2.57}$$

Cette dernière est valable à condition que :

$$|\bar{Fr}| = max(\bar{Fr}, 1) \tag{2.58}$$

De telle sorte que pour un écoulement supercritique, elle devient :

$$F^*_{i+1/2} = F^n_i \tag{2.59}$$

Cette équation donne de plus en plus d'importance à la cellule à l'amont de l'interface lorsque l'écoulement accélère et se rapproche de l'état critique ($\bar{Fr} = 1$). Le dernier terme de l'Equation (2.57) est un terme de diffusion qui va être plus marqué si l'écoulement est lent, c'est-à-dire si le nombre de Froude moyen diminue. Ce dernier permet d'atténuer la discontinuité à l'interface.

Pour finir, il est intéressant de savoir qu'appliquer la méthode HLL, permet d'arriver à la même manière d'exprimer les flux. Cependant, la seule différence réside dans la manière de déterminer les valeurs moyennes. En effet, pour la méthode HLL, les valeurs moyennes sont prises

comme les valeurs extrêmes des caractéristiques. Ces dernières sont définies comme suit :

$$C^- : \lambda^- = \lambda_1 = V - c \tag{2.60}$$

avec

$$\lambda_1 = min(V_i^n - c_i^n, V_{i+1}^n - c_{i+1}^n) \tag{2.61}$$

et

$$C^+ : \lambda^+ = \lambda_2 = V + c \tag{2.62}$$

avec

$$\lambda_2 = max(V_i^n + c_i^n, V_{i+1}^n + c_{i+1}^n) \tag{2.63}$$

Dès lors, la formule pour le calcul des flux aux interfaces selon la méthode HLL est :

$$\boxed{\mathbf{F}^* = \frac{\lambda^+}{\lambda^+ + \lambda^-}\mathbf{F}_i^n - \frac{\lambda^-}{\lambda^+ + \lambda^-}\mathbf{F}_{i+1}^n + \frac{\lambda^-\lambda^+}{\lambda^+ + \lambda^-}(\mathbf{U}_i^n - \mathbf{U}_{i+1}^n)} \tag{2.64}$$

Il ne faut donc pas oublier de garder en tête que c'est cette démarche là qui est implémentée dans Hydroflow.

1.5 Conditions frontières

En fonction de l'application faite du schéma des volumes finis, différentes conditions frontières peuvent être imposées. Trois d'entre elles sont présentées ci-dessous.

1.5.1 Débit imposé à l'amont

Cette première condition limite permet d'imposer un débit à l'amont. Dans ce cas, l'écoulement est subcritique afin que l'information puisse remonter vers l'amont. Les équations permettant d'imposer un débit amont nommé Q_{US} sont présentées ci-dessous.

$$Q_{1/2}^* = Q_{US} \tag{2.65}$$

$$\Sigma_{1/2}^* - \Sigma_1^n = (V_1^n + c_1^n)\left(Q_{1/2}^* - Q_1^n\right) \tag{2.66}$$

1.5.2 Mur

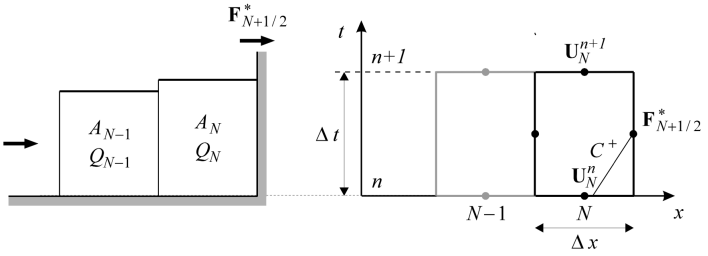


FIGURE 2.11 – Conditions frontières : mur [Soares-Frazão, 2021b].

La condition de mur signifie que le canal est fermé à une de ses extrémités. La Figure 2.11 illustre le cas d'un mur aval, donnant lieu aux équations présentées ci-dessous.

$$Q_{N+1/2}^* = 0 \tag{2.67}$$

$$\Sigma_{N+1/2}^* = \Sigma_N^n + c_N^n Q_N^n \tag{2.68}$$

1.5.3 Condition transmissive à l'aval

Dans ce cas, la situation considérée est telle que le canal ne se termine pas à la limite du domaine et qu'il n'y a aucune influence sur l'écoulement d'une condition limite en aval. L'écoulement est dès lors supercritique. La valeur moyenne du flux à l'interface est égale à la valeur de la cellule précédente.

$$Q^*_{N+1/2} = Q^n_N \tag{2.69}$$

$$\Sigma^*_{N+1/2} = \Sigma^n_N \tag{2.70}$$

Cette condition sera appliquée à l'exutoire aval du maillage de Pepinster, afin que l'eau continue à s'écouler en dehors de la zone du maillage. Cela sera expliqué plus en détail dans le Chapitre 6. De plus, elle sera également imposée à un frontière du maillage du canal, comme présenté au Chapitre 4.

1.6 Utilisation du logiciel

Comme expliqué dans l'introduction de cette Section 1, le logiciel Hydroflow a été utilisé pour deux parties de ce travail. Dans le cas de la simulation des expériences au canal, trois programmes Python différents ont été utilisés. Ces trois fichiers sont présentés ci-dessous, par ordre d'utilisation. Dans le cas de l'étude de la ville de Pepinster, seulement les deux derniers sont utilisés.

Mesh.py : ce fichier permet de générer le maillage Gmsh [Geuzaine and Remacle, 2009]. Il faut donc dans l'ordre, introduire les coordonnées des points, définir les lignes entre les points, définir des courbes connectées et créer des surfaces. Enfin, il permet de créer des groupes physiques associant des noms à des ensembles de surface ou de frontières.

Model.py : ce fichier permet d'attribuer au maillage toutes ses propriétés physiques. Il permet notamment d'allouer des niveaux d'eau initiaux et des coefficients de frottement à des groupes physiques. Définir des frontières comme transmissives ou imposer un débit d'entrée à un contour du maillage est également possible. Finalement, après avoir imposé le temps de simulation et le nombre de "pic" souhaités, le programme Hydroflow s'exécute et calcule le maillage. En sortie, est obtenu un ensemble de fichiers reprenant pour chaque "pic" de la simulation un tableau contenant pour chaque cellule du maillage : la coordonnée x, la coordonnée y, la coordonnée z_b, la hauteur d'eau h (m), le débit linéique q_x (m^2/s) et le débit linéique q_y (m^2/s).

Plot.py : ce fichier permet d'illustrer graphiquement les résultats obtenus. Il permet, par exemple, de dessiner le profil d'une certaine variable selon un axe choisi, ou de créer une vidéo reprenant l'évolution du niveau d'eau tout au long de la simulation.

2 ATHYS

ATHYS (ATelier HYdrologique Spatialisé) [IRD (Institut de recherche pour le développement), 2023] réunit dans un environnement, un ensemble de modèles hydrologiques associés à des traitements de données hydro-climatiques et géographiques. Il est constitué de quatre modules, détaillés dans les sections suivantes :

- MERCEDES : plateforme de modélisation spatialisée
- VISHYR : traitement des données hydro-climatiques stationnelles
- VICAIR : traitement des données géographiques spatialisées
- SPATIAL : plateforme d'interpolation spatiale

Ci-dessous sont décrites les différentes étapes et les outils d'ATHYS utilisés dans le cadre de ce travail.

2.1 Calcul d'un bassin versant : VICAIR

L'outil VICAIR (VIsualisation de CArtes Images Raster) traite des données géographiques spatialisées. Il est utile pour calculer la délimitation d'un bassin versant à partir d'un exutoire. Les étapes suivantes sont alors exécutées :

- Détermination de la position de l'exutoire : il est nécessaire de connaître les coordonnées de l'exutoire du bassin versant souhaité.
- Collecte du Modèle Numérique de Terrain (MNT) : ce fichier contient les données topographiques de la région concernée. Il permet à ATHYS de déterminer les pentes et les directions de drainage de l'eau.
- Délimitation du bassin versant : à partir du MNT, ATHYS utilise des algorithmes afin de délimiter le bassin versant en fonction des lignes de crête ou des points d'inflexion du terrain.

2.2 Polygones de Thiessen

La technique des polygones de Thiessen est utilisée lors du calcul de l'hydrogramme par l'outil MERCEDES. Elle est utilisée pour étendre les données disponibles des pluviomètres présents à proximité et dans le bassin versant, dans des zones pour lesquelles aucune donnée n'est disponible. La station pluviométrique étant placée à un endroit ponctuel, on voudrait étendre ces données afin de prédire les hauteurs des précipitations sur l'ensemble du bassin versant. Son objectif étant de diviser ce dernier en plusieurs régions pour lesquelles on considère que les données pluviométriques sont les mêmes que celles de la station la plus proche.

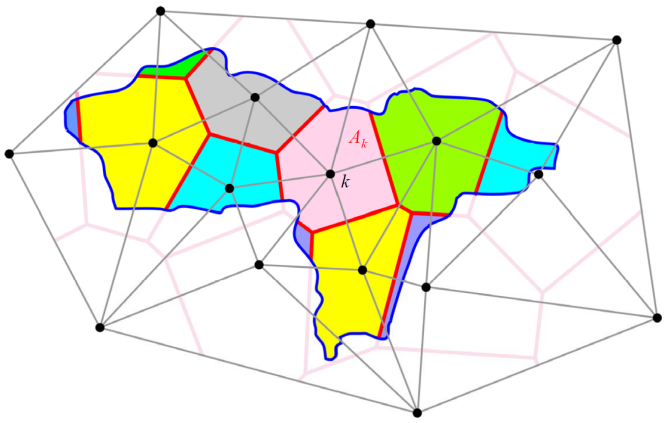


FIGURE 2.12 – Illustration des polygones de Thiessen [Soares-Frazão, 2021a].

Cette technique suit les étapes suivantes :
— Collecte des données pluviométriques des stations à proximité et dans le bassin versant. Ces stations représenteront le centre des futurs polygones de Thiessen.
— Création des polygones. Tout d'abord, une droite est tracée entre deux stations à proximité. Ensuite, une perpendiculaire à cette droite est tracée. Enfin, chaque polygone est délimité par ces perpendiculaires, comme illustré à la Figure 2.12.
— Attribution des valeurs à chaque polygone. Dans le cas présent, le centre de chaque polygone correspond à une station pluviométrique. Par conséquent, l'hypothèse est de considérer qu'en chaque point du polygone, les données pluviométriques sont identiques à celles de la station.

2.3 Création des hydrogrammes : VISHYR et MERCEDES

Les outils VISHYR et MERCEDES sont utiles pour déterminer l'hydrogramme à l'exutoire du bassin versant généré précédemment.

VISHYR (VIsualisation de Données HYdRologiques) traite des séries temporelles hydro-climatiques, telles que les pluies ou les débits. Il permet la visualisation, l'analyse et la correction de ces données. Dans le cas présent, les séries temporelles hydro-climatiques sont les hauteurs de précipitations obtenues aux différentes stations pluviométriques.

MERCEDES (Maillage Élémentaire Régulier Carré pour l'Etude Des Écoulements Superficiels) est une plate-forme de modélisation spatialisée pour l'étude de la transformation pluie-débit. Les données requises pour la détermination de l'hydrogramme sont de nature hydro-climatiques (les données de pluies) et géographiques (les données de relief fournies par le MNT). La plate-forme génère une analyse et une prévision des écoulements, dont la composante prépondérante représente les écoulements superficiels. Le modèle utilisé par MERCEDES est le modèle hydrologique distribué SCS, détaillé dans le section suivante.

2.3.1 Modèle hydrologique distribué SCS

Le modèle hydrologique distribué "SCS" ("Soil Conservation Service", devenu en 1994 "NRCS : Natural Resources Conservation Service") considère une discrétisation spatiale du bassin en mailles carrées régulières. Deux fonctions principales sont utilisées et décrites par [Zech, 2022b] :
— Une fonction de production appliquée sur chaque maille.
— Une fonction de transfert d'une maille à l'autre.

Dans les développements ci-dessous, les unités sont remplacées par les symboles des grandeurs physiques. Les lettres T et L sont utilisées pour les quantités de temps et de longueur respectivement. Lors de l'utilisation de ces formules, il est évident que les unités choisies doivent être cohérentes entre elles.

2.3.1.1 Fonction de production Soit $P_b(t)$ la pluie brute et $P_e(t)$ la pluie efficace (LT^{-1}), fonctions du temps. La pluie brute est égale aux précipitations totales et la pluie efficace est égale à la différence entre les précipitations totales et l'infiltration, comme illustré à la Figure 2.13. $P_b(t)$ et $P_e(t)$ sont liés via la relation suivante :

$$P_e(t) = C(t)P_b(t) = Q_e(t) \tag{2.71}$$

avec $C(t)$ $(/)$ un coefficient de ruissellement.

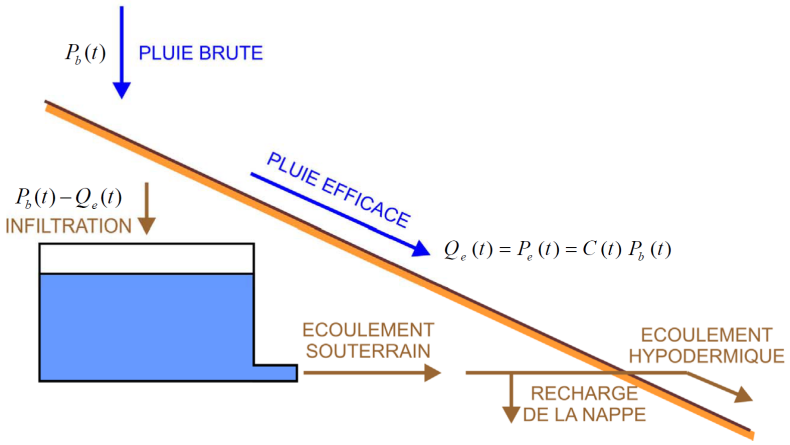


FIGURE 2.13 – Schéma du modèle SCS [Zech, 2022b].

Les variables cumulées se calculent comme suit :

$$\hat{P}(t) = \int_{t_0}^{t} P_b(t)dt \tag{2.72}$$

$$\hat{Q}(t) = \int_{t_0}^{t} Q_e(t)dt \tag{2.73}$$

$$\hat{F}(t) = \int_{t_0}^{t} F(t)dt \tag{2.74}$$

avec $\hat{P}(t)$ le cumul des pluies brutes (L), $\hat{Q}(t)$ le cumul des débits efficaces (L), $\hat{F}(t)$ le cumul de l'infiltration (L), $F(t)$ l'infiltration en (LT^{-1}) et S (L) la capacité de stockage souterrain souvent exprimée en (mm), correspondant à la capacité de rétention maximale au début de l'averse. Ces variables sont illustrées à la Figure 2.14.

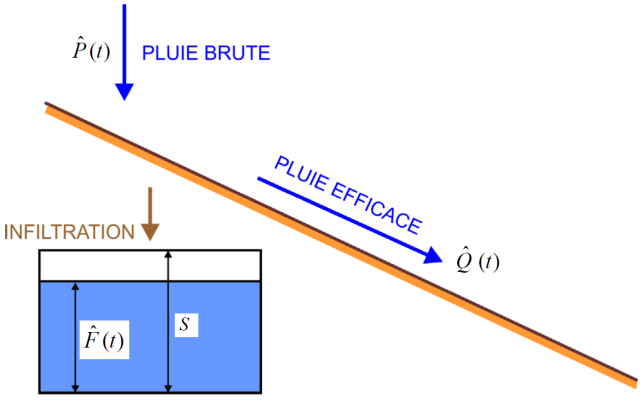


FIGURE 2.14 – Schéma des variables cumulées [Zech, 2022b].

Afin de satisfaire la conservation de la masse, il est nécessaire d'introduire le terme I_a (L), représentant la perte initiale avant tout ruissellement :

$$\hat{P}(t) - I_a = \hat{F}(t) + \hat{Q}(t) \tag{2.75}$$

Cette perte initiale représente par exemple l'interception par la végétation, l'accumulation dans les dépressions ou la recharge en humidité, ne provoquant pas de ruissellement. La valeur de cette perte initiale est souvent prise comme valant $I_a = 0.2S$.

L'hypothèse de base est la suivante [Mockus, 1949] :

$$\frac{\hat{F}(t)}{S} = \frac{\hat{Q}(t)}{\hat{P}(t) - I_a} \tag{2.76}$$

Ensuite, les équations suivantes sont obtenues de la mise en commun des Equations (2.75) et (2.76) :

$$\hat{F}(t)\left(\hat{P}(t) - I_a\right) = \left(\hat{P}(t) - I_a - \hat{Q}(t)\right)\left(\hat{P}(t) - I_a\right) = \hat{Q}(t)S \tag{2.77}$$

$$\left(\hat{P}(t) - I_a\right)^2 = \hat{Q}(t)\left(\hat{P}(t) - I_a + S\right) \tag{2.78}$$

Enfin, l'expression du débit provenant de la pluie efficace est obtenue de la manière suivante :

$$\hat{Q}(t) = 0 \qquad \hat{P}(t) \leq I_a \tag{2.79}$$

$$\hat{Q}(t) = \frac{\left(\hat{P}(t) - I_a\right)^2}{\left(\hat{P}(t) - I_a\right) + S} \qquad \hat{P}(t) > I_a \tag{2.80}$$

En remplaçant $I_a = 0.2S$, on obtient :

$$\hat{Q}(t) = \frac{\left(\hat{P}(t) - I_a\right)^2}{\left(\hat{P}(t) - I_a\right) + S} = \frac{\left(\hat{P}(t) - 0.2S\right)^2}{\hat{P}(t) + 0.8S} \tag{2.81}$$

Il existe maintenant une relation entre le cumul des pluies efficaces $\hat{Q}$ et le cumul des pluies brutes $\hat{P}$.

De l'Equation (2.71), on peut dériver l'expression de $C(t)$, le coefficient de ruissellement instantané (/) :

$$\begin{aligned} C(t) = \frac{d\hat{Q}}{d\hat{P}} &= \frac{d}{d\hat{P}}\left(\frac{\left(\hat{P} - 0.2S\right)^2}{\hat{P} + 0.8S}\right) \\ &= \frac{\left(\hat{P} + 0.8S\right)2\left(\hat{P} - 0.2S\right) - \left(\hat{P} - 0.2S\right)^2}{\left(\hat{P} + 0.8S\right)^2} \\ &= \frac{\hat{P} - 0.2S}{\hat{P} + 0.8S}\left(2 - \frac{\hat{P} - 0.2S}{\hat{P} + 0.8S}\right) \end{aligned} \tag{2.82}$$

Enfin, l'expression du coefficient de ruissellement instantané $C(t)$ est la suivante :

$$C(t) = \frac{\hat{P}(t) - 0.2S}{\hat{P}(t) + 0.8S}\left(2 - \frac{\hat{P}(t) - 0.2S}{\hat{P}(t) + 0.8S}\right) \tag{2.83}$$

Le cumul des pluies brutes $\hat{P}(t)$ est remplacé par les pluies cumulées $P(t)$ (L) :

$$C(t) = \left(\frac{P(t) - 0.2S}{P(t) + 0.8S}\right)\left(2 - \frac{P(t) - 0.2S}{P(t) + 0.8S}\right) \tag{2.84}$$

En effet, contrairement au cumul des pluies brutes, les pluies cumulées prennent en compte l'évaporation et l'interception de l'eau, représentées par $C_{vid}P(t)$, avec C_{vid} le coefficient de vidange (T^{-1}) souvent exprimé en ($jour^{-1}$), comme illustré à la Figure 2.15. Les pluies cumulées représentent donc la quantité réelle d'eau disponible pour l'écoulement.

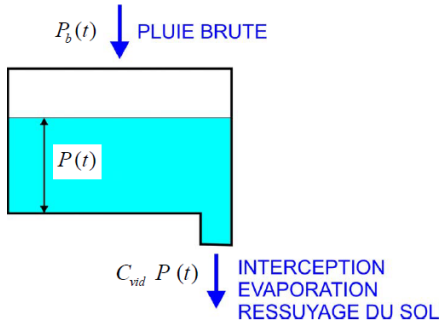


FIGURE 2.15 – Réservoir de pluie [Zech, 2022b].

La fonction des pluies cumulées $P(t)$ se calcule de la manière suivante :

$$P(0) = 0 \tag{2.85}$$

$$\frac{dP(t)}{dt} = P_b(t) - C_{vid}P(t) \tag{2.86}$$

Enfin, en reprenant l'Equation (2.71) et la valeur du coefficient de ruissellement instantané de l'Equation (2.84), il est possible d'exprimer le débit efficace $Q_e(t)$ en (LT^{-1}) de la manière suivante :

$$Q_e(t) = \left(\frac{P(t) - 0.2S}{P(t) + 0.8S}\left(2 - \frac{P(t) - 0.2S}{P(t) + 0.8S}\right)\right) P_b(t) \tag{2.87}$$

En plus du réservoir de pluie, il faut également prendre en compte le réservoir de sol, illustré à la Figure 2.16.

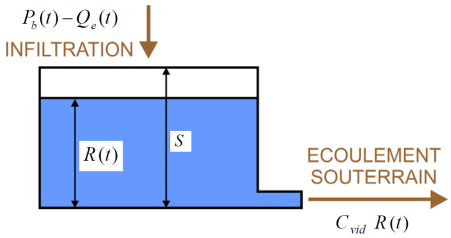


FIGURE 2.16 – Réservoir de sol [Zech, 2022b].

Le réservoir de sol, nommé $R(t)$ (L), se remplit grâce à l'infiltration $P_b(t) - Q_e(t)$ et se vide grâce à l'écoulement souterrain $C_{vid}R(t)$ avec C_{vid} le coefficient de vidange (T) souvent exprimé en ($jour^{-1}$).

La fonction du réservoir de sol $R(t)$ se calcule de la manière suivante :

$$R(0) = 0 \tag{2.88}$$

$$\frac{dR(t)}{dt} = P_b(t) - Q_e(t) - C_{vid}R(t) \tag{2.89}$$

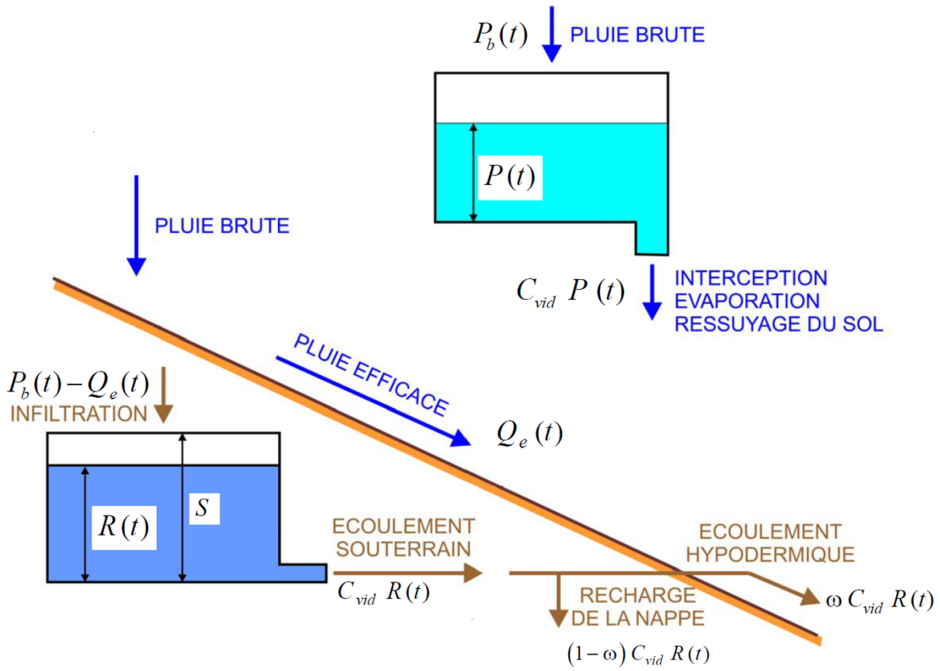


FIGURE 2.17 – Schéma pour le calcul du débit d'écoulement total [Zech, 2022b].

Afin de calculer de débit d'écoulement total, il faut prendre en compte la division de l'écoulement souterrain en deux parties : la recharge de la nappe phréatique et l'écoulement hypodermique. Ce dernier étant un écoulement se produisant sous la surface du sol mais au dessus de la nappe phréatique. Les deux parties étant illustrés à la Figure 2.17. Cet écoulement hypodermique représente une fraction de l'écoulement souterrain et est obtenu grâce à la formule $\omega C_{vid} R(t)$. Par conséquent, la recharge de la nappe phréatique se calcule grâce à la formule $(1-\omega)C_{vid}R(t)$ avec ω (/).

Finalement, il est possible de prédire le débit d'écoulement total $Q(t)$ (LT^{-1}) à prendre en compte pour les hydrogrammes :

$$\boxed{Q(t) = Q_e(t) + \omega C_{vid} R(t)} \tag{2.90}$$

Dans le cadre de ce travail, le paramètre de vidange $C_{vid} = 1$ $jour^{-1}$ et le paramètre $\omega = 0.2$.

Un paramètre supplémentaire important à déterminer est la capacité de stockage souterrain S. Ce dernier dépend de plusieurs facteurs tels que :

- Le type de couverture de sol
- Les conditions hydrologiques des surfaces cultivées
- Le type hydrologique du sol, dépendant de la proportion de sable et d'argile présente dans le sol

S est exprimé en (mm) et peut être relié au "Curve Number" CN de la manière suivante :

$$S = \frac{25400}{CN} - 254 \tag{2.91}$$

Ce "Curve Number" varie en fonction des facteurs cités ci-dessous et est disponible dans les tables fournies par le SCS [SCS (actuellement NRCS), 2004].

2.3.1.2 Fonction de transfert La fonction de transfert décrit la propagation de l'écoulement d'une maille à l'autre jusqu'à l'exutoire. Le modèle de transfert "Lag and Route" est utilisé dans MERCEDES et expliqué en détail dans le manuel d'utilisation [IRD (Institut de recherche pour le développement), 2020].

Soit pour une maille m :

$$T_m = \sum_{m \to exutoire} \left(\frac{l_k}{V_k} \right) \tag{2.92}$$

avec T_m le temps en de propagation (T) nécessaire à l'écoulement partant de la maille m avant d'arriver à l'exutoire, l_k (L) la distance à parcourir sur la maille k et V_k (LT^{-1}) la vitesse sur la maille k, définie comme suit :

$$V_k(t) = V_0 \left(S_{0,k}\right)^{\alpha} \tag{2.93}$$

avec V_0 (LT^{-1}) la vitesse initiale de l'écoulement et α (/) un paramètre du modèle qu'on égale à 0.

L'hydrogramme résultant de l'écoulement provenant de la maille m en est illustré à la Figure 2.18.

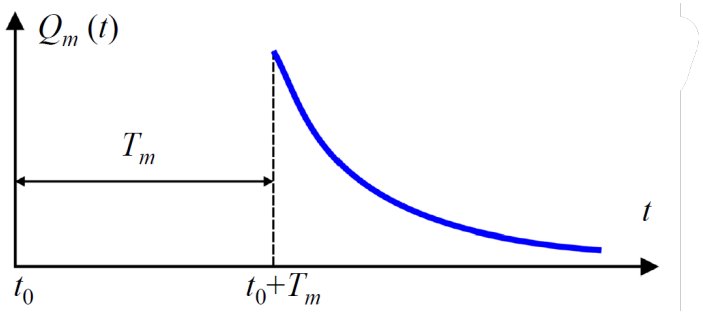


FIGURE 2.18 – Hydrogramme élémentaire résultant de l'écoulement provenant de la maille m [Zech, 2022b].

Les équations suivantes ont été développées afin de décrire cet hydrogramme :

$$q_m(t) = 0 \qquad \text{Si } t < t_0 + T_m \tag{2.94}$$

$$q_m(t) = \frac{Q_e(t_0)}{K_m} A \exp\left(-\frac{t - (t_0 + T_m)}{K_m} \right) \qquad \text{Si } t > t_0 + T_m \tag{2.95}$$

avec $Q_e(t_0)$ (LT^{-1}) la pluie efficace produite au temps t_0, $q_m(t)$ un débit élémentaire en (LT^{-2}) et K_m (T) le temps de propagation calculé comme suit :

$$K_m(t) = K_0 T_m + K_1 \tag{2.96}$$

avec $K_1 = 0$ (/) et $K_1 = 0.7$ (/).

En intégrant $q_m(t)$ avec les pluies efficaces produites entre le début de l'épisode t_0 et le temps $t - T_m$, on obtient le débit Q_m (LT^{-1}) à l'instant t de l'hydrogramme élémentaire. Pour obtenir l'hydrogramme complet de la crue, on somme les contributions de toutes les mailles, pour tous les pas de temps.

Enfin, grâce au modèle hydrologique distribué SCS, l'outil MERCEDES d'ATHYS est capable de produire en sortie l'hydrogramme de crue observé et simulé.

3 QGIS

L'outil QGIS [Équipe de développement de QGIS, 2023] a été largement utilisé pour l'étude de la ville de Pepinster, développée dans le Chapitre 6. En effet, dans ce Chapitre, la plupart des illustrations sur carte proviennent de QGIS. Ce programme est un outil SIG : système d'information géographique. Son but principal étant de visualiser, analyser et gérer divers types de données.

La visualisation de données géographiques aide énormément au travail et à la compréhension du travail effectué sur la ville de Pepinster. Elle permet également l'illustration de données vectorielles telles que des points, des lignes, des polygones ou des rasters. Les points ont aidé à situer, par exemple, les pluviomètres à proximité de Pepinster ou encore les exutoires des bassins versants de la Vesdre et de la Hoëgne. Les lignes permettent de situer la trace des rivières ou le contour du maillage sur lequel effectuer les simulations numériques. Les polygones représentent, par exemple, la forme d'un bassin versant. Enfin, les rasters permettent d'attribuer une valeur à l'emplacement d'une cellule, comme par exemple une altitude ou une hauteur d'eau. Ils permettent donc de représenter les données de topographie sur une zone (fichier MNT) ou de représenter les hauteurs d'eau de la zone inondée à Pepinster.

QGIS propose de nombreuses fonctionnalités pour l'analyse et le traitement des données géospatiales. Outre la visualisation des données, l'application permet également leur modification. De plus, il est possible, par exemple, d'effectuer des opérations avec les rasters, afin d'extraire les données voulues. QGIS peut également appliquer les polygones de Thiessen, méthode d'interpolation expliquée à la Section 2.2, à partir, par exemple, d'un bassin versant et de plusieurs stations pluviométriques.

Enfin, QGIS est un outil puissant qui permet d'interpréter, gérer et exploiter facilement les données et les résultats obtenus.

Chapitre 3

Étude expérimentale

Cette partie du rapport présente l'étude expérimentale réalisée afin de déterminer les sollicitations agissant sur un bâtiment en cas de crue. L'expérience consiste à simuler une rupture de barrage. Pour ce faire, une grande quantité d'eau stockée dans un réservoir vient inonder une zone à sec dans laquelle se trouve un bâtiment. Ce phénomène est engendré par l'ouverture rapide d'une porte séparant le réservoir de la plaine inondable. En guise d'introduction, la Figure 3.1 illustre l'ensemble des éléments abordés dans ce chapitre. Tout d'abord, le dispositif expérimental, ainsi que les instruments de mesure sont présentés. L'analyse continue ensuite avec la présentation des résultats expérimentaux. Enfin, leur comparaison avec des résultats d'expériences antérieures clôture ce chapitre.

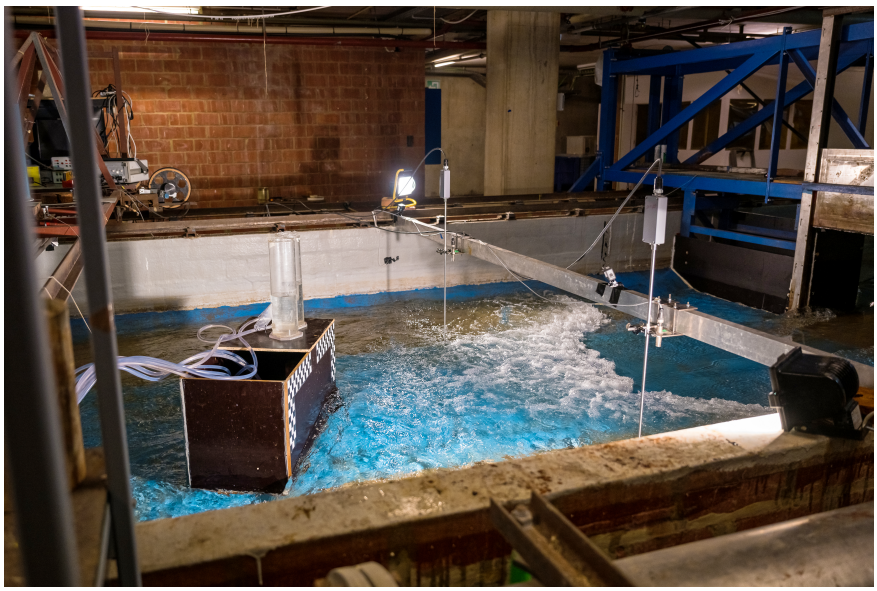


FIGURE 3.1 – Dispositif expérimental [UCLouvain/Aurore Delsoir, 2023].

1 Description du canal

Les expériences ont été réalisées dans le Laboratoire Essais Mécaniques, Structures et génie Civil (LEMSC) de l'Ecole Polytechnique de Louvain. Le canal expérimental est le même que celui qui a servi de dispositif aux expériences réalisées par [Soares-Frazão and Zech, 2007], comme présentées dans la Section 3.6.2. Cependant, l'ensemble des paramètres ne sont pas semblables et les différences entre les deux configurations sont présentées plus tard.

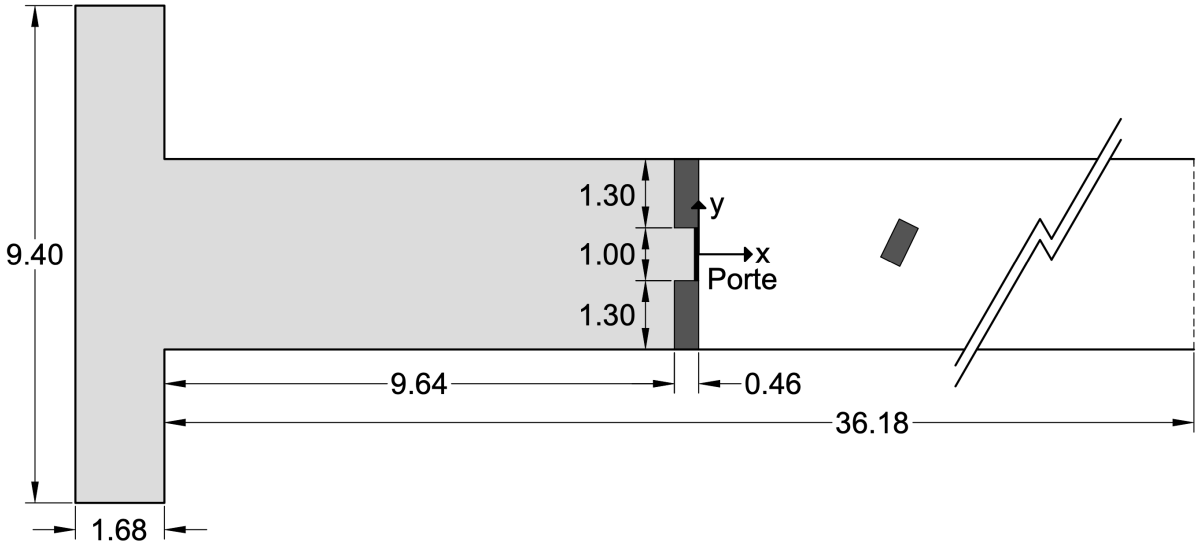
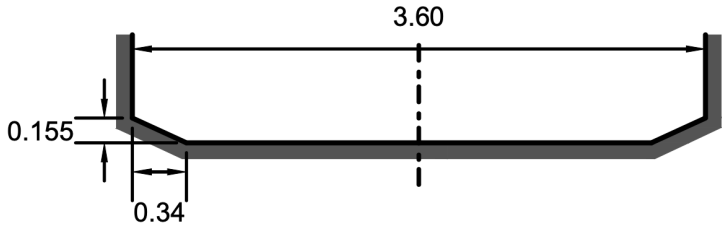
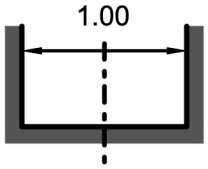


FIGURE 3.2 – Canal expérimental (dimensions en mètres).

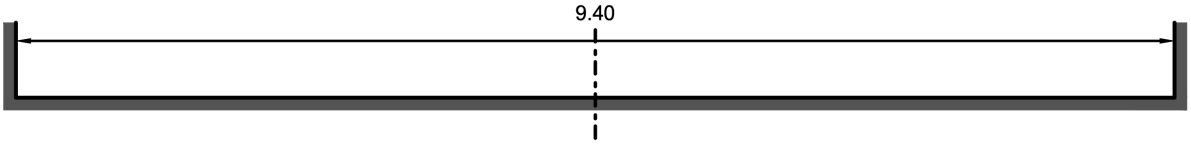
La Figure 3.2 présente la configuration du canal expérimental. Ce dernier est composé de deux parties, séparées par la structure de la porte. On peut distinguer trois sections différentes, dont les dimensions sont présentées sur la Figure 3.3. Au niveau du réservoir amont, la section de 9.40 m de large est rectangulaire. Ensuite, la partie principale du canal située en amont et en aval de la porte est de section trapézoïdale. Enfin, au niveau de la porte, la section rectangulaire est de 1 m de large. Le lit du canal est horizontal. Comme mentionné dans l'article [Soares-Frazão and Zech, 2007], des expériences précédentes ont permis d'estimer le coefficient de Manning comme valant $n = 0.010$ sm$^{-1/3}$.



(a) Section dans le canal.



(b) Section au niveau de la porte.



(c) Section dans le réservoir.

FIGURE 3.3 – Sections du canal expérimental.

Dans ce canal est placé une boîte rectangulaire représentant un bâtiment. Ses dimensions et sa position sont présentées sur la Figure 3.4. Plus précisément, les coordonnées des coins du bâtiments sont indiquées dans le Tableau 3.1. L'origine du repère (x, y) a été placée au centre de la porte, avec la direction x concordant avec la direction de l'écoulement. Pendant les expériences, le bâtiment est lesté à l'aide de nombreux poids placés à l'intérieur de celui-ci.

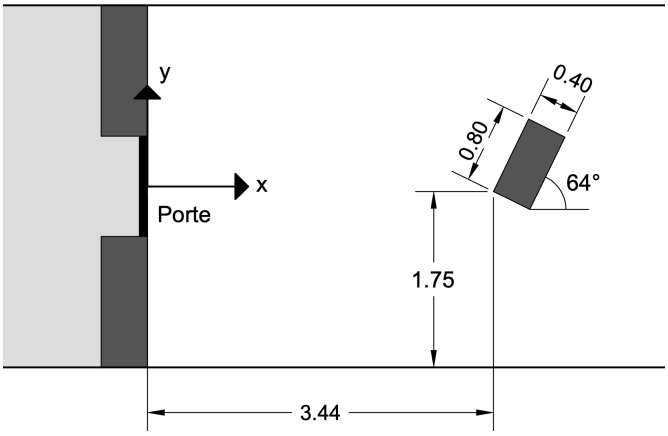


FIGURE 3.4 – Position du bâtiment (dimensions en mètres).

	x (m)	y (m)
Coin 1	3.44	-0.05
Coin 2	3.80	-0.23
Coin 3	4.15	-0.49
Coin 4	3.79	0.67

TABLE 3.1 – Coordonnées des coins du bâtiment.

Il est intéressant de se pencher sur les différences entre le dispositif expérimental actuel et celui des expériences antérieures. Ce dernier est présenté à la Section 3.6.2. Tout d'abord, le volume d'eau à l'amont de la porte n'est pas le même entre les deux expériences. En effet, d'une part, la position de la porte n'est plus la même. Elle est écartée d'environ 10 m de l'extrémité de la section trapézoïdale dans le cas actuel contre 7 m précédemment. D'autre part, le réservoir amont en forme de "T" n'est pas présenté sur le schéma des expériences précédentes car une paroi était insérée au bout de la partie de section trapézoïdale, fermant ainsi le canal à cet endroit là. Ensuite, une autre différence notable se situe au niveau de la structure de la porte. Précédemment, la structure composée de deux blocs où aucune eau ne circule, était de 80 cm de large, contre 46cm actuellement. De plus, les instruments de mesure utilisés ne sont pas identiques. Il en est de même pour les points de mesure. D'une part, certaines jauges situées en aval du bâtiment ont été supprimées. D'autre part, des points de mesure au niveau de la boîte ont été rajoutés. Une petite incertitude réside également quant à la valeur du coefficient de Manning. En effet, bien que le fond du canal n'a pas fondamentalement changé, il est possible qu'avec le temps la rugosité ait été légèrement modifiée.

2 Techniques de mesure

Trois types de prises mesures ont été mises en place. Les vitesses et hauteurs d'eau ont été mesurées à 3 points de mesure dans le canal. Au niveau de la boîte, des capteurs de pression ont été installés afin de mesurer les pressions sur différentes faces. De plus, les hauteurs d'eau sur la face avant du bâtiment ont pu également être déterminées grâce à des techniques d'imagerie.

2.1 Mesure des vitesses et hauteurs d'eau à trois jauges

Les points de mesure des vitesses et hauteurs d'eau sont représentés par trois jauges illustrées à la Figure 3.5. Leurs coordonnées sont également présentées dans le Tableau 3.2. Désormais, le choix de ces trois points de mesure peut être justifié. D'une part, les jauges 1 et 2 ont été placées exactement au même endroit que les jauges 1 et 2 des expériences antérieures [Soares-Frazão and Zech, 2007]. Cela a pour but de pouvoir effectuer une comparaison des résultats. D'autre part, la jauge 3 située à l'amont de la porte a pour but d'analyser la vidange du réservoir.

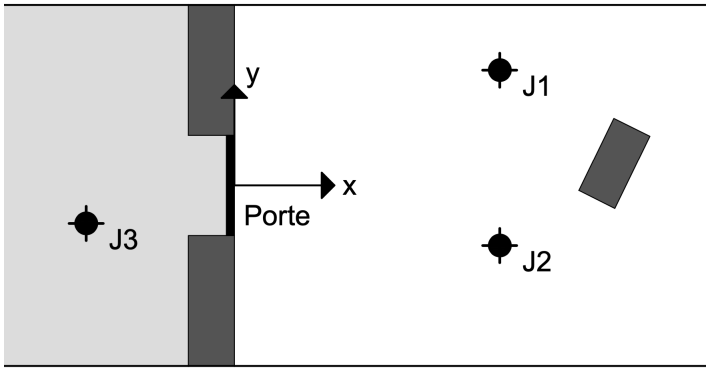


FIGURE 3.5 – Position des jauges.

Jauge	x (m)	y (m)
J1	2.65	1.15
J2	2.65	-0.60
J3	-1.48	-0.38

TABLE 3.2 – Position des jauges.

2.2 Sondes de vitesse

Maintenant que les points de mesure ont été présentés, il est temps de se pencher sur les appareils de mesure utilisés. Pour les vitesses, les deux sondes utilisées sont des sondes nommées *Programmable Electromagnetic Liquid Velocity Meter* ou plus communément appelées des sondes P-EMS. Leur fonctionnement est expliqué dans le manuel [WL Delft Hydraulics, 2001].

Ces sondes utilisent le principe de la loi d'induction de Faraday pour mesurer la vitesse de l'eau circulant à travers un champ magnétique. Le schéma des deux sondes, connectées au conditionneur est présenté sur la Figure 3.6. Le corps du capteur de forme ellipsoïdale est équipé d'électrodes. En pratique, un champ magnétique est induit par un courant pulsé à travers une bobine située à l'intérieur du corps du capteur. Ensuite, deux paires d'électrodes en platine, disposées de manière diamétralement opposée, détectent les tensions induites par l'écoulement du fluide devant le capteur. Elles permettent ainsi de mesurer les composantes en x et en y de la vitesse de l'eau parallèle au plan des électrodes. Les deux sondes mises à disposition pour les expériences ont été calibrées en usine par le laboratoire Deltares. L'équation de calibration fournie avec la sonde permet donc directement de transformer les voltages mesurés en vitesses.

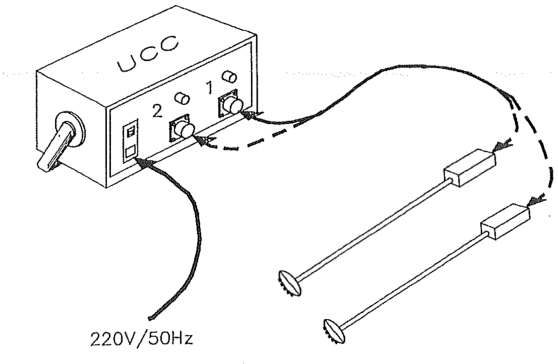


FIGURE 3.6 – Schéma des sondes de vitesse [WL Delft Hydraulics, 2001].

La Figure 3.7 montre leur mise en place dans le canal. Afin de reproduire les mesures réalisées en 2003 par [Soares-Frazão and Zech, 2007], elles ont été placées de sorte que le plan des électrodes se situe à une hauteur de 3.6 cm du fond du canal. Pour des raisons techniques, cette position a été ajustée par la suite, comme expliqué dans la Section 2 du Chapitre 4).



FIGURE 3.7 – Sondes de vitesse.

2.3 Capteurs de distance à ultrasons

Cette section présente les instruments de mesure utilisés pour mesurer les niveaux d'eau pendant l'expérience. Il s'agit de capteurs de distance à ultrasons de la marque Baumer [Baumer SAS, 2023].

2.3.1 Fonctionnement des capteurs

Les capteurs à ultrasons sont basés sur la vitesse de propagation mesurée du signal de commutation. Ils émettent des ondes sonores à haute fréquence qui sont réfléchies à la surface de l'eau. La valeur de la distance mesurée entre le capteur et la surface de l'eau est émise sous forme de valeur de tension. Cette tension émise est proportionnelle à la distance par rapport à la surface de l'eau.

2.3.2 Étalonnage des capteurs

Afin de connaître la relation permettant de relier la tension en sortie à la hauteur d'eau correspondante, il a été primordial d'étalonner les capteurs. Pour ce faire, le logiciel d'acquisition ContactPro [Dupuis, E. and Berten, Q., 2006] a été utilisé. Pour réaliser ces étalonnages, les sondes ont été placées aux endroits mêmes où elles sont utilisées pendant les expériences. Cela a pour objectif de minimiser au maximum les sources d'erreurs. Le dispositif d'étalonnage est présenté sur la Figure 3.8.

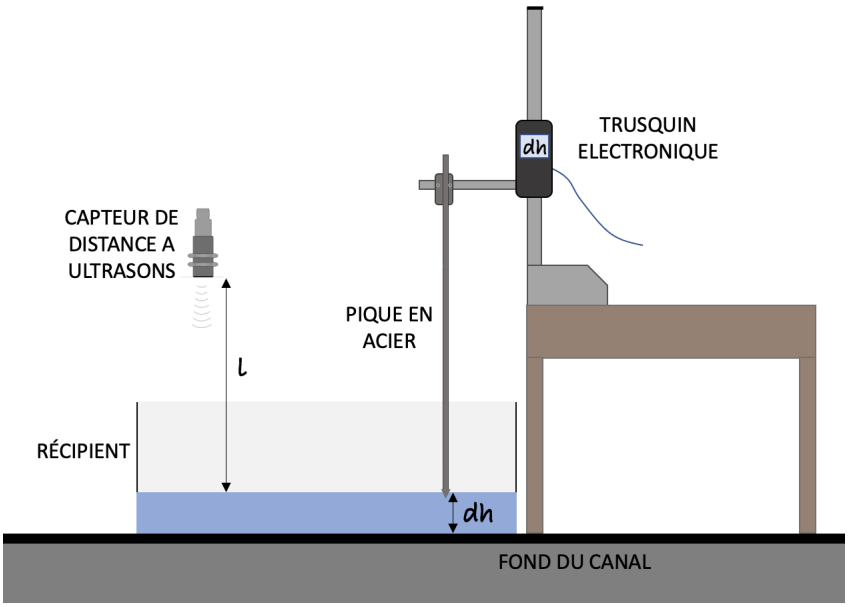


FIGURE 3.8 – Dispositif d'étalonnage des capteurs de distance à ultrasons.

Grâce à un trusquin électronique équipé d'une pique en acier très pointue, il a été possible de mesurer précisément la hauteur d'eau contenue dans un récipient placé dans le canal. En effet, lorsque la pique en acier approche la surface de l'eau, un petit bulbe se forme soudainement autour de la pique et permet donc précisément de définir le niveau de la surface de l'eau. Préalablement, le trusquin a été mis à zéro lorsque la pique touchait le fond du récipient. La valeur apparaissant sur le trusquin correspond donc bien à la distance dh. En parallèle, le logiciel ContactPro renvoie la tension en volts, mesurée par le capteur de distance à ultrasons pour la distance l correspondante. Cette mesure a été répétée pour 10 niveaux d'eau différents. Cela a permis d'obtenir une équation linéaire entre la hauteur d'eau dh (mm) et la tension mesurée (V) de la forme $y = ax + b$. Ensuite, l'expérience a été réalisée une deuxième fois pour vérifier la validité de l'équation trouvée.

A titre d'exemple, les droites d'étalonnage obtenues pour un des capteurs sont présentées sur la Figure 3.9. Pour chacun des deux tests réalisés, l'erreur de linéarité e_{lin} est de 0.05%. Pour calculer cette erreur pour chaque mesure i, il faut d'abord calculer $dh_{mod,i} = ax_i + b$ et $gamme = dh_{i,max} - dh_{i,min}$. Ensuite, $e_{lin} = \frac{|dh_i - dh_{mod,i}|}{gamme}$. Enfin, la courbe d'étalonnage finale est obtenue en effectuant une moyenne des valeurs des coefficients a et b obtenus pour chacun des 2 tests. Pour le premier capteur cela donne ainsi $y = 56.0522x + 597.4842$ avec y la hauteur d'eau (mm) et x la tension mesurée (V).

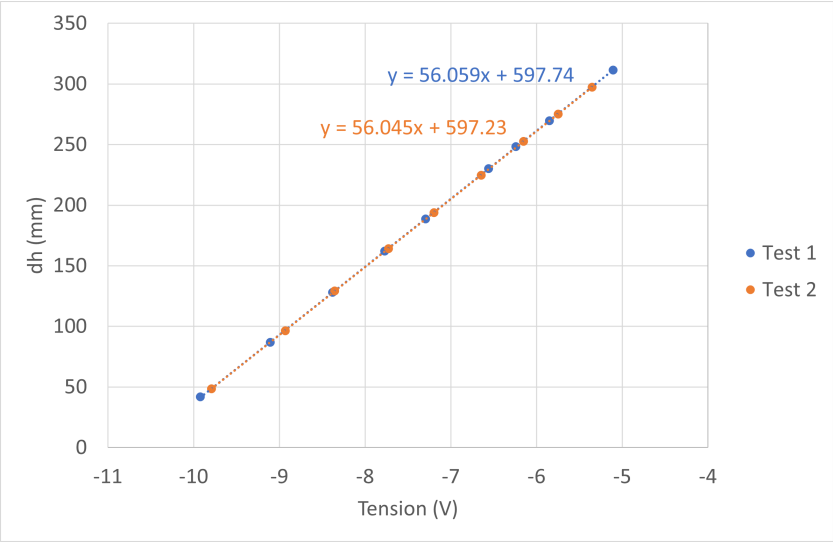


FIGURE 3.9 – Droites d'étalonnage du capteur de distance à ultrasons n°1.

Il est aussi utile de noter que ces capteurs sont sensibles à la température ambiante. De ce fait, il est nécessaire de les allumer au moins 15 minutes avant de les utiliser afin qu'ils préchauffent. De plus, il faut s'assurer que l'environnement de la sonde ne subit pas de trop grands écarts de température entre les différents essais.

2.3.3 Placement des sondes

Comme expliqué dans la Section 2.1, les capteurs de distance à ultrasons ont été placés à trois jauges différentes. La Figure 3.10 et Figure 3.11 illustrent leur placement dans le canal expérimental. De plus, leur dispositif de fixation à une poutre métallique est présenté sur la Figure 3.12.

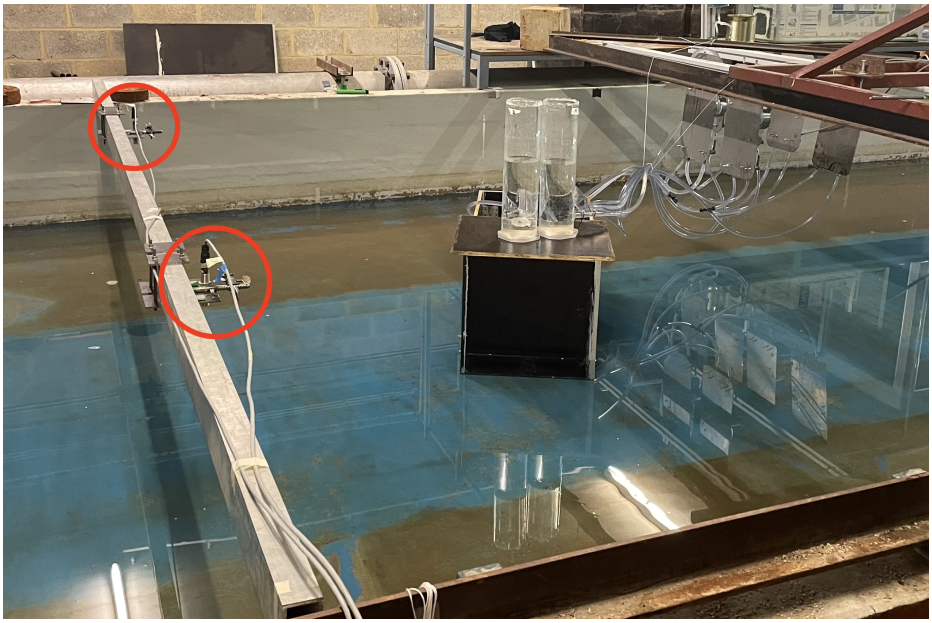


FIGURE 3.10 – Capteurs de distance à ultrasons - jauges 1 et 2.

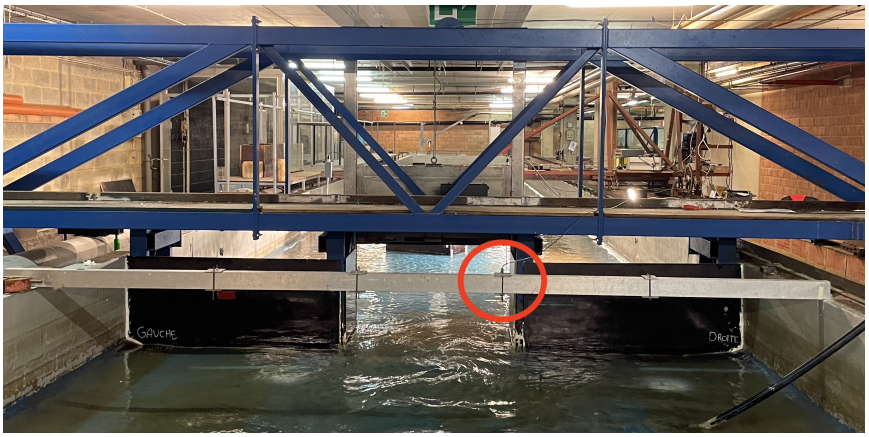


FIGURE 3.11 – Capteur de distance à ultrasons - jauge 3.

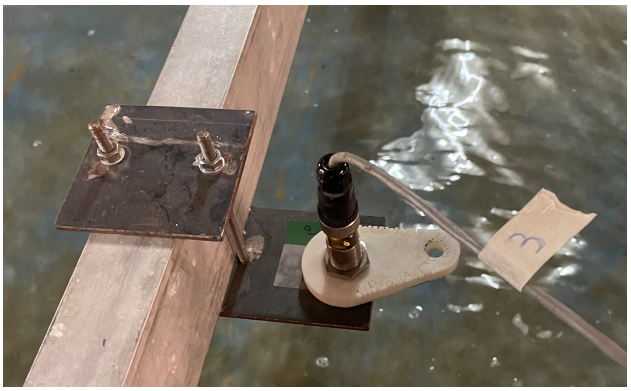


FIGURE 3.12 – Dispositif de fixation des capteurs de distance à ultrasons.

2.4 Sondes de pression

Dans cette section, l'attention est portée sur les sondes de pression ayant permis de mesurer les pressions sur les différentes faces du bâtiment. Les sondes utilisées sont de la série LPM 9000 produits par la société Druck [GE Sensing, 2023]. Chaque sonde est composée d'une membrane. La différence de tension induite par les fluides circulant de part et d'autre de cette membrane est mesurée.

2.4.1 Étalonnage des sondes

La première étape indispensable pour utiliser les sondes de pression est leur étalonnage. Il faut déterminer la relation linéaire liant la tension en volt mesurée par la sonde et la pression mesurée. Le dispositif d'étalonnage est présenté sur la Figure 3.13. Ce dernier se compose de la sonde de pression connectée à deux récipients ainsi que d'un trusquin équipé d'une pique en acier pointue. A l'aide du trusquin, on peut mesurer précisément la hauteur d'eau dans chacun des réservoirs et connaître Δh. En parallèle, la sonde mesure la tension en volts correspondant à la différence de pression entre c_1 et c_2. La différence de hauteur d'eau entre les deux récipients peut être transformée en différence de pression en (mbar) grâce à l'équation :

$$dp_{réelle} = \Delta h \cdot \gamma \cdot 10^5 \tag{3.1}$$

avec Δ h en (mm) et γ valant 9810 (N/m^3).

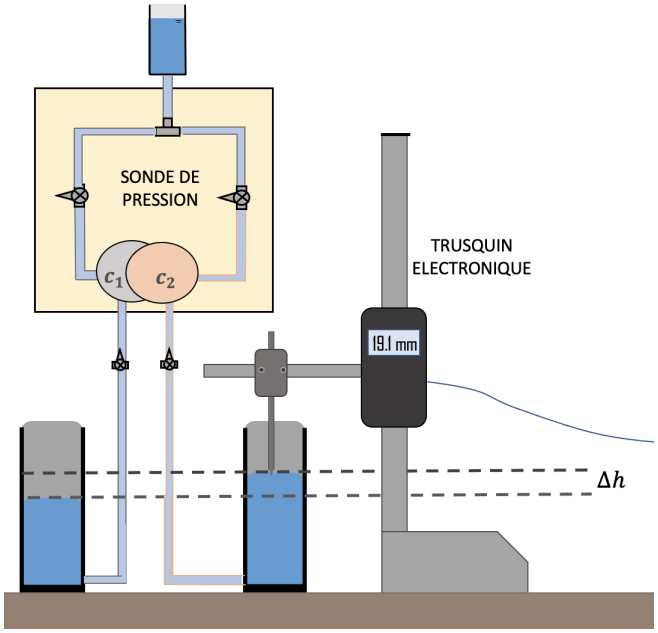


FIGURE 3.13 – Dispositif d'étalonnage des sondes de pression.

La prise de mesure est répétée pour une quinzaine de points correspondant à un dh compris entre -150 et 150 mm, c'est-à-dire pour des $dp_{réelle}$ allant de -15 à 15 mbar. En effet, il est nécessaire d'étalonner la sonde sur un maximum de sa future gamme d'utilisation et en respectant ses limites de tension en sortie. Ces points de mesure permettent alors de définir une relation linéaire de la forme $y = ax + b$ entre la tension (V) en sortie et la différence de pression mesurée (mbar). Par la suite, l'ensemble de la procédure est réalisée une deuxième fois pour la même sonde. Finalement, l'équation d'étalonnage finale est obtenue en effectuant une moyenne sur les coefficients a et b obtenus pour les deux étalonnages différents. A titre d'exemple, pour la sonde dont le numéro de série est 20423, les droites d'étalonnage sont présentées sur la Figure 3.14 et les coefficients finaux valent $a = 10.1254$ et $b = 2.0029$.

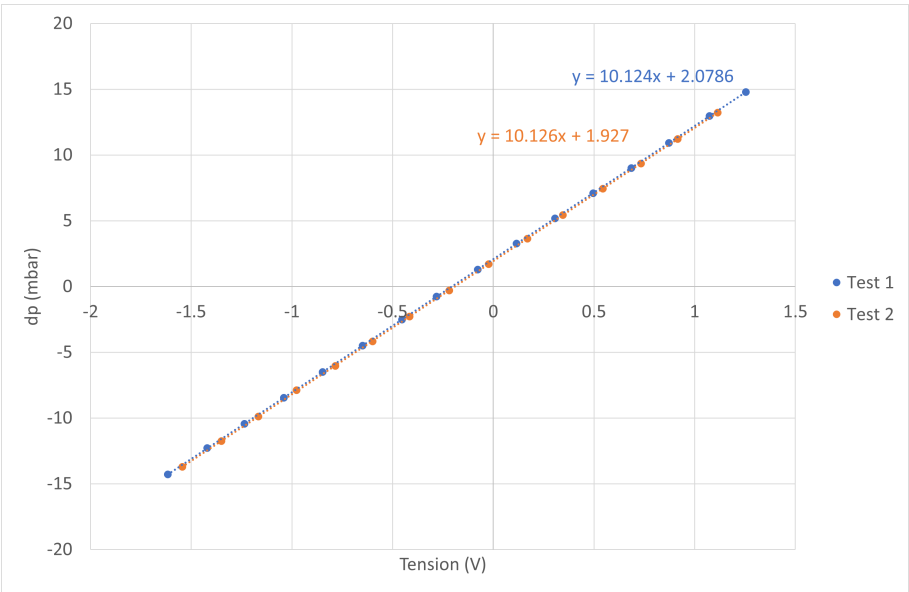


FIGURE 3.14 – Droites d'étalonnage du capteur de pression n°20423.

Pour terminer cette section, il est important de noter que les sondes ont été déplacées entre leur étalonnage et leur fixation dans le canal. De ce fait, le terme indépendant b de la courbe d'étalonnage a légèrement été modifié. Par conséquent, ce paramètre a été ajusté en mesurant la pression hydrostatique due à la hauteur d'eau présente dans le canal au repos.

2.4.2 Mise en place des pipettes

Une autre étape importante afin d'utiliser les sondes de pression est la mise en place des pipettes sur les faces du bâtiment. Afin d'avoir des mesures assez complètes, trois colonnes de pipettes ont été réparties sur la face avant de la boîte. Chaque colonne est composée de trois pipettes espacées de la même distance chacune afin de faciliter l'intégration présentée à la Section 2.1 du Chapitre 5. De plus, une colonne de trois pipettes a également été placée sur une des face du côté de la boîte. Les hauteurs de l'ensemble des pipettes ont été choisies de sorte que ces dernières soient submergées pendant la majeure partie de l'expérience. Pour ce faire, les profils de hauteur d'eau sur les faces de la boîte ont été analysés, de manière expérimentale et numérique. Grâce à cela, les positions des pipettes ont été définies comme présenté sur la Figure 3.15.

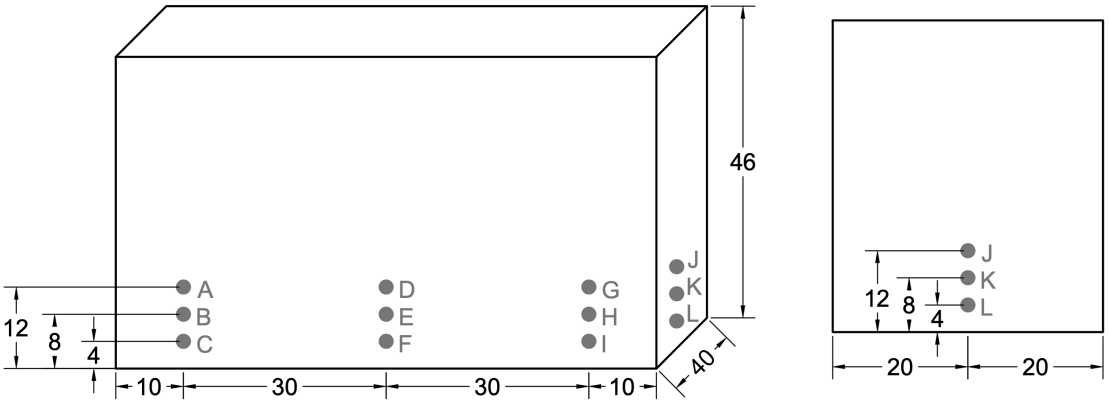
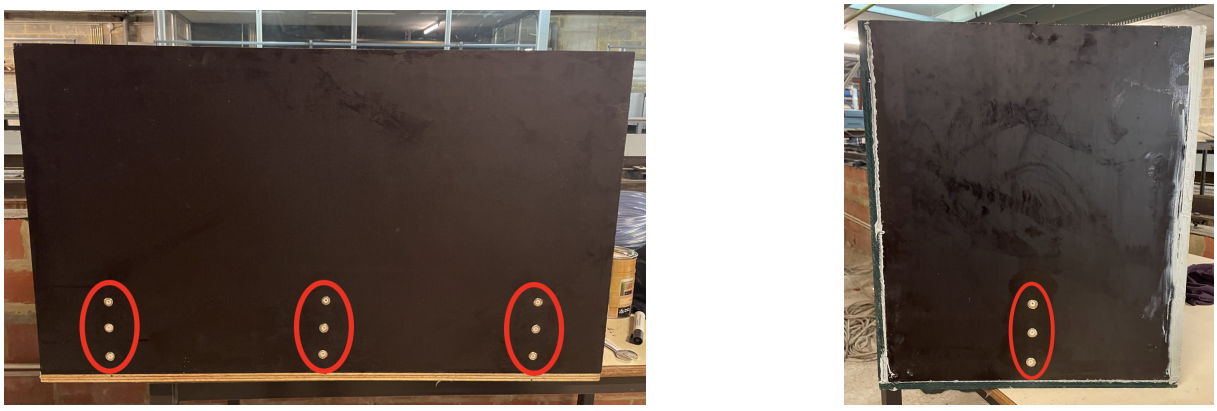


FIGURE 3.15 – Disposition des pipettes sur le bâtiment (dimensions en centimètres).

Pour continuer, la Figure 3.16 présente deux photos des pipettes mises en place sur la boîte.



(a) Face avant.

(b) Face de côté.

FIGURE 3.16 – Mise en place des pipettes sur la boîte.

Finalement, il est intéressant de se pencher sur la mise en place des sondes de pression dans le canal. Les six sondes, numérotées de 1 à 6 sont présentées sur la Figure 3.17.

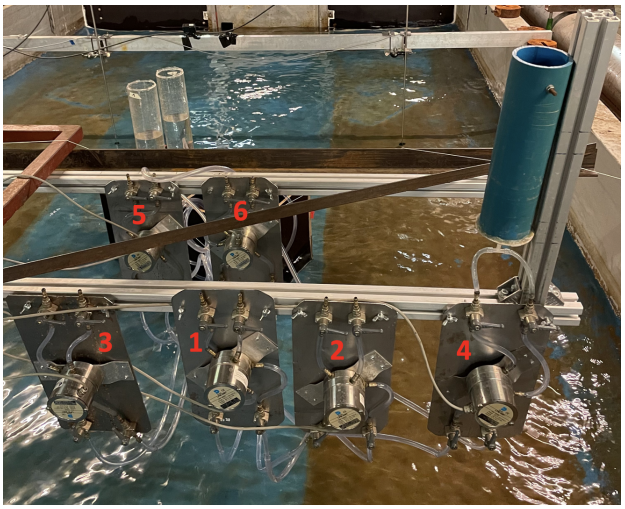


FIGURE 3.17 – Sondes de pression.

2.4.3 Calcul de la pression aux pipettes

Pour clôturer les explications concernant les sondes de pression, la démarche pour calculer les pressions aux pipettes est présentée ci-dessous. Le schéma du dispositif est présenté à la Figure 3.18.

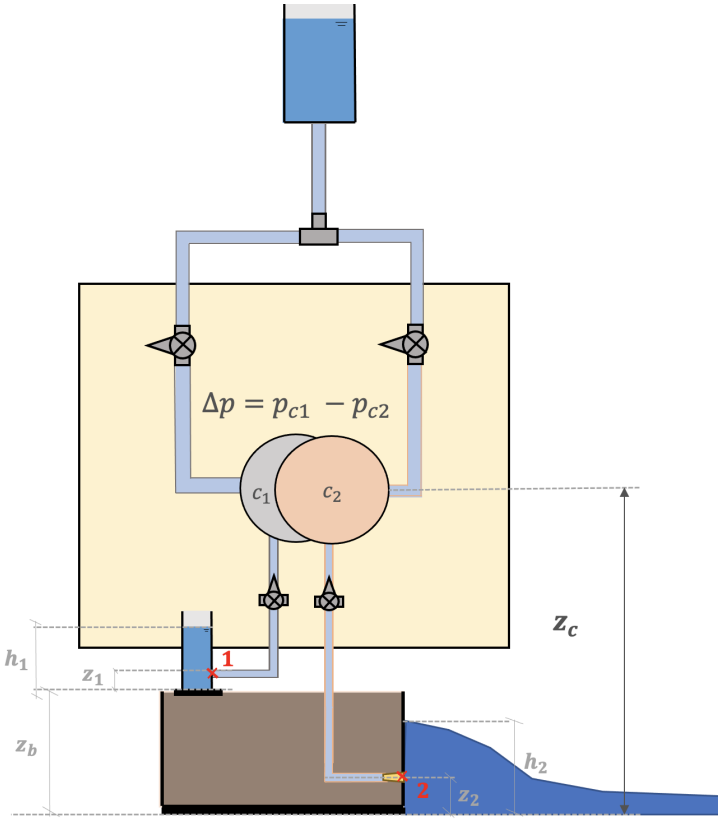


FIGURE 3.18 – Dispositif des sondes de pression.

Pression en 1 et 2

$$p_1 = \gamma(h_1 - z_1) \tag{3.2}$$

$$p_2 = \gamma(h_2 - z_2) \tag{3.3}$$

Pression en c_1 et c_2

Pour rappel, la charge est définie comme suit :

$$\mathcal{H} = z + \frac{p}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} \tag{3.4}$$

Dans le dispositif, l'eau est au repos dans les tuyaux de la sonde, ce qui annule le terme de la charge lié à la vitesse. De plus, les pertes de charge, étant également liées à la vitesse, sont nulles dans les tuyaux. La cote piézométrique au point 1 et au point c_1 peuvent s'égaler ainsi que celle au point 2 et au point c_2.

$$H_{c1} = H_1 \Leftrightarrow z_c + \frac{p_{c1}}{\gamma} = z_1 + z_b + \frac{p_1}{\gamma} \Leftrightarrow z_c + \frac{p_{c1}}{\gamma} = h_1 + z_b \tag{3.5}$$

$$H_{c2} = H_2 \Leftrightarrow z_c + \frac{p_{c2}}{\gamma} = z_2 + \frac{p_2}{\gamma} \Leftrightarrow z_c + \frac{p_{c2}}{\gamma} = h_2 \tag{3.6}$$

On obtient ainsi les pressions à la sonde :

$$p_{c1} = \gamma(h_1 - z_c + z_b) \tag{3.7}$$

$$p_{c2} = \gamma(h_2 - z_c) \tag{3.8}$$

Différences de pression

Dans le dispositif expérimental, la sortie HI (high) est associée à la sortie 2 du tuyau. La sortie 1 quant à elle est associée à la sortie LO (low). On peut donc écrire la différence de pression de la sonde.

$$\Delta p = p_{c2} - p_{c1} \tag{3.9}$$

$$\Delta p = \gamma(h_2 - h_1 - z_b) \tag{3.10}$$

Pression à la pipette

Finalement, sur base des Equations (3.3) et 3.10, la différence de pression mesurée à la sonde permet de calculer la pression à la pipette.

$$\Delta p = \gamma \left(\frac{p_2}{\gamma} + z_2 - h_1 - z_b \right) \tag{3.11}$$

$$\boxed{p_2 = \gamma \left(h_1 - z_2 + z_b \right) + \Delta p} \tag{3.12}$$

2.5 Techniques d'imagerie

Afin d'évaluer au mieux les efforts agissant sur le bâtiment, il a été utile de connaître le profil des hauteurs d'eau sur la boîte. Pour ce faire, l'utilisation de techniques d'imagerie s'est avéré adéquat. De ce fait, deux caméras de la marque GoPro [GoPro Inc., 2023] ont été placées dans le canal pendant le déroulement des expériences. La première filmait la porte du canal tandis que le seconde était focalisée sur la face avant du bâtiment. Un traitement des images a donc été mis en place afin d'obtenir les hauteurs d'eau sur la face avant de la boîte.

Tout d'abord, la combinaison des deux vidéos a permis de définir précisément le temps initial, correspondant au moment où la porte s'ouvre. Grâce à cela, un chronomètre a pu être placé sur la vidéo de la face du bâtiment afin de définir précisément le temps écoulé. Ensuite, les images obtenues ont été redressées afin de corriger la perspective et l'inclinaison de la prise de vue. Cette étape est réalisée grâce au programme "Redressement" implémenté dans Matlab. Ce programme a été développé par [Descantons and Dujardin, 2014] dans le cadre d'un travail de fin d'études réalisé à l'Université catholique de Louvain. La première étape du processus consiste à sélectionner les quatre coins de la boîte sur l'image issue de la vidéo. Par la suite, ces quatre coins sont définis comme les quatre sommets d'un rectangle. La Figure 3.19 montre l'image issue de la caméra avant transformation ainsi que l'image de la boîte après correction.

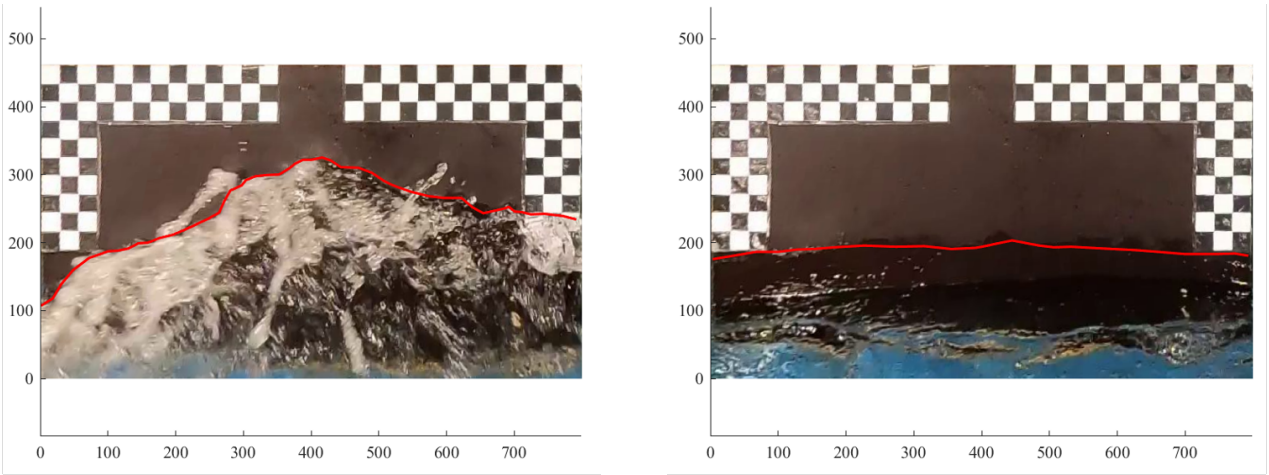


(a) Avant redressement.

(b) Après redressement.

FIGURE 3.19 – Redressement de l'image.

Pour continuer le traitement, il faut définir le facteur d'échelle entre un pixel de l'image redressée et sa correspondance dans la réalité. Pour chaque temps, il est ensuite nécessaire de sélectionner visuellement les points situés sur la ligne de la hauteur d'eau. Le logiciel calcule ainsi la position de ces points par rapport au repère et permet de tracer le profil de hauteur d'eau sur la face avant du bâtiment. Il est indispensable de remarquer que cette toute dernière étape du processus soulève un certain nombre d'imprécisions. En effet, il règne toujours une marge d'incertitudes quant à la position exacte des points de la ligne d'eau au temps sélectionné. La Figure 3.20 illustre cette dernière étape.



(a) Essai 01 - Temps : 1.76 s .

(b) Essai 01 - Temps : 25 s.

FIGURE 3.20 – Étape de sélection des points formant la ligne d'eau.

3 Déroulement des expériences

Afin de comprendre au mieux les résultats expérimentaux présentés à la Section 4, une courte synthèse des différents essais réalisés est nécessaire. Un total de onze essais ont été effectués, répartis en trois séries d'essais différentes. L'objectif est de mesurer la pression à douze pipettes différentes, la hauteur d'eau à trois jauges et la vitesse à deux jauges. Pour ce faire, deux sondes de vitesse, trois capteurs de distance à ultrasons et six sondes de pression sont à disposition. Pour des raisons techniques, les sondes de vitesse et les capteurs de distance à ultrasons ne peuvent jamais être utilisés en même temps aux jauges 1 et 2. Pour chaque série d'essais, les instruments de mesure ont été placés de la même manière afin d'analyser la répétabilité des expériences. Le Tableau 3.3 présente les mesures concernées par chacun des essais. Ainsi, la première croix du tableau signifie que lors de l'essai 01, une sonde a mesuré la pression à la pipette A.

Pour chaque essai, les conditions initiales sont une hauteur d'eau à l'amont de la porte de $h_0 = 40$ cm et une hauteur d'eau de 2 cm dans la plaine inondable.

		Pression												Hauteur d'eau			Vitesse	
Série	Essai	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	J1	J2	J3	J1	J2
Série 1	01	x	x	x				x	x	x				x	x	x		
	02	x	x	x				x	x	x				x	x	x		
	03	x	x	x				x	x	x				x	x	x		
	04	x	x	x				x	x	x				x	x	x		
Série 2	05				x	x	x				x	x	x			x	x	x
	06				x	x	x				x	x	x			x	x	x
	07				x	x	x				x	x	x			x	x	x
	08				x	x	x				x	x	x			x	x	x
Série 3	09				x	x	x	x	x	x						x	x	x
	10				x	x	x	x	x	x						x	x	x
	11				x	x	x	x	x	x						x	x	x

Table 3.3 – Description des mesures pour chacun des essais.

4 Résultats des prises de mesure

Cette section présente les résultats obtenus expérimentalement. Ceux-ci sont, dans l'ordre, les hauteurs d'eau aux jauges, les pressions, les vitesses et les hauteurs d'eau obtenues via les techniques d'imagerie. L'ensemble des graphes présentés dans cette section ont été réalisés à l'aide d'un programme Python. Pour son implémentation, il est nécessaire de citer les nombreuses aides de la documentation Matplotlib [The Matplotlib development team, 2023] et de [OpenAI, 2021]. La section se termine également avec la comparaison des résultats avec ceux des expériences antérieures.

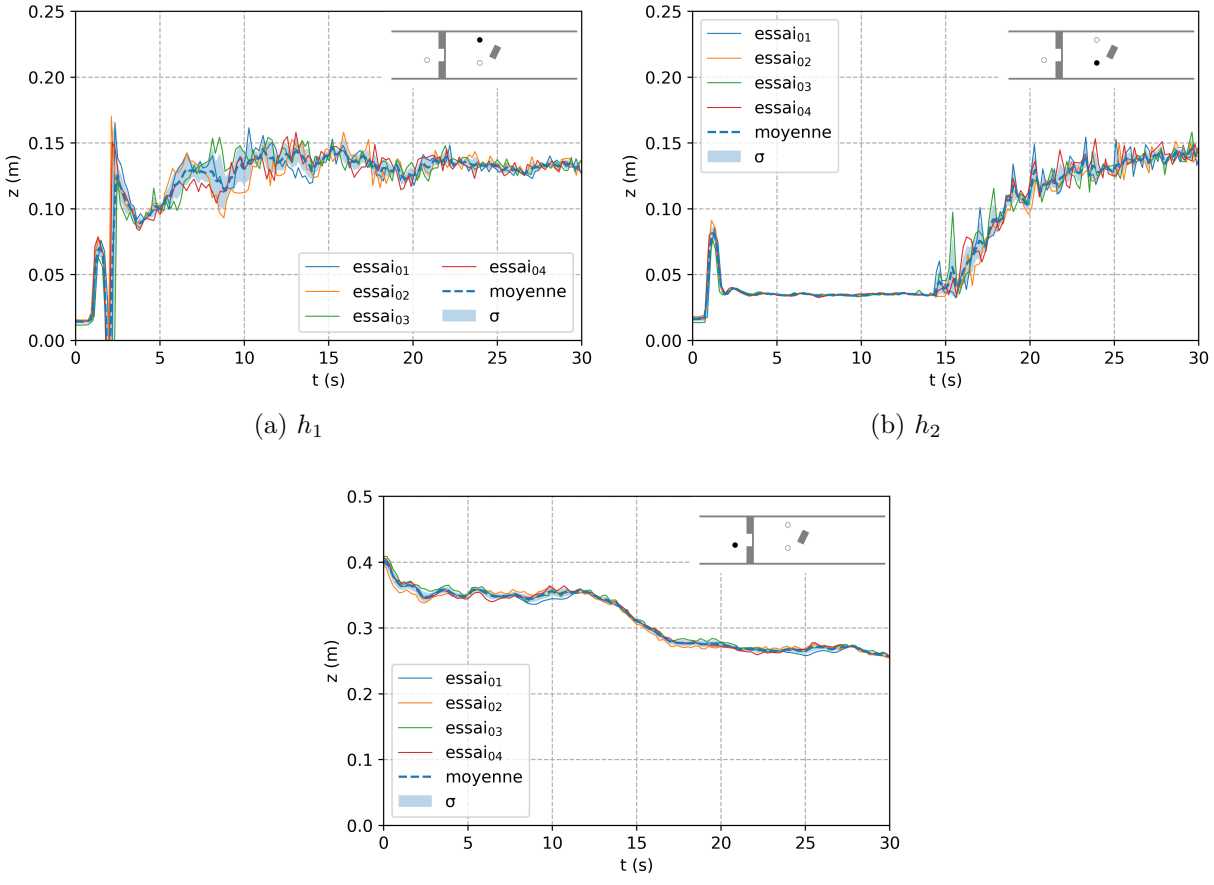
4.1 Hauteurs d'eau aux jauges

Comme présenté précédemment, trois jauges ont permis de mesurer la hauteur d'eau dans le canal. La Figure 3.21 montre les trois résultats obtenus pour la première série d'essais. La première constatation est que les essais de cette série 1 présentent une bonne répétabilité. En effet, les courbes sont très proches, voire confondues, et l'écart type est relativement faible.

Dès lors, une analyse peut être réalisée pour chacune des jauges. Pour la jauge 1, située à l'aval de la porte, un pic de hauteur d'eau survient après quelques secondes. Il correspond au moment où l'onde arrive en ce point là. Cependant, une hauteur d'eau semblant négative est observée sur le graphe aux environs de 2 secondes. Ce pic en négatif peut s'expliquer par le fait que la vague incidente est fortement inclinée. De ce fait, les ultrasons envoyés par le capteur et réfléchis sur la vague sont fortement déviés et prennent plus de temps à revenir au capteur, voire ne reviennent pas vers le capteur. Cette hauteur d'eau négative pendant un instant n'est donc pas réelle mais bien due à une déviation des rayons réfléchis.

La jauge 2, située également à l'aval de la porte, permet par sa position de capturer le ressaut hydraulique formé par la réflexion de l'onde contre le bâtiment. De ce fait, ce ressaut est visible autour de t=17 (s). De plus, un premier pic assez léger est observé après quelques secondes de l'écoulement, lorsque l'onde se propage vers l'amont et passe au niveau de cette jauge.

En amont de la porte se trouve la jauge 3 ayant pour but de capturer la vidange du réservoir. Celle-ci montre donc une hauteur d'eau diminuant progressivement. De plus, des légères oscillations sont visibles et s'expliquent par les différentes ondes crées dans le réservoir.



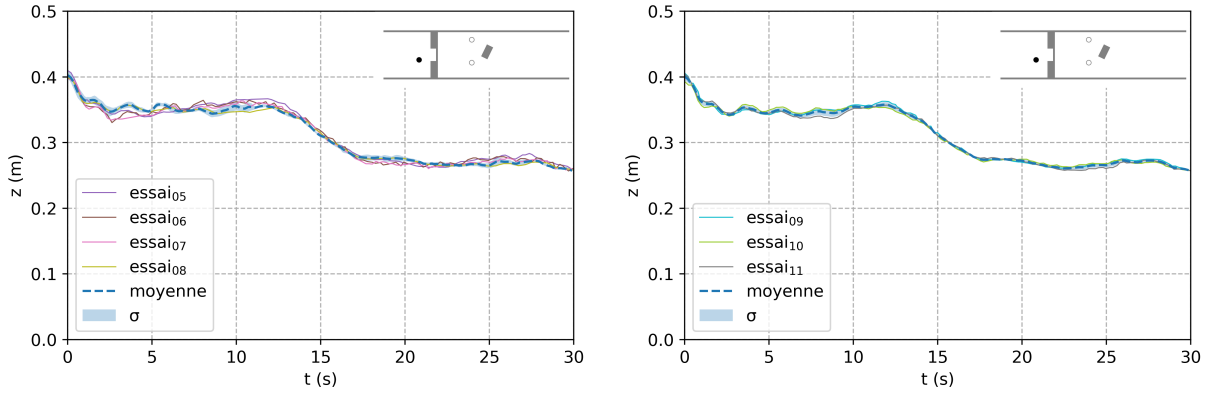
(a) h_1

(b) h_2

(c) h_3

FIGURE 3.21 – Évolution de la hauteur d'eau en fonction du temps - Série 1.

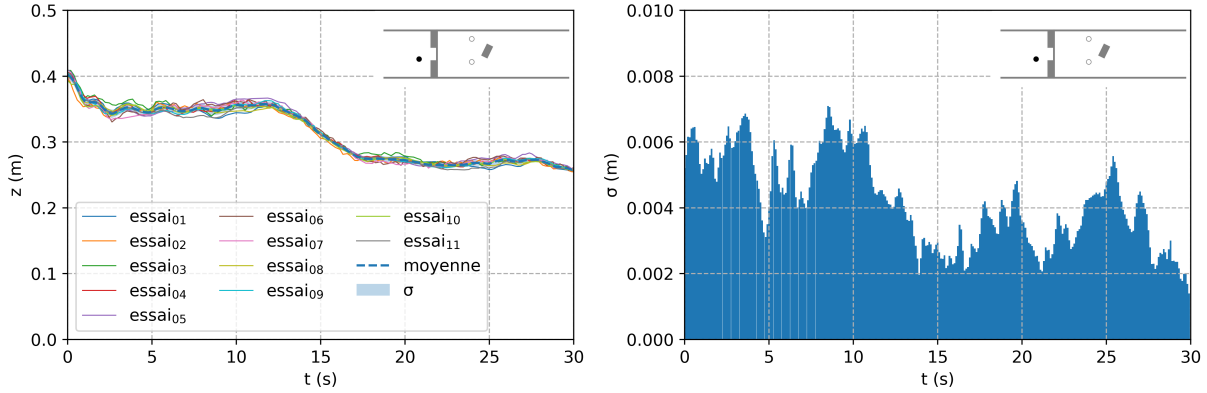
Le capteur de distance à ultrasons situé à la jauge 3 ayant été actif pendant l'ensemble des expériences, il a d'abord permis la synchronisation entre les différentes prises de mesure. En effet, il a permis de vérifier si le temps initial correspondant à l'ouverture de la porte concorde entre les différents essais, et d'effectuer des ajustements au besoin. Ensuite, ce capteur de distance à ultrasons a permis d'analyser la répétabilité de l'ensemble des essais. Pour la série 2 et série 3 présentées sur la Figure 3.22, les courbes montrent une bonne répétabilité au sein de ces deux séries respectivement. L'ensemble des essais peuvent alors être comparés sur la Figure 3.23, qui montre une très bonne répétabilité entre l'ensemble des onze essais. Plus précisément, l'écart type général des expériences varie entre 0.002 et 0.006 m. De plus, le graphe montre également que l'écart type de manière générale, diminue avec le temps.



(a) Série 2.

(b) Série 3.

FIGURE 3.22 – Évolution de la hauteur d'eau en fonction du temps - Jauge 3.



(a) Évolution de la hauteur d'eau en fonction du temps.

(b) Évolution de la valeur de l'écart type en fonction du temps.

FIGURE 3.23 – Jauge 3 - Séries 1, 2 et 3.

4.2 Vitesses

Après les hauteurs d'eau, ce sont les vitesses, issues des mêmes points de mesure, qui sont analysées dans cette section. Les sondes de vitesse ont été placées pendant le séries d'essais 2 et 3 dans le canal. Cependant, seules les prises de mesure de la série d'essais 3 ont été retenues

pour analyse. En effet, initialement, afin de reproduire les expériences antérieures, les sondes de vitesse ont été placées à 3.6 cm du fond du canal. Cependant, après analyse, les résultats de la jauge 2 étaient non satisfaisants car la sonde n'était pas submergée pendant une grande partie de l'essai. En effet, un ressaut hydraulique est formé sur la face avant de la boîte. Ce dernier est expliqué dans le Chapitre 4. C'est seulement lorsque ce ressaut remontant vers l'amont arrive au niveau de la jauge 2 que la sonde est submergée. La Figure 3.24 illustre deux photos prises durant la série d'essais 2, donc lorsque la sonde à la jauge 2 est située à 3.6 cm du fond du canal. On peut y remarquer les remarques expliquées précédemment.

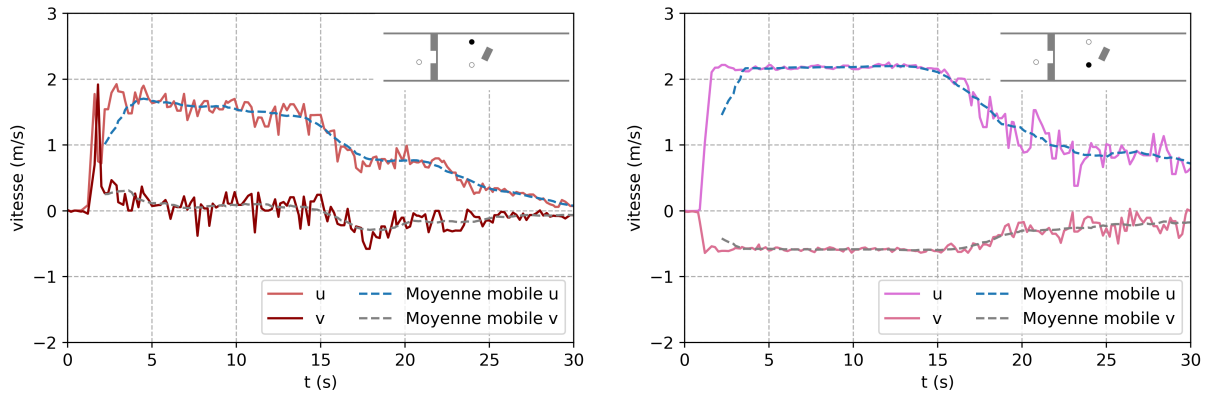


(a) Temps : 10 s.

(b) Temps : 20 s.

FIGURE 3.24 – Illustration de la sonde de vitesse 2.

Dès lors, la sonde à la jauge 2 a été placée à 2.6 cm du fond du canal. La jauge 1, quant à elle n'a pas été déplacée. Les résultats peuvent maintenant être analysés. Vu les nombreuses oscillations dans les mesures brutes, la première étape est de créer des moyennes mobiles. Chaque point des nouvelles courbes prend comme valeur une valeur moyenne basée sur les 20 mesures voisines. La Figure 3.25 montre la construction des moyennes mobiles pour l'essai 09. Le symbole u désigne la composante selon la direction x de la vitesse tandis que v désigne celle selon la direction y. Cette convention reste valable pour l'ensemble des graphes de ce travail.

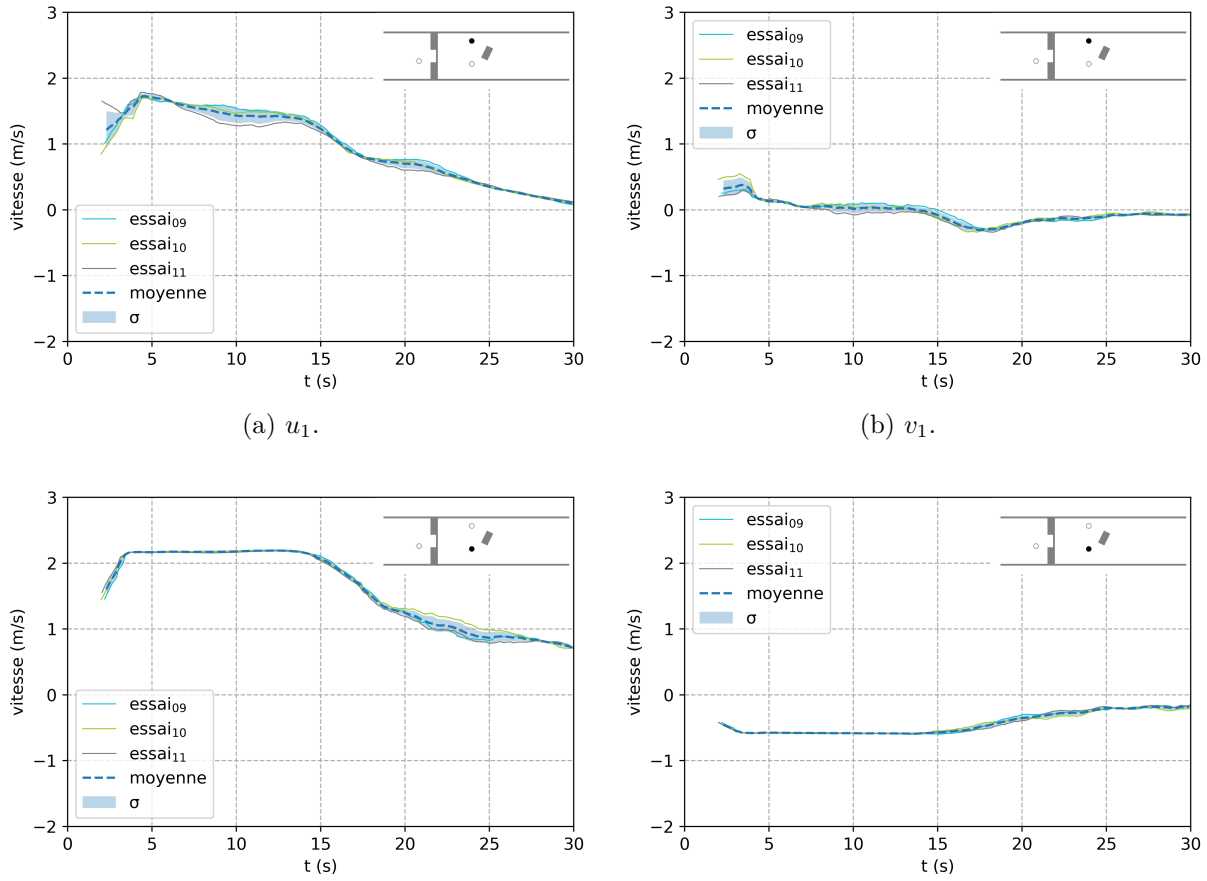


(a) Sonde 1.

(b) Sonde 2.

FIGURE 3.25 – Évolution de la vitesse en fonction du temps - Moyenne mobile essai 09.

Désormais, ce sont les moyennes mobiles qui sont prises en considération. Les vitesses des différents essais peuvent alors être comparées. La Figure 3.26 reprend les résultats. La première constatation est que, comme pour les hauteurs d'eau, les essais montrent une très bonne répétabilité. En particulier, pour la sonde 2, l'écart type est très faible de 2 à 15 secondes.



(a) u_1.

(b) v_1.

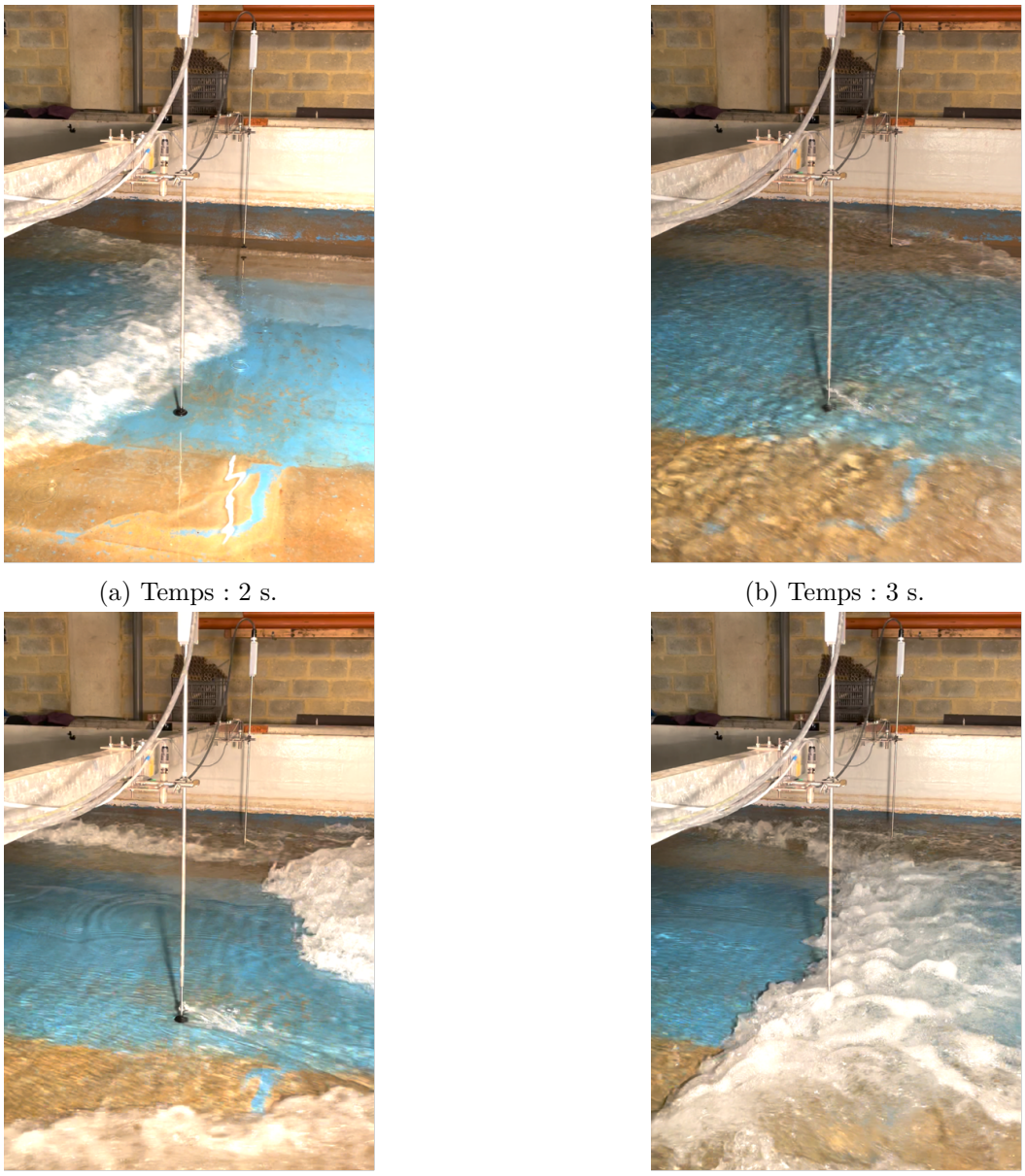
(c) u_2.

(d) v_2.

FIGURE 3.26 – Évolution de la vitesse en fonction du temps - Moyenne et écart type.

Pour comprendre les mesures, il est nécessaire de commencer par revenir sur les différentes phases de l'écoulement au droit des sondes. La Figure 3.27 illustre quatre temps intéressants, issus de l'essai 10. Après deux secondes d'écoulement, l'onde se propage vers l'aval mais n'a pas encore atteint les sondes. Ensuite, l'onde touche les sondes et continue à se propager. Juste après, l'onde se réfléchit sur les bords du canal et des ressauts hydrauliques obliques sont créés. Ce moment est illustré sur la Figure 3.27b. On voit également un écoulement très stable au niveau de la sonde 2. En $t = 6$ s, la sonde 1 se retrouve alors dans un ressaut oblique tandis que l'écoulement au droit de la sonde 2 n'a pas été modifié. A cet instant là, le ressaut venant du choc contre la boîte apparaît sur l'image (voir Figure 3.27c). Finalement, en $t = 20$ s, la sonde 2 se retrouve dans le ressaut, comme illustré sur la Figure 3.27d.

Dorénavant, l'allure des courbes de vitesse présentées à la Figure 3.26 peut être expliquée. Pour la sonde 2, la phase allant de 2-3 secondes jusqu'à 15 secondes se différencie clairement de la phase où la sonde se retrouve dans le ressaut hydraulique. L'attention est d'abord portée sur cette première partie de l'écoulement. La faible valeur de l'écart type est liée avec le fait que les mesures brutes pour ce temps là ne présentent presque aucune oscillations. En effet, comme



(a) Temps : 2 s.

(b) Temps : 3 s.

(c) Temps : 6 s.

(d) Temps : 20 s.

FIGURE 3.27 – Écoulement autour des sondes de vitesse.

illustré sur la Figure 3.27, l'écoulement y est stable. Mais encore, un parallèle peut être fait avec le graphe de la hauteur d'eau présenté à la Figure 3.21a. Effectivement, durant cette première phase, la hauteur d'eau est constante et vaut environ 4 cm. Cette faible hauteur d'eau induit ainsi une grande vitesse. Dans la deuxième phase de l'écoulement par contre, le ressaut hydraulique induit de grandes hauteurs d'eau et donc des vitesses faibles. En outre, la composante négative en y de la vitesse durant toute la durée de l'expérience, est logique vu que l'onde se propage en formant un demi-cercle s'étendant vers les bords du canal et vers l'aval. Sachant que la sonde est légèrement décalée vers le bas par rapport au centre de la porte, l'écoulement s'y propage vers le bord inférieur et donc selon le sens négatif de l'axe y. Pour la sonde 1 par contre, les phénomènes de turbulence décrits précédemment se reflètent par les oscillations persistantes dans les mesures brutes. La phase où le ressaut de l'amont a rejoint les ressauts obliques déjà présents se laisse également percevoir par le passage de la composante en y de la vitesse en négatif et une diminution de la composante en x de la vitesse.

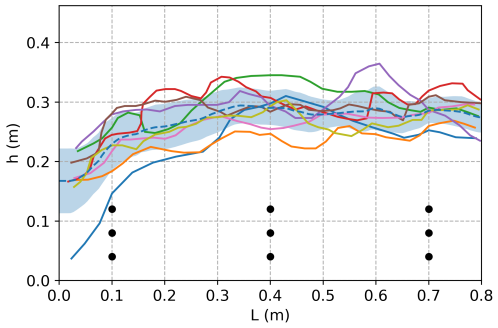
4.3 Hauteurs d'eau issues des techniques d'imagerie

Les techniques d'imagerie présentées dans la Section 2.5 ont permis de tracer le profil de hauteur d'eau sur la face avant de la boîte pour certain temps. Ces temps sont t = 5, 10, 15, 20 et 25 s. Les Figures 3.28 et 3.29 montrent pour chaque temps le profil de hauteur d'eau des huit essais, ainsi que la moyenne et l'écart type correspondants. Sur ces graphes, les neuf points noirs représentent les pipettes. De plus, un deuxième graphe montre également pour chaque temps la valeur de l'écart type. De manière générale, une première constatation est que les pipettes sont submergées durant la totalité des essais et réparties équitablement sur la hauteur d'eau. Cela confirme ainsi le choix de leur positionnement.

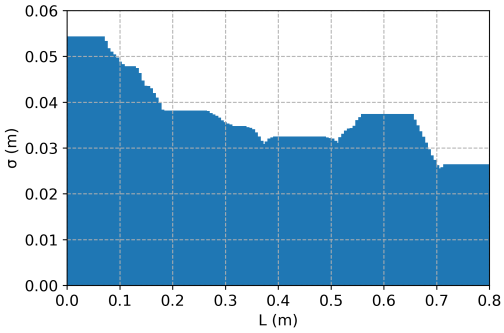
Dès lors, ces graphes illustrent clairement les incertitudes liées au niveau d'eau sur le bâtiment. Tout d'abord, aux temps de 2, 3, 5 et 10 secondes, les éclaboussures contre la face de la boîte sont nombreuses. En effet, les vagues venant frapper la boîte créent des phénomènes de turbulence. Cela introduit alors des irrégularités et imprécisions dans les résultats et un écart type assez conséquent. La Figure 3.30 montre la ligne d'eau pour l'essai 04 et l'essai 07 en $t = 3$ s. Les éclaboussures et les nombreux remous suivant l'impact sont clairement visibles. De plus, les hauteurs d'eau du côté droite de la face avant sont plus importantes que celles du côté gauche. Cela est dû au positionnement oblique et décentré du bâtiment dans le canal. En effet, l'onde incidente se réfléchit en premier sur le côté droit de la face avant. Cette différence de niveau est fort marquée au temps $t = 2$ s, comme présenté sur la Figure 3.28a.

Ensuite, les effets de turbulence s'atténuent, engendrant ainsi moins d'incertitudes quant à la détermination de la ligne d'eau. Ceci est illustré sur la Figure 3.31. La différence de niveau entre le côté droite et gauche de la boîte s'est déjà un peu estompée, comme illustré sur la Figure 3.29a.

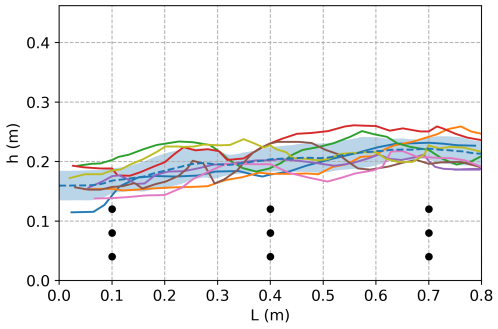
Finalement, lorsque 25 secondes se sont écoulées, la surface de l'eau est nettement plus régulière. La Figure 3.32 présente alors pour les essais 02 et 06 un niveau d'eau assez semblable. La détermination de la ligne d'eau grâce aux techniques d'imagerie est aussi nettement plus précise. L'écart type à ce moment là est donc nettement plus faible qu'au début de l'expérience. En outre, la différence de niveau d'eau entre le côté droit et le côté gauche de la face n'est plus que très légèrement marquée, comme illustré sur la Figure 3.29f.



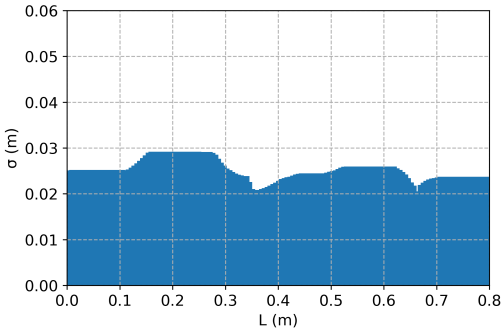
(a) Profil de hauteur d'eau - Temps : 2 s.



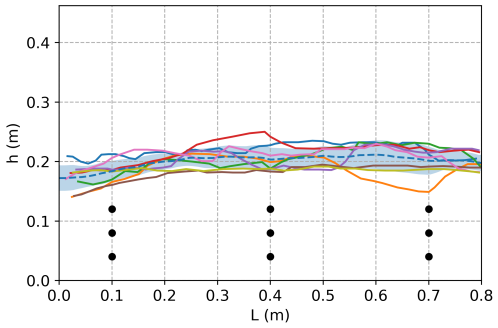
(b) Écart type - Temps : 2 s.



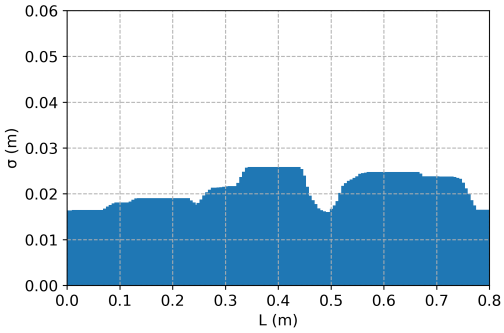
(c) Profil de hauteur d'eau - Temps : 3 s.



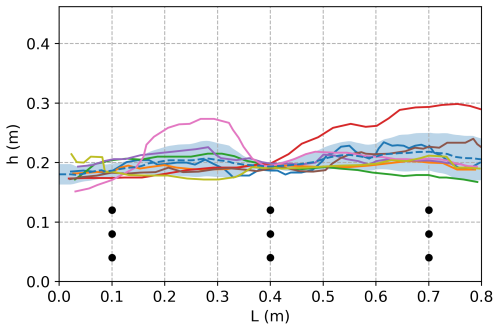
(d) Écart type - Temps : 3 s.



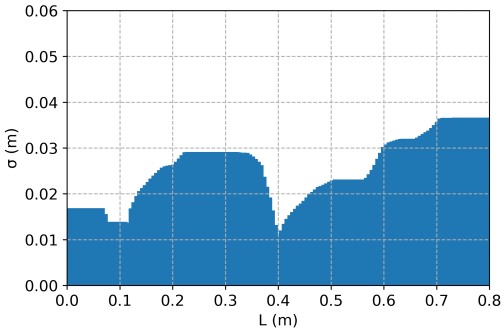
(e) Profil de hauteur d'eau - Temps : 5 s.



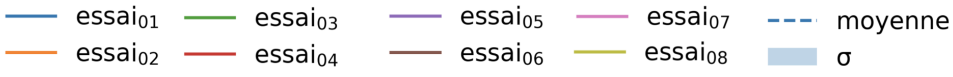
(f) Écart type - Temps : 5 s.



(g) Profil de hauteur d'eau - Temps : 10 s.

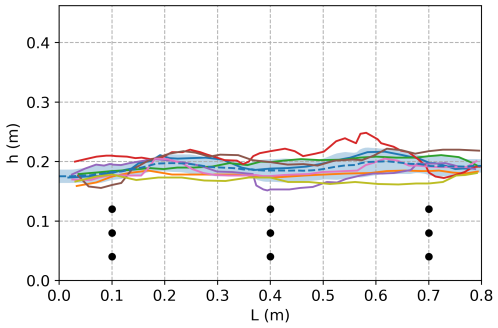


(h) Écart type - Temps : 10 s.

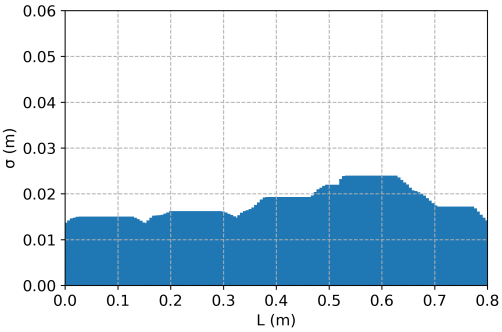


(i) Légende.

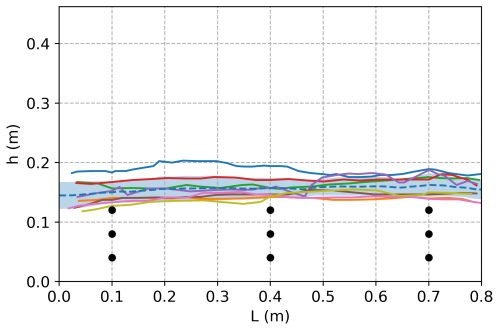
FIGURE 3.28 – Profil de hauteur d'eau sur la boîte et écart type.



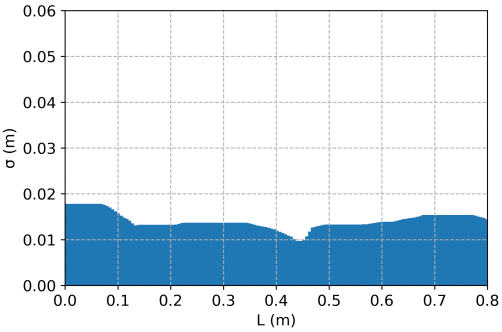
(a) Profil de hauteur d'eau - Temps : 15 s.



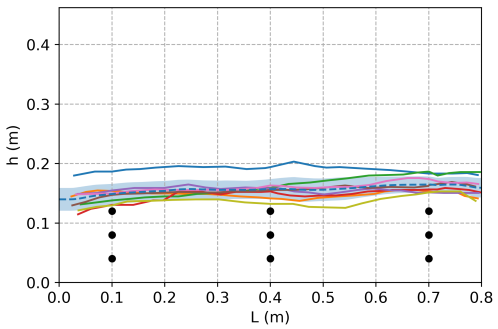
(b) Écart type - Temps : 15 s.



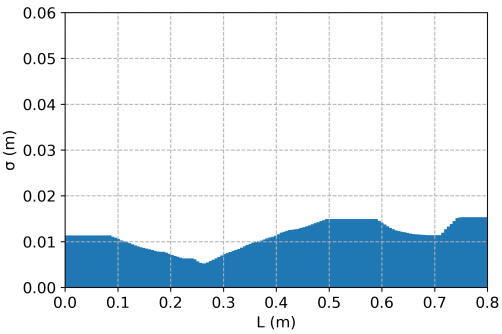
(c) Profil de hauteur d'eau - Temps : 20 s.



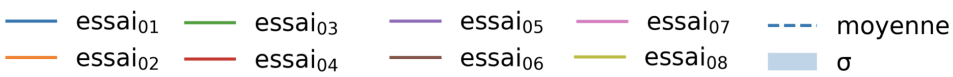
(d) Écart type - Temps : 20 s.



(e) Profil de hauteur d'eau - Temps : 25 s.

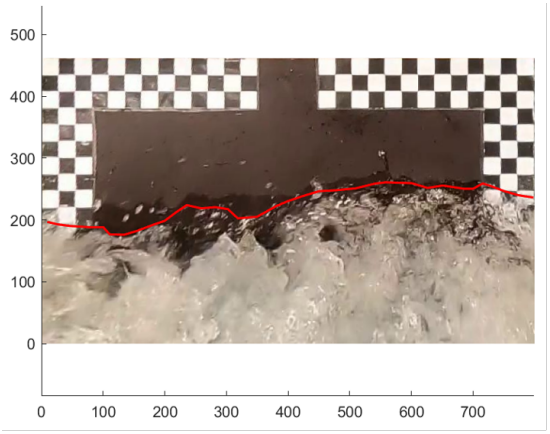


(f) Écart type - Temps : 25 s.

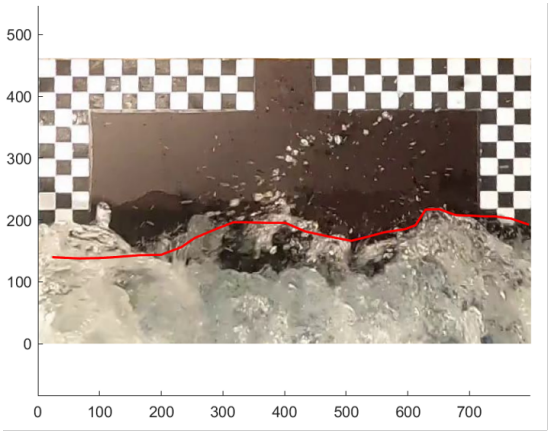


(g) Légende.

FIGURE 3.29 – Profil de hauteur d'eau sur la boîte et écart type.

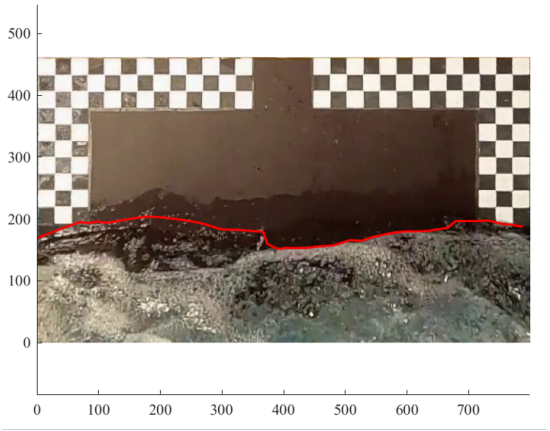


(a) Essai 04 - Temps : 3 s.

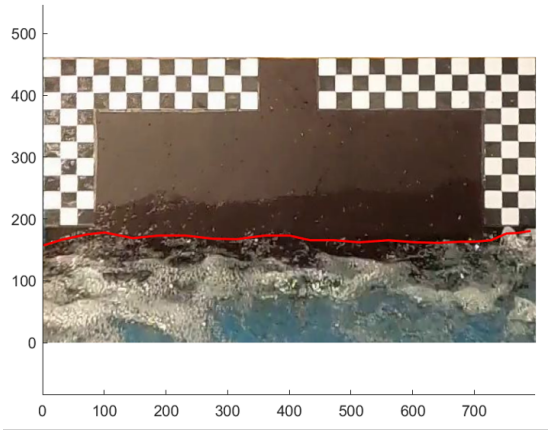


(b) Essai 07 - Temps : 3 s.

FIGURE 3.30 – Illustration du profil de hauteur d'eau sur la boîte - Temps : 3 s

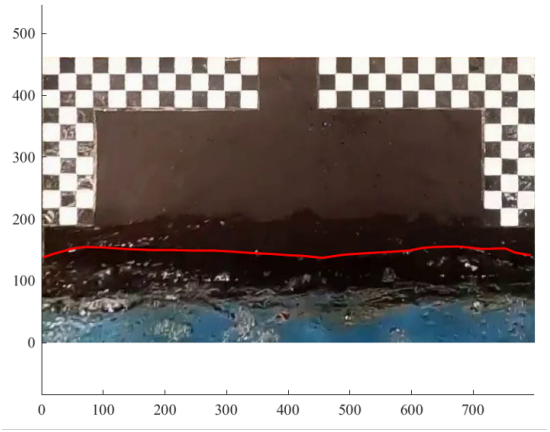


(a) Essai 05 - Temps : 15 s.

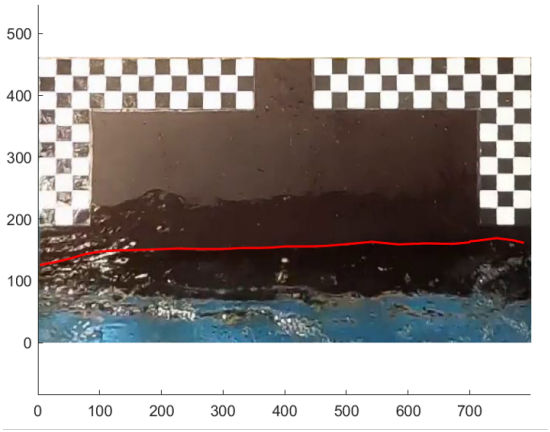


(b) Essai 08 - Temps : 15 s.

FIGURE 3.31 – Illustration du profil de hauteur d'eau sur la boîte - Temps : 15 s



(a) Essai 02 - Temps : 25 s.



(b) Essai 06 - Temps : 25 s.

FIGURE 3.32 – Illustration du profil de hauteur d'eau sur la boîte - Temps : 25 s

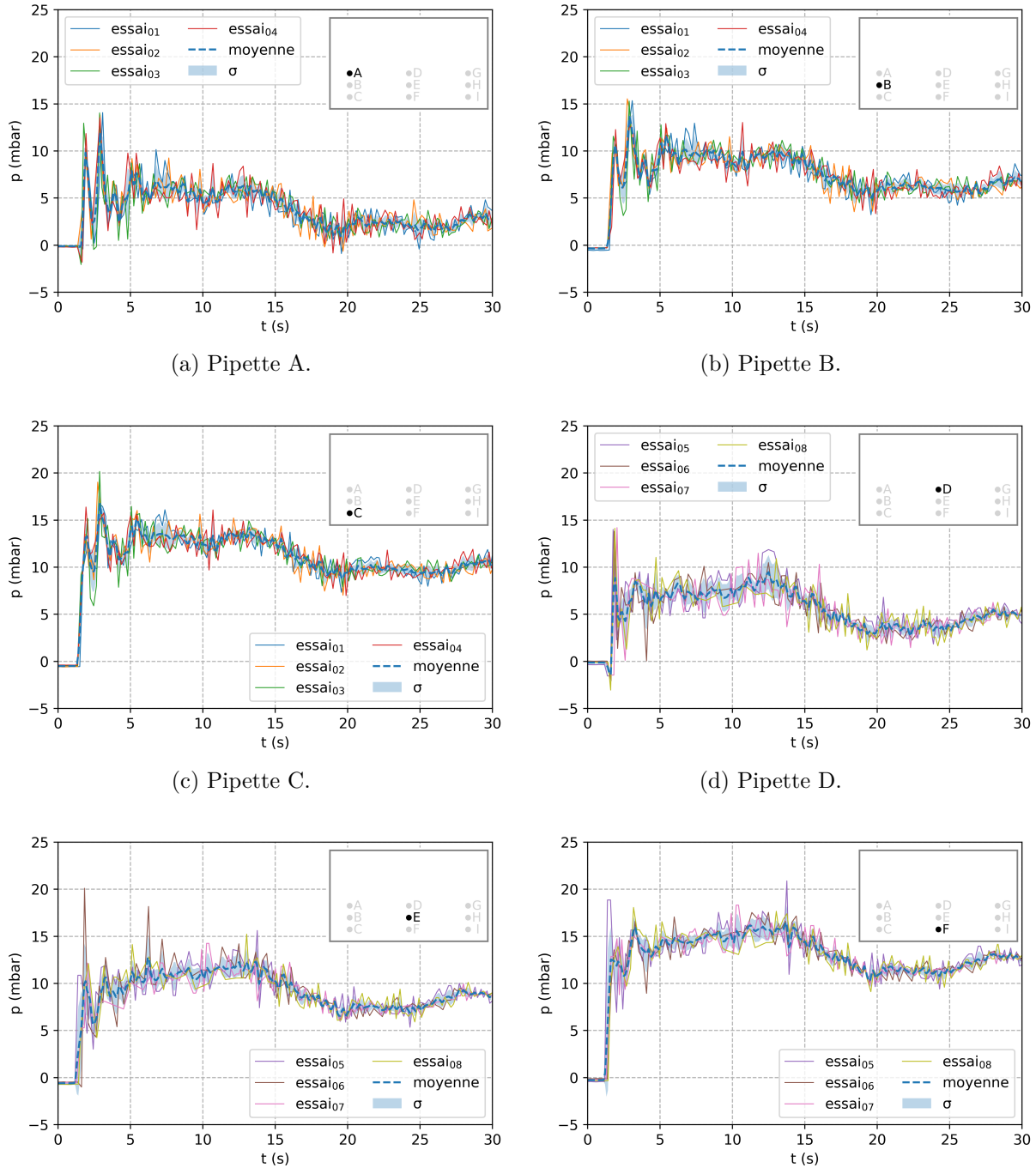
4.4 Pressions

Pour continuer l'analyse des résultats expérimentaux, cette section présente les pressions obtenues sur les faces du bâtiment. Les pipettes se comptent au nombre de douze et la pression à chacune d'entre elles a été mesurée pendant les quatre essais d'une certaine série. De ce fait, cela a permis de tracer pour chaque pipette un graphe reprenant quatre mesures ainsi que la moyenne et l'écart type correspondant. Les douze graphes obtenus sont présentés aux Figures 3.33 et 3.34. Cette analyse des différents essais a alors permis de tracer les quatre graphes reprenant pour chaque colonne de trois pipettes, la valeur de la pression moyenne et l'écart type en chaque pipette. Ceux-ci sont présentés sur la Figure 3.35.

L'ensemble de ces graphes méritent d'être analysés. Grâce aux Figures 3.33 et 3.34, une bonne répétabilité des essais peut être remarquée pour commencer. L'écart type diminue au plus le temps avance. Comme présenté dans le section précédente, l'écoulement présente des phénomènes en trois dimensions importants au début de l'expérience et tend vers un état quasi-permanent à la fin. Ceci permet donc d'expliquer la diminution de l'écart type avec le temps. On remarque également que c'est pour le côté droit de la face avant, c'est-à-dire les pipettes G, H et I, que les fluctuations autour de la moyenne sont les plus importantes. En outre, pour chaque pipette, lorsque l'eau ne l'a pas encore touchée, une légère dépression est présente. Cela s'explique par le fait que l'eau qui se trouve à le sortie du tuyau a tendance à vouloir en sortir.

Ensuite, pour les pipettes de la face avant, des observations peuvent être réalisées. Chaque courbe de pression présente un profil à double pic. Cette observation a également été faite par [Bellotti et al., 2015] et [Jansen et al., 2020] dans leurs expériences perspectives. Ce double pic survient au moment de l'impact. Après ces pics, les pressions se maintiennent à une certaine valeur pendant environ 10-15 secondes avant de légèrement baisser et atteindre un autre plateau. Ainsi, après 25 secondes, l'écoulement devient quasi-permanent et les pressions se stabilisent. Dès lors, les pressions plus importantes surviennent durant la phase de l'écoulement où des phénomènes de turbulence sont visibles au droit de la paroi. De plus, la Figure 3.35 montre que pour une colonne de trois pipettes, les courbes sont chacune décalées d'une valeur constante les unes par rapport aux autres. Cela montre qu'il n'y a pas d'effets hydrodynamiques importants qui surviennent à une pipette en particulier et que c'est la composante hydrostatique de la pression qui est prédominante. La pipette la plus haute correspondant ainsi à la pression la plus faible et à l'inverse, la pipette la plus basse correspondant ainsi à la pression la plus importante. Mais encore, c'est pour les pipettes G, H et I que les pics de pression sont les plus importants. Par contre, entre 10 et 15 secondes, c'est à la pipette F située dans la colonne du milieu que les pressions sont les plus élevées. De manière générale, les pipettes A, B et C situées sur le côté gauche de la face avant subissent des pressions moins importantes que les six autres. De plus, malgré que ce ne soit pas visible à l'oeil nu sur la Figure 3.35, les pics de pression pour les pipettes G, H, et I surviennent légèrement plus tôt que pour les autres colonnes de pipettes. Ces deux derniers phénomènes peuvent s'expliquer par le fait que dû à l'orientation et positionnement du bâtiment, l'impact survient d'abord du côté droit de la face avant et que le profil de hauteur d'eau sur la boîte est plus élevé du côté droit. Ces observations ont été présentées à la Section 4.3.

Cependant, pour les pipettes situés sur le côté du bâtiment, les pressions mesurées sont nettement plus faibles. Un pic survient au moment de l'impact de la vague. Pour la pipette J située à 12 cm de haut, hormis le pic de pression survenant à l'impact, la valeur de la pression oscille autour de zéro. Ce phénomène peut s'expliquer par la faible hauteur d'eau sur cette face du bâtiment. La Section 3.3 du Chapitre 4 présente une analyse de ces hauteurs d'eau.



(a) Pipette A.

(b) Pipette B.

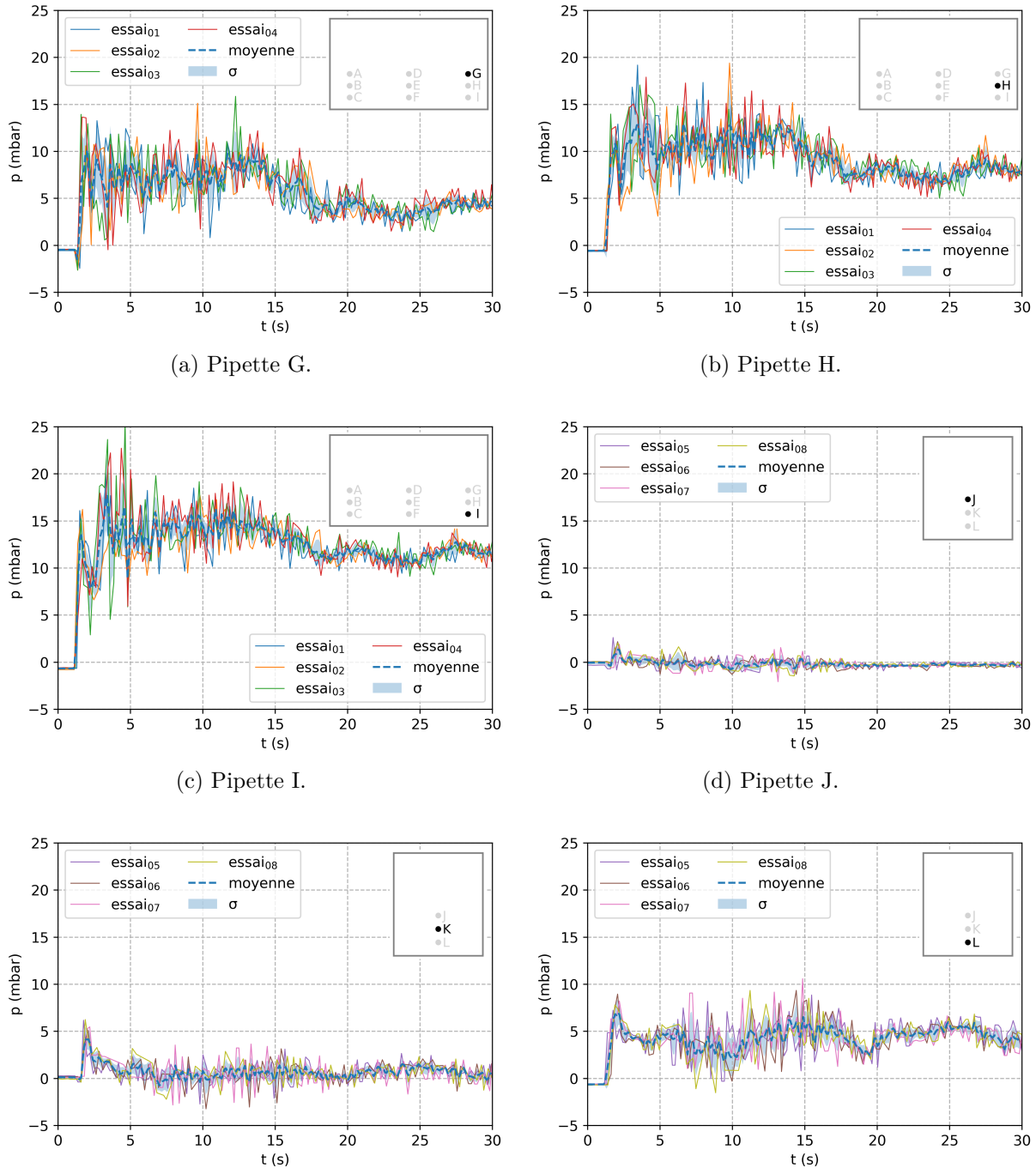
(c) Pipette C.

(d) Pipette D.

(e) Pipette E.

(f) Pipette F.

FIGURE 3.33 – Évolution de la pression au droit des pipettes.



(a) Pipette G.

(b) Pipette H.

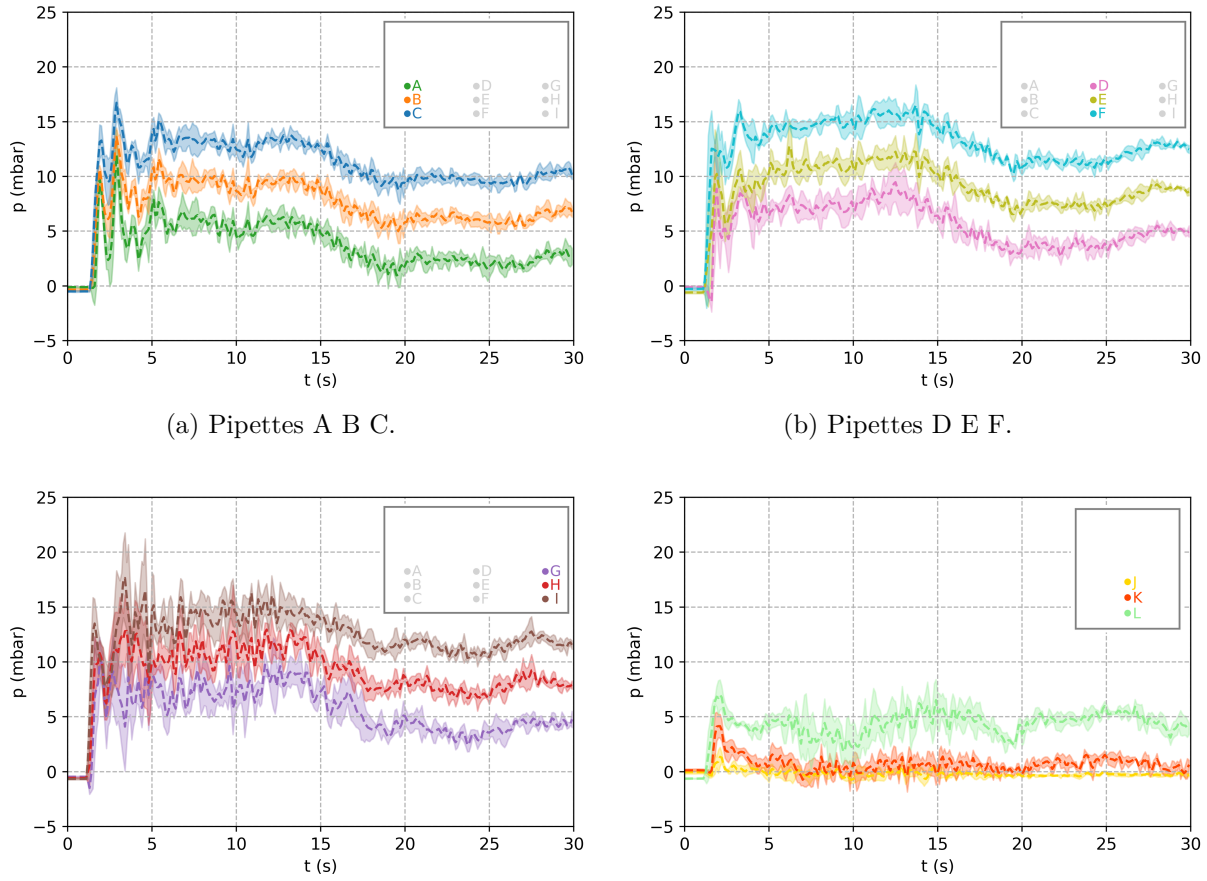
(c) Pipette I.

(d) Pipette J.

(e) Pipette K.

(f) Pipette L.

FIGURE 3.34 – Évolution de la pression au droit des pipettes.



(a) Pipettes A B C.

(b) Pipettes D E F.

(c) Pipettes G H I.

(d) Pipettes J K L.

FIGURE 3.35 – Évolution de la pression au droit des pipettes.

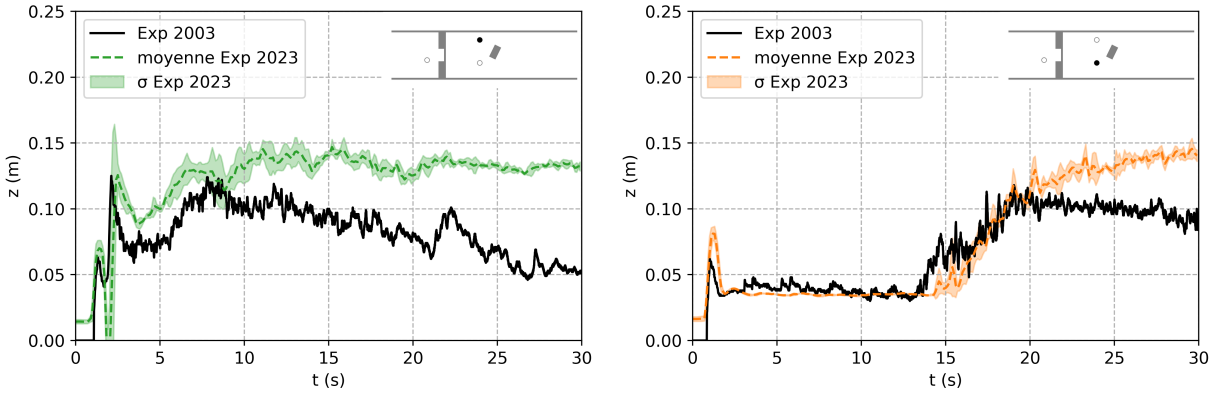
5 Comparaison avec les expériences antérieures

Dans la Section 3.6 du Chapitre 1, les expériences antérieures ayant été réalisées par [Soares-Frazão and Zech, 2007] ont été présentées. Vu que les jauges 1 et 2 mesurant les hauteurs d'eau et les vitesses ont été placées aux mêmes endroits qu'en 2003, des graphes de comparaison des résultats en ces points peuvent être tracés.

Concernant les hauteurs d'eau, les courbes présentent des formes très semblables. En effet, comme présenté sur la Figure 3.36, les pics, plateaux et variations coïncident. Cependant, les valeurs atteintes sont un peu plus faibles pour les résultat obtenus en 2003. Cette constatation est tout à fait justifiée par le fait que le volume en amont de la porte était moins conséquent à l'époque. En outre, le pic de mesure en négatif observé pour la sonde 1 actuelle ne se trouve pas dans les résultats antérieurs. Cela peut s'expliquer par l'utilisation d'appareils de mesure différents.

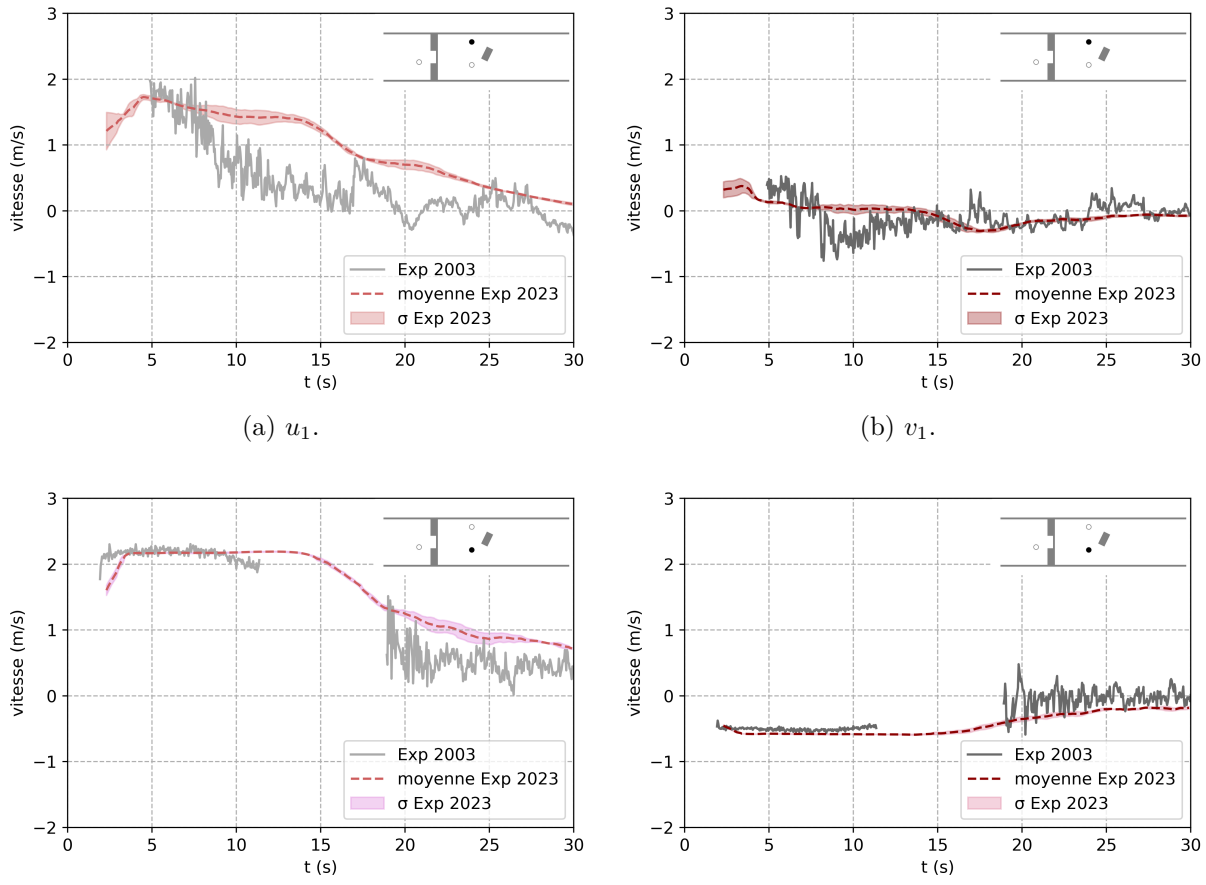
Les comparaisons des vitesses sont présentées sur la Figure 3.37. La sonde 2 donne des résultats très satisfaisants. Pour la sonde 1 par contre, il y a un léger décalage entre les deux courbes. En effet, la sonde semble être dans des remous plus tôt dans les expériences antérieures que dans les actuelles. Ce décalage dans l'écoulement peut s'expliquer soit par la quantité d'eau en amont de la porte, soit par la différence de la largeur de la structure de la porte ou soit par les différents appareils de mesure utilisés. Mais encore, les différences dans le traitement des résultats,

tels que la manière dont les moyennes mobiles sont effectuées, peut influencer légèrement les valeurs.



(a) Sonde 1. (b) Sonde 2.

FIGURE 3.36 – Évolution de la hauteur d'eau en fonction du temps - Comparaison avec les expériences réalisées en 2003.



(a) u_1. (b) v_1.

(c) u_2. (d) v_2.

FIGURE 3.37 – Évolution de la vitesse en fonction du temps - Comparaison avec les expériences réalisées en 2003.

Chapitre 4

Modèle numérique

Ce chapitre présente les simulations numériques réalisées afin de reproduire les expériences réalisées dans le canal expérimental. L'objectif est d'analyser les similitudes et différences entre ces deux types de mesure afin de tirer des conclusions quant à la validité de chacune d'entre elles. Le logiciel utilisé est Hydroflow. Cet outil est présenté à la Section 1 du Chapitre 2. Pour commencer, le maillage implémenté est expliqué. Ensuite, une analyse de l'écoulement est présentée. Enfin, différents graphes reprenant les mesures expérimentales et les résultats numériques sont analysés.

1 Le maillage

Pour commencer, la première étape a été de générer un maillage. Pour ce faire, le générateur d'éléments finis 3D Gsmh [Geuzaine and Remacle, 2009] a été utilisé. Le maillage obtenu comporte 34368 cellules et est présenté sur la Figure 4.1. Ce dernier a été réalisé avec une largeur caractéristique des éléments valant 0.1. Il présente les mêmes caractéristiques géométriques que le canal expérimental à une exception près. En effet, contrairement à la réalité, le fond du réservoir amont n'est pas complètement plat. Les bords obliques du canal ont été prolongés jusqu'au bout pour des raisons d'erreurs de triangulation dus aux potentielles parois verticales dans le maillage. Cependant, cette différence de section peut être considérée comme négligeable et donc n'engendre pas d'erreurs sur les résultats des simulations.

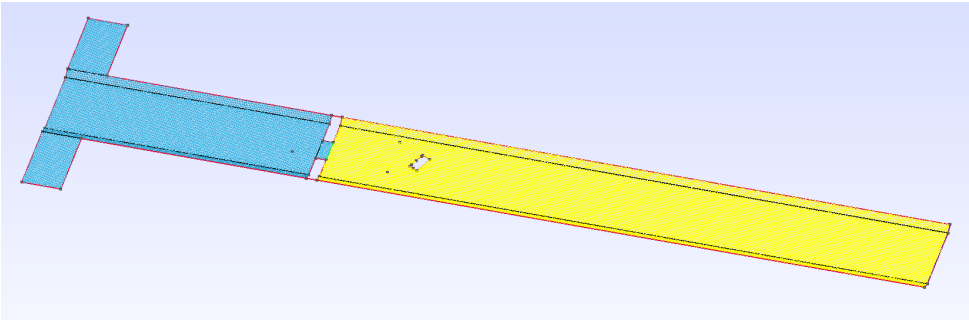


FIGURE 4.1 – Maillage du canal.

Dans ce maillage, un certain nombre de frontières ont été définies. Les frontières présentées en rouge sur la Figure 4.2 représentent les frontières imperméables du modèle. La ligne verte située au centre du repère du canal est la porte du canal. Initialement, elle sépare la partie amont du maillage où règne une hauteur d'eau de 40 cm de la partie aval où la hauteur d'eau n'y est que de 2 cm. Ces deux parties sont représentées respectivement en bleu clair et en jaune dans le maillage. Finalement, la frontière mauve située à l'extrémité droite du maillage est une frontière

transmissive. Ce type de condition limite laisse ainsi le débit sortant s'évacuer librement du canal afin de n'entraîner aucune conséquence sur l'écoulement en amont.

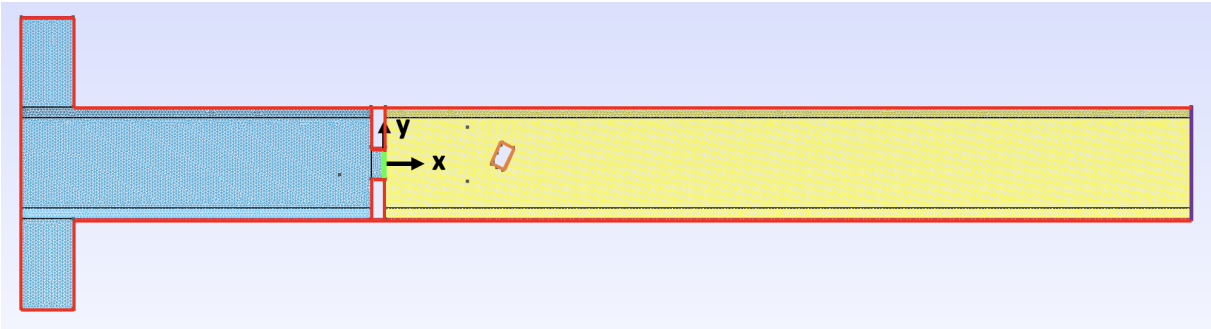


FIGURE 4.2 – Frontières du maillage du canal.

Un autre paramètre ayant été introduit dans le modèle est le coefficient de frottement du lit valant 0.01 $sm^{-1/3}$. En pratique, chaque simulation dure 30 secondes et enregistre des données toutes les 0.1 secondes.

De plus, des jauges ont été placées dans le maillage. Celles-ci sont présentées sur la Figure 4.4. Les coordonnées des jauges J1, J2 et J3 ont été présentées préalablement dans le Tableau 3.2. Ces jauges ont permis de mesurer la hauteur d'eau et les vitesses aux points concernés. Par ailleurs, les jauges J_I, J_{II}, J_{III} et J_{IV} n'ont pas encore été présentées. Celles-ci sont situées au droit des quatre colonnes de pipettes, comme présenté sur la Figure 4.3. Ces jauges, dont les coordonnées exactes se trouvent dans le Tableau 4.1, permettent ainsi de capturer la hauteur d'eau et les vitesses en ces points.

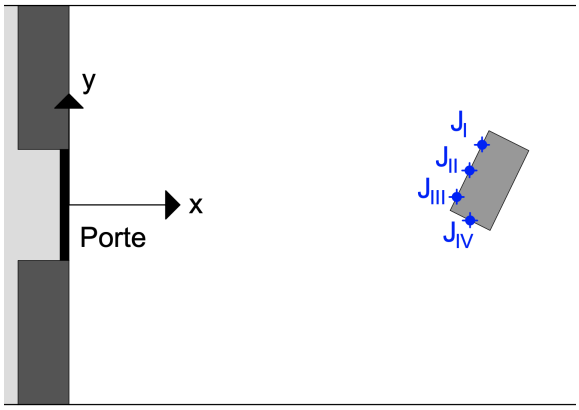


FIGURE 4.3 – Jauges des pipettes.

Jauge	x (m)	y (m)
J_I	3.74	0.58
J_{II}	3.61	0.31
J_{III}	4.48	0.04
J_{IV}	3.62	-0.14

TABLE 4.1 – Coordonnées des jauges des pipettes.

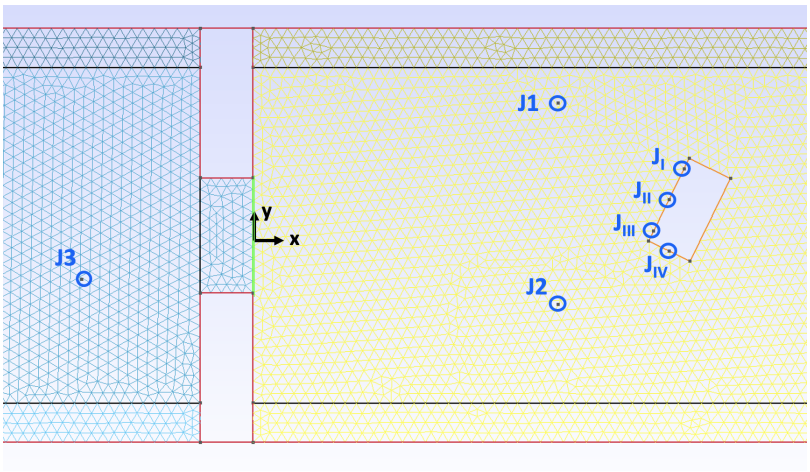


FIGURE 4.4 – Jauges du maillage.

2 Description de l'écoulement

Dans cette section est présentée une analyse qualitative de l'écoulement. L'objectif est ainsi de comparer l'écoulement obtenu via les simulations numériques aux observations visuelles réalisées durant les expériences. De plus, une comparaison avec la description de l'écoulement des expériences antérieures, comme présentée à la Section 3.6.4 du Chapitre 1, est intéressante.

Tout d'abord, la Figure 4.9a présente le temps initial. A cet instant là, une hauteur d'eau de 40 cm se trouve en amont de la porte, contre 2 cm en aval. Une seconde après l'ouverture de la porte, une onde bidimensionnelle au niveau de la porte se propage vers l'aval et vers l'amont. Ces ondes sont visibles sur la Figure 4.5. En réalité, des caméras ont permis de capturer en détail l'écoulement du côté aval de la porte. Comme montré sur la Figure 4.6, dès l'ouverture, une onde se propage vers l'aval. Après quelques millisecondes, cette onde cogne les parois latérales des deux côtés du canal et engendre ainsi la formation de ressauts hydrauliques obliques. La prochaine étape est donc d'analyser la suite de la propagation de l'onde dans la simulation numérique.

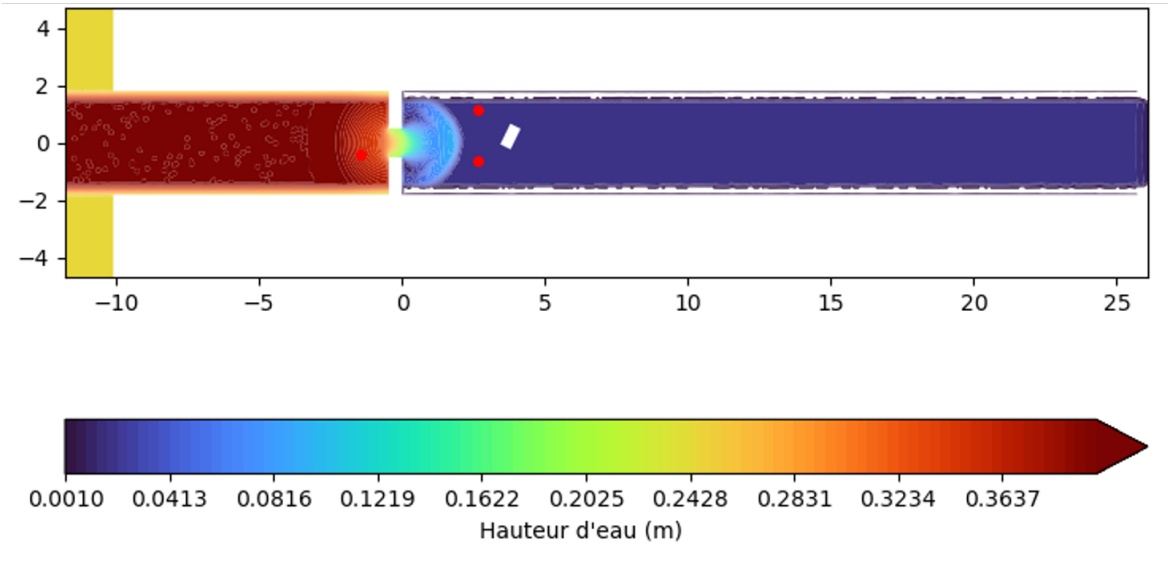
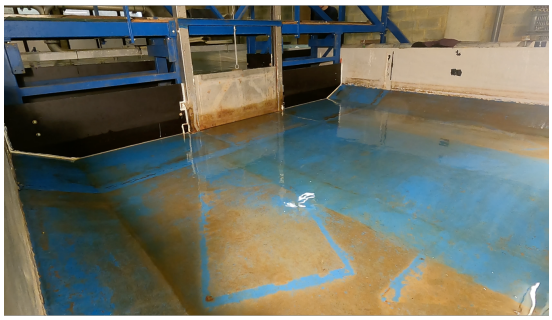
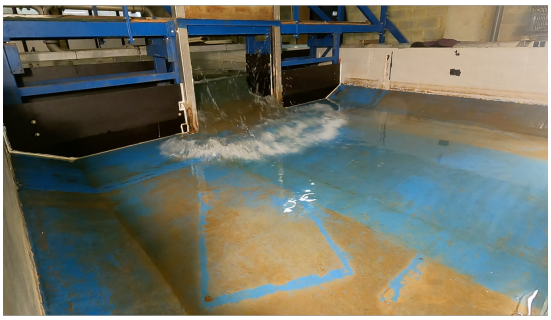


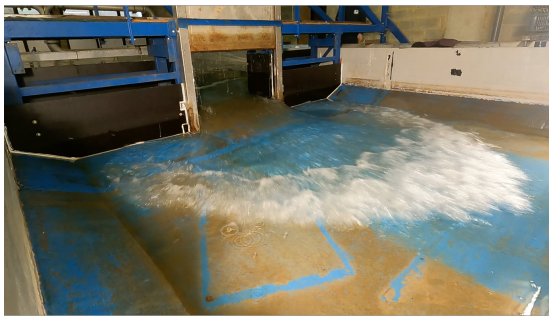
FIGURE 4.5 – Hauteur d'eau dans le canal - Temps : 1 s.



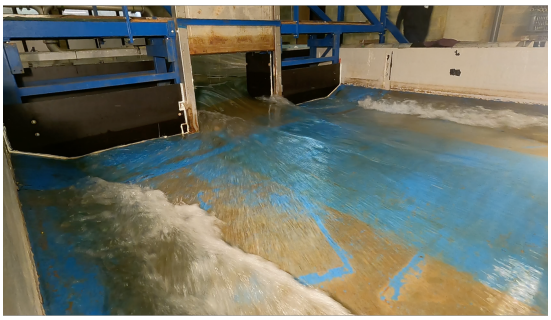
(a) Porte fermée.



(b) Ouverture de la porte.



(c) Propagation de l'onde vers l'aval.

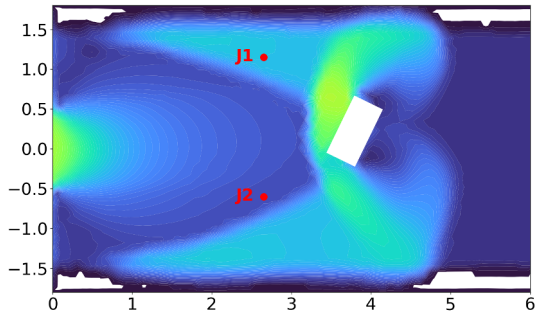


(d) Ressauts hydrauliques obliques formés.

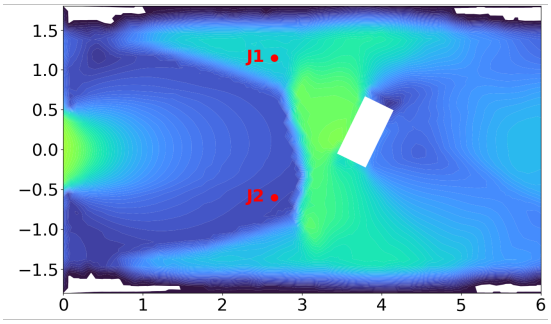
FIGURE 4.6 – Analyse de l'écoulement consécutif à l'ouverture de la porte.

Il est ainsi intéressant de se focaliser sur une zone du maillage du canal s'étendant de la porte à $x = 6$ m. Cette analyse est illustrée à la Figure 4.7. Après 3 secondes d'écoulement, l'onde vient de toucher le bâtiment et un ressaut hydraulique oblique vient de se former. De plus, sur les côtés du canal, l'eau est également réfléchie et des ressauts hydrauliques obliques se sont créés. Ce temps est représenté sur la Figure 4.7a. Par la suite, le ressaut hydraulique formé par le choc contre la boîte se propage vers l'amont. La Figure 4.7b montre le temps $t = 12$ s où le ressaut a déjà bien avancé vers l'amont. Au temps $t = 17$ s, présenté sur la Figure 4.7c, le ressaut se rapproche fortement de la jauge 2 et y entraîne une hauteur d'eau déjà plus haute que précédemment. La Figure 4.7d présente alors l'instant où la jauge 2 entre dans le ressaut. Finalement, lorsque 28 secondes se sont écoulées, le ressaut a encore légèrement avancé vers l'amont. En outre, il est intéressant de remarquer qu'une zone de sillage s'est formée derrière l'obstacle.

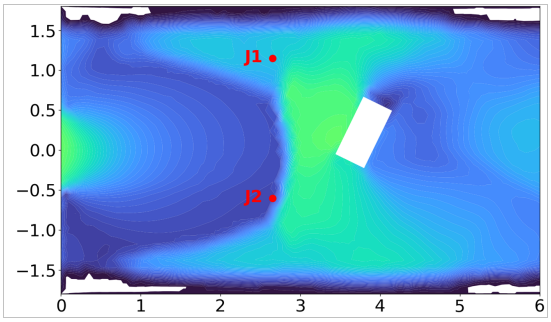
Du côté expérimental, un ressaut est en effet formé par le choc de l'onde sur la boîte. La Figure 4.8 illustre ce phénomène. On peut voir à la Figure 4.8a l'eau approchant la boîte. Ensuite, après le choc, l'eau monte le long de la face avant de la boîte, comme présenté sur les Figures 4.8b et 4.8c. L'énergie cinétique contenue dans l'écoulement est transformée en énergie potentielle et en turbulence. Le flot, freiné brusquement par le choc contre la paroi, ralentit et retombe sur lui même [Wikipedia contributors, 2022]. Les Figures 4.8d, 4.8e et 4.8f illustrent ce phénomène. Le ressaut commence alors à se propager vers l'amont.



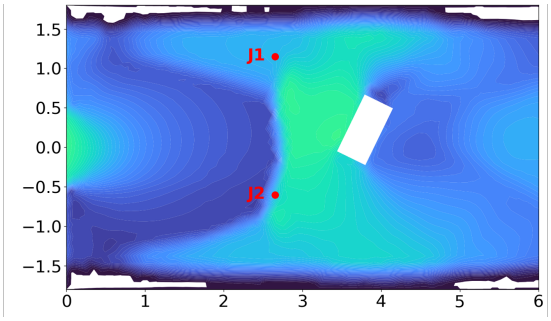
(a) Temps : 3 s.



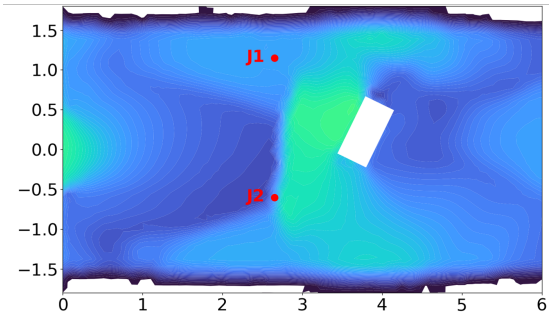
(b) Temps : 12 s.



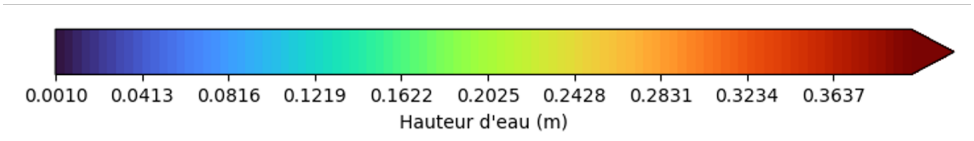
(c) Temps : 17 s.



(d) Temps : 19.5 s.

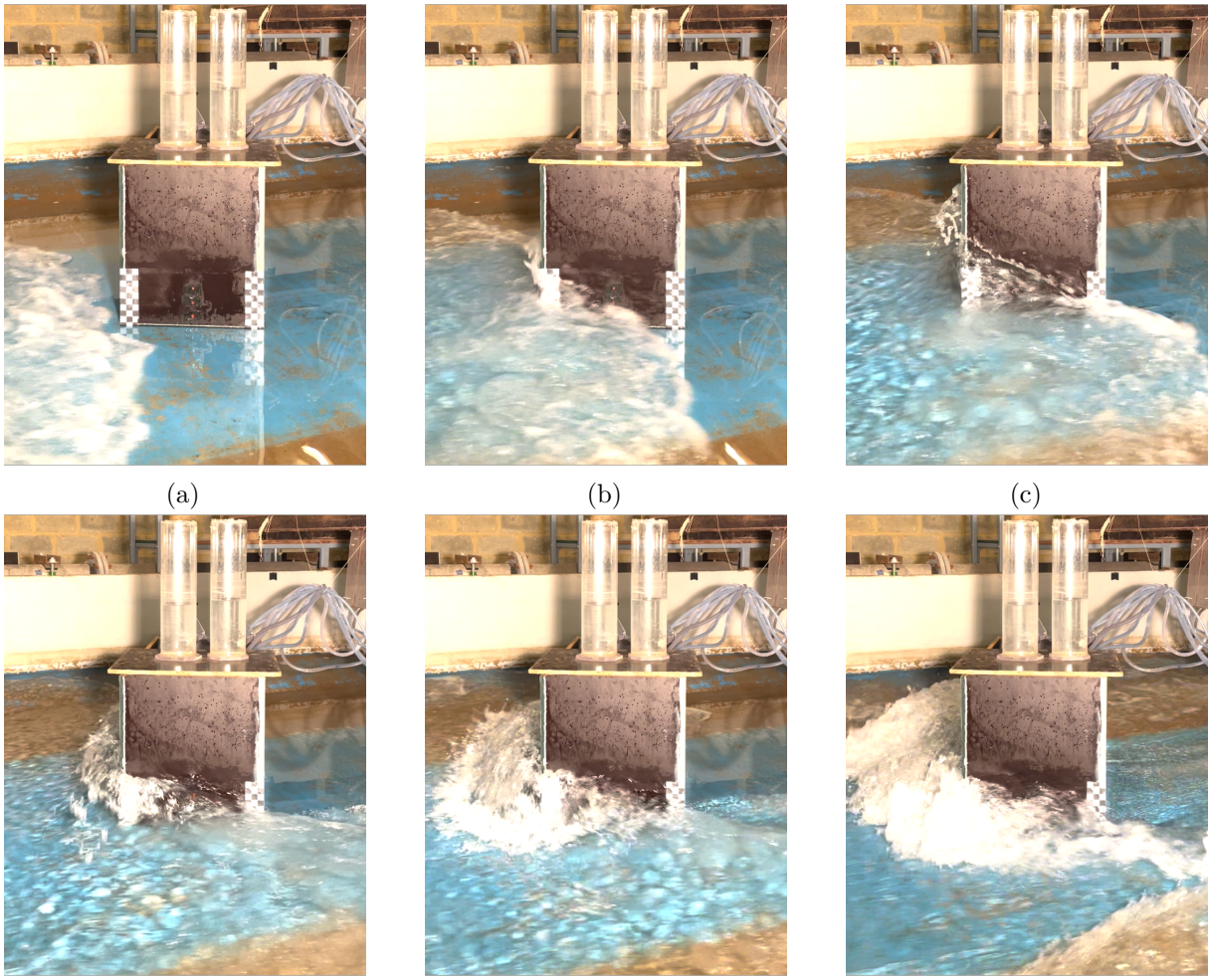


(e) Temps : 28 s.



(f) Légende.

FIGURE 4.7 – Évolution de la hauteur d'eau dans le canal.

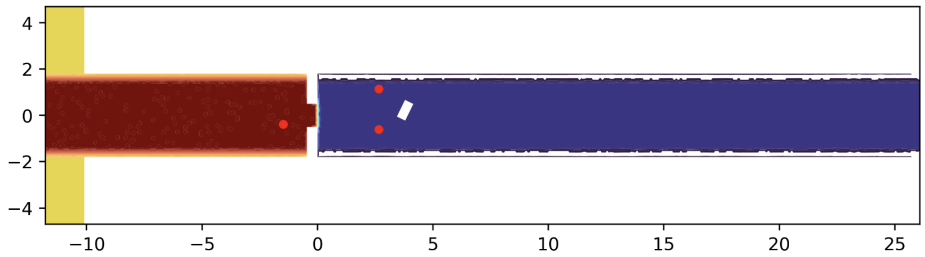


(a) (b) (c)

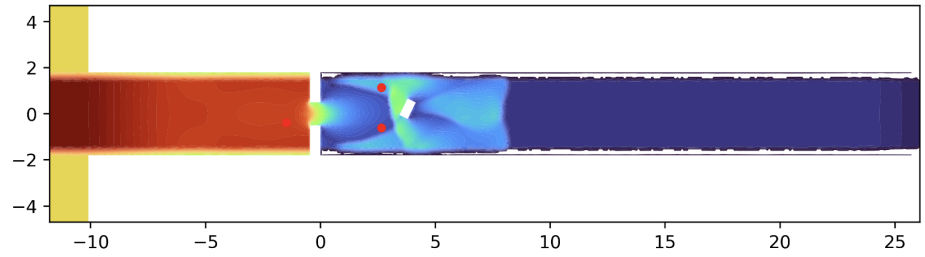
(d) (e) (f)

FIGURE 4.8 – Formation du ressaut sur la boîte.

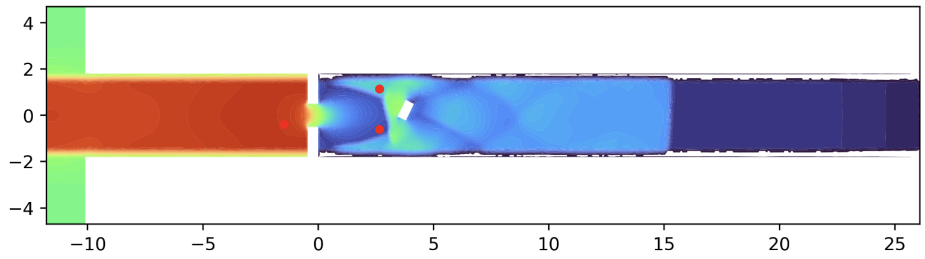
D'un plus grand angle, la Figure 4.9 permet d'observer la simulation du canal dans son ensemble. On peut y voir, le réservoir qui se vide progressivement ainsi que le flux d'eau qui avance vers l'aval. De nouveau, c'est semblable à ce qui se passe dans la réalité.



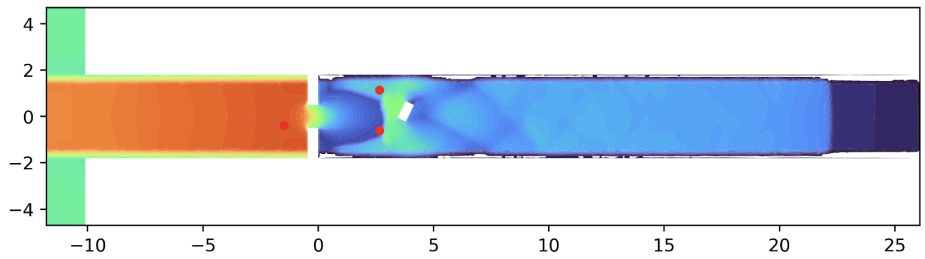
(a) Temps : 0 s.



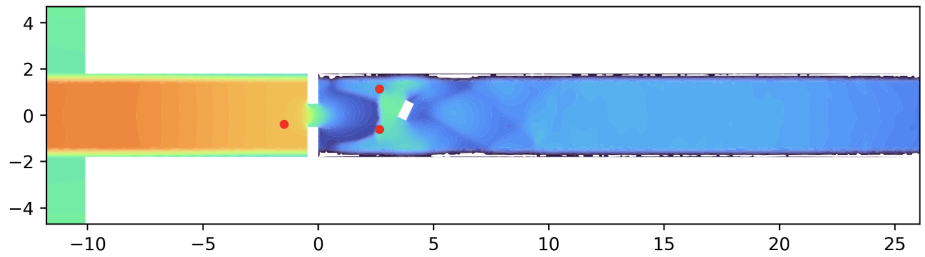
(b) Temps : 5 s.



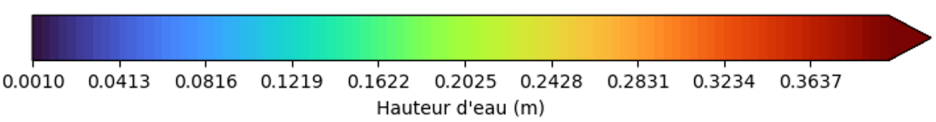
(c) Temps : 10 s.



(d) Temps : 15 s.



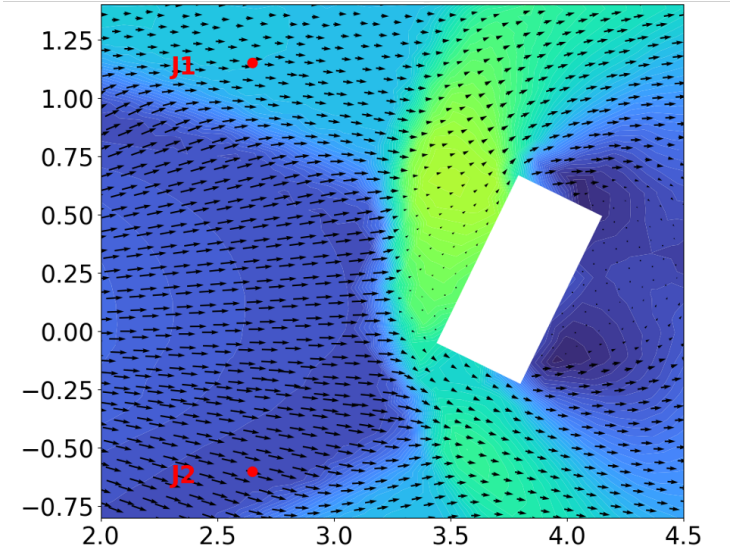
(e) Temps : 20 s.



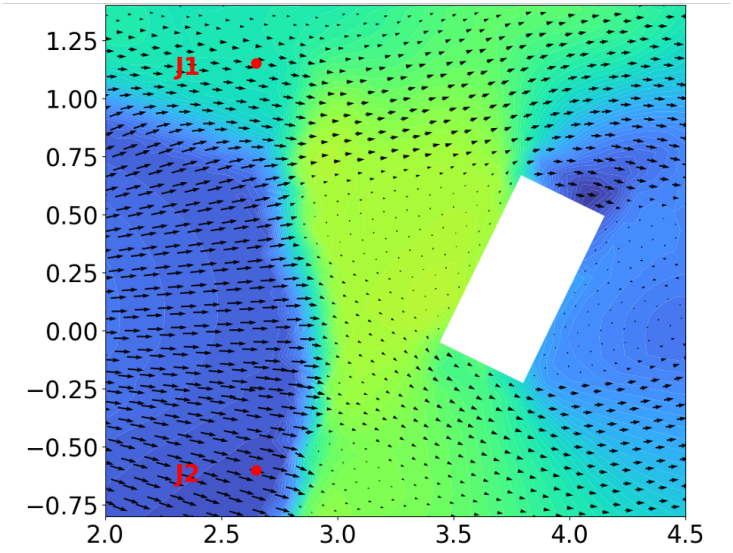
(f) Légende.

FIGURE 4.9 – Évolution de la hauteur d'eau dans le canal.

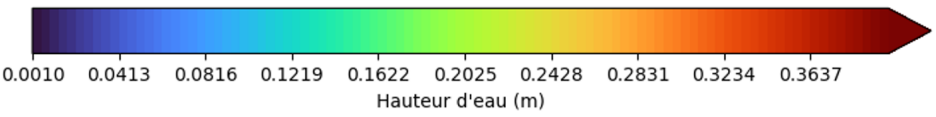
Enfin, les vitesses au droit des jauges et du bâtiment peuvent également être analysées grâce à la simulation numérique. La Figure 4.10 présente les vitesses pour les temps $t = 3$ s et $t = 10$ s. L'analyse des vitesses est abordée dans la Section 3.1.



(a) Temps : 3 s.



(b) Temps : 10 s.



(c) Légende.

FIGURE 4.10 – Hauteur d'eau dans le canal et représentation des vitesses.

Finalement, l'ensemble des observations présentées ci-dessous rejoignent celles présentées dans la Section 3.6.4 du Chapitre 1.

3 Résultats des simulations numériques

La description de l'écoulement a permis de valider les phénomènes globaux survenant durant l'expérience. Dès à présent, des comparaisons précises de différentes mesures permettront de conclure quant à la validité du modèle numérique.

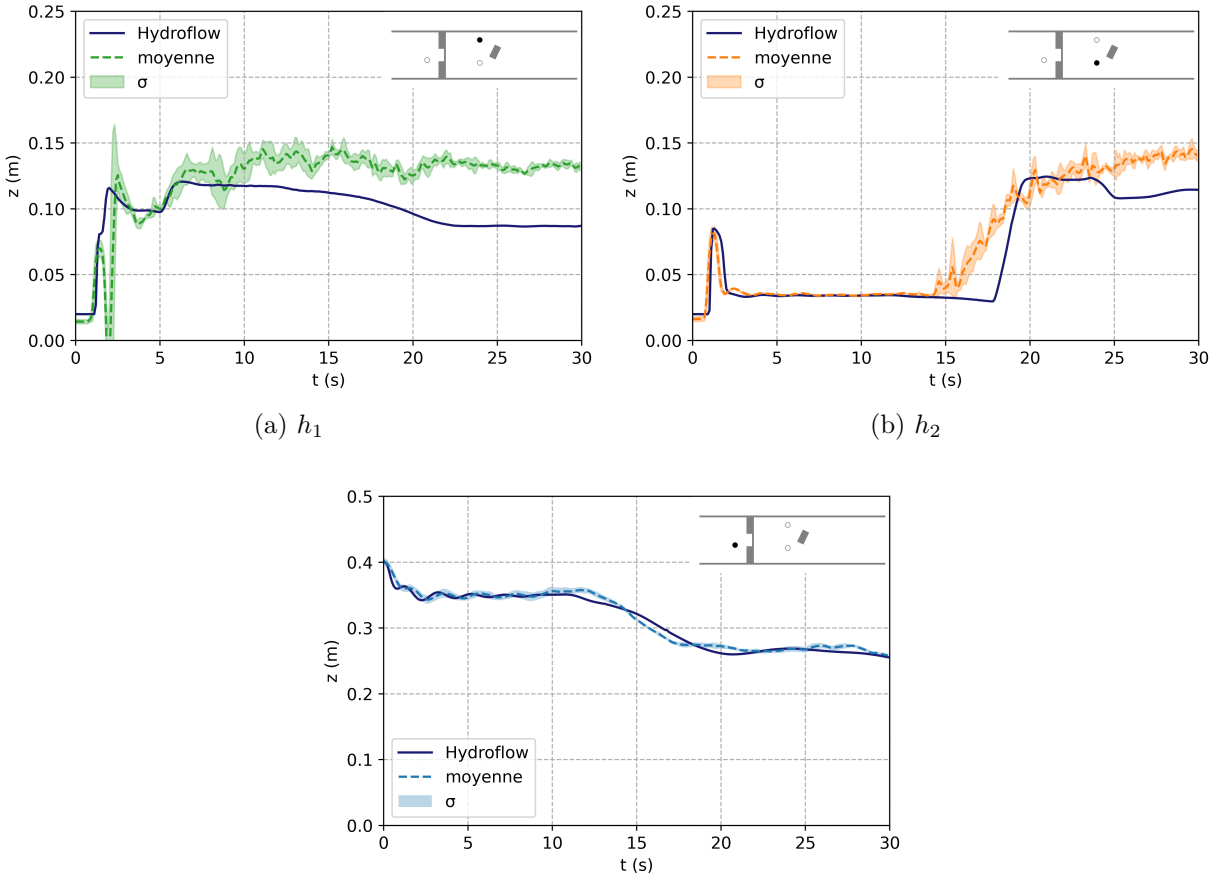
3.1 Hauteurs d'eau et vitesses aux jauges

La Figure 4.11 montre la comparaison entre les hauteurs d'eau mesurées expérimentalement et celles issues du modèle numérique. La première constatation est que les courbes issues de Hydroflow ne présentent aucune oscillation et sont d'apparence lisses. Cette constatation reste valide pour les autres graphes issus de Hydroflow. En effet, le logiciel résout les équations de Saint-Venant 2D et ne permet donc pas de modéliser des effets 3D tels que les éclaboussures. De ce fait, les phénomènes de turbulence sont mal reproduits. Étant donné que c'est la sonde 3 qui subit le moins d'effets de turbulence, c'est celle pour laquelle Hydroflow est le plus fidèle. Effectivement, les deux courbes sur la Figure 4.11c sont très proches. Pour la jauge 1 par contre, les courbes suivent la même tendance mais Hydroflow sous estime la hauteur d'eau dès que la sonde se retrouve dans des remous. Enfin, pour la jauge 2, le pic de hauteur d'eau ainsi que la phase stable sont bien reproduits. Le ressaut hydraulique quant à lui est modélisé de manière beaucoup plus verticale dans Hydroflow. Par la suite, lorsque les phénomènes de turbulence sont forts présents, le modèle numérique sous-estime la hauteur d'eau. Ces deux dernières observations sont des conséquences directes du fait que le modèle Hydroflow ne considère pas les effets 3D.

La comparaison des vitesses se trouve sur la Figure 4.12. Dans le modèle numérique, la vitesse correspond à la valeur moyenne sur le profil et est considérée comme constante sur toute la hauteur d'eau. Au laboratoire par contre, la vitesse mesurée correspond à celle au niveau du plan des électrodes de la sonde. Cependant, sachant que la hauteur d'eau est assez fine, la vitesse mesurée peut être approximée comme la vitesse moyenne.

Pour la première sonde, les composantes en x de la vitesse issues des deux méthodes suivent la même tendance. Par contre, pour la composante en y, Hydroflow la considère négative directement après l'impact. Cette différence notable pourrait s'expliquer par le fait que la sonde se situe déjà dans des remous dus aux ressauts hydrauliques obliques formés contre les parois. De ce fait, le profil de hauteur d'eau pourrait être assez variable sur toute la hauteur. Ainsi, la vitesse mesurée réellement au plan des électrodes ne coïncide peut être pas bien avec la vitesse moyenne sur toute la hauteur d'eau issue de Hydroflow.

Pour la sonde 2, les commentaires rejoignent ceux faits pour la hauteur d'eau à cette jauge. En effet, les courbes sont très proches voire confondues jusqu'au moment où le ressaut hydraulique a atteint la jauge. Par la suite, les vitesses sont alors sous-évaluées. Cela s'explique de nouveau par les phénomènes 3D qui ne sont pas considérés par le modèle numérique. De plus, on peut rajouter que les vitesses très proches pendant la phase stable sont dues aussi au fait que la hauteur d'eau est très faible à ce moment là. De ce fait, l'approximation de la vitesse en un point comme étant la vitesse moyenne est d'autant plus vraie et précise.

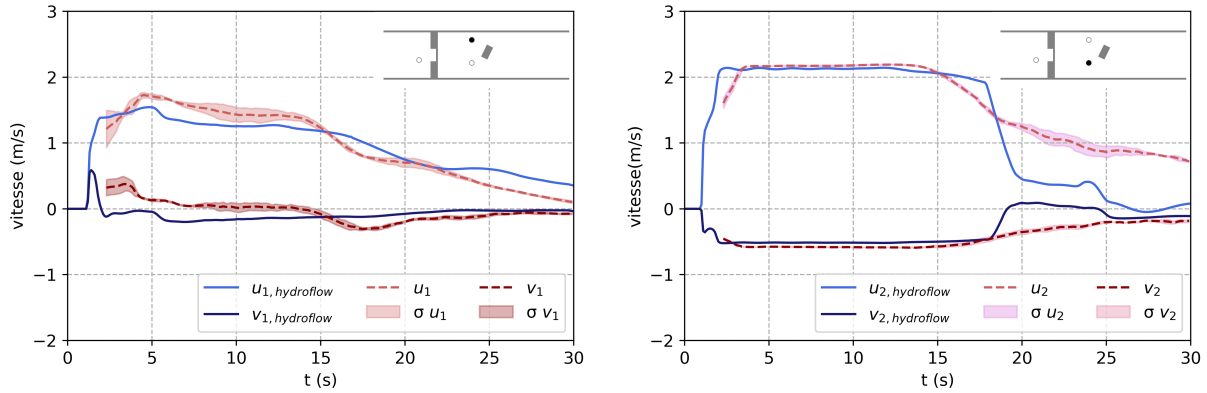


(a) h_1

(b) h_2

(c) h_3

FIGURE 4.11 – Évolution de la hauteur d'eau en fonction du temps - Comparaison avec Hydroflow.



(a) Sonde 1.

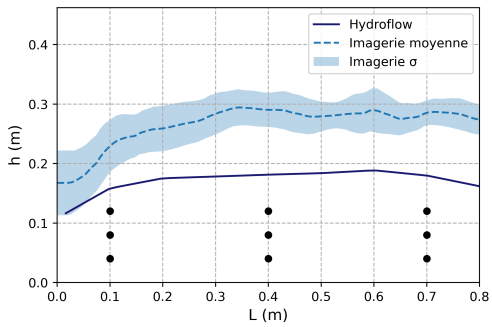
(b) Sonde 2.

FIGURE 4.12 – Évolution de la vitesse en fonction du temps - Comparaison avec Hydroflow.

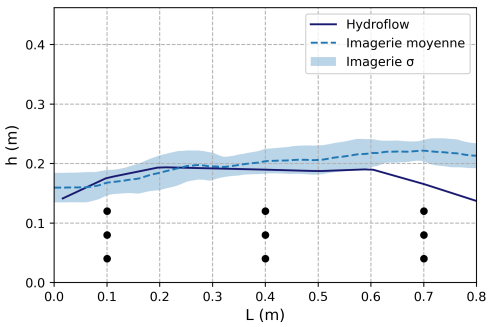
3.2 Profils de hauteur d'eau sur la face avant de la boîte

Les profils de hauteur d'eau sur la face avant de la boîte obtenus grâce aux techniques d'imagerie peuvent être comparés aux résultats issus de Hydroflow. Les Figure 4.13 et 4.14 présentent la comparaison pour les temps $t = 0, 5, 10, 15, 20$ et 25 s.

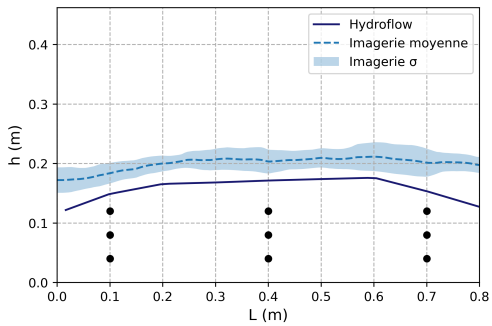
Globalement, la courbe réelle est plus droite que la courbe issue de Hydroflow. En effet, la diminution de la hauteur d'eau au niveau des bords de la boîte est légèrement présente sur les mesures réelles et nettement plus marquée sur les résultats Hydroflow. Comme expliqué dans les sections précédentes, Hydroflow ne permet pas de considérer les effets 3D. De ce fait, les remous et éclaboussures ne sont pas pris en considération. Dès lors, Hydroflow sous-estime la hauteur d'eau sur la boîte. Néanmoins, au plus le temps avance, au plus les effets 3D au niveau de la boîte s'atténuent et donc au plus la courbe réelle se rapproche de celle de Hydroflow.



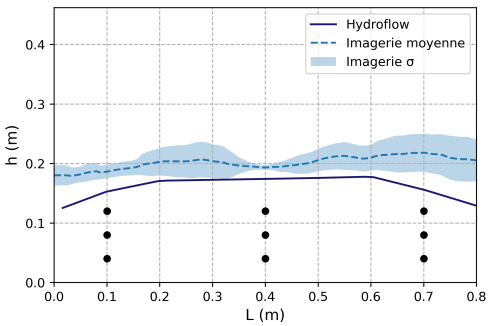
(a) Temps : 2 s.



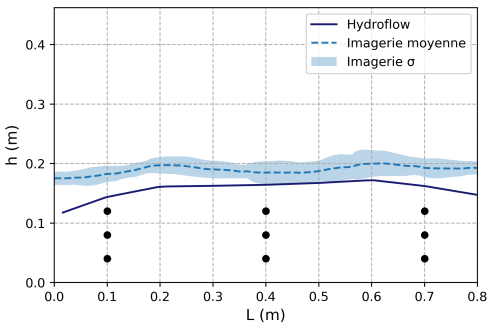
(b) Temps : 3 s.



(c) Temps : 5 s.

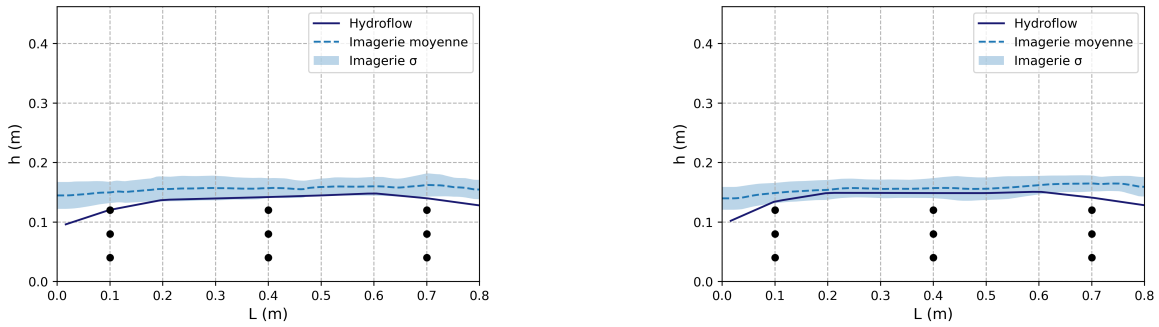


(d) Temps : 10 s.



(e) Temps : 15 s.

FIGURE 4.13 – Profil de hauteur d'eau sur la face avant de la boîte - Comparaison avec Hydroflow.



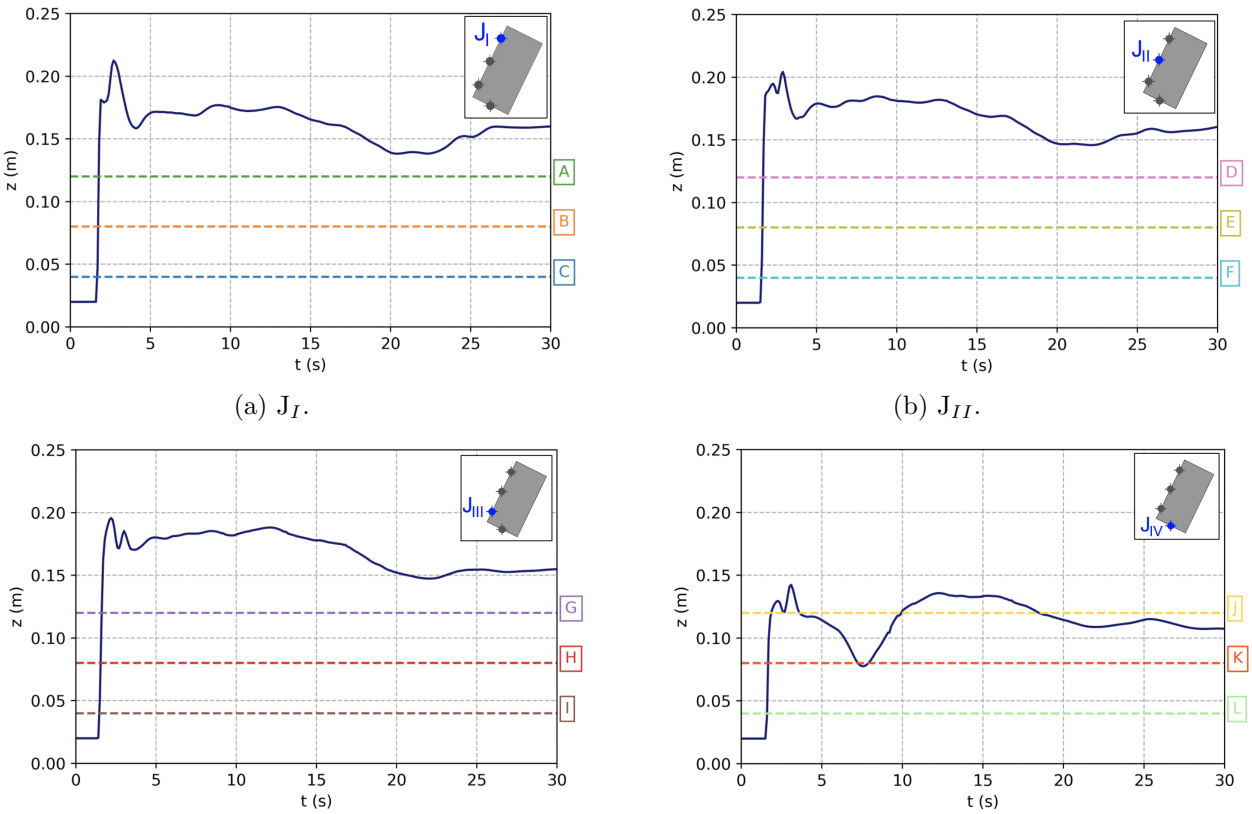
(a) Temps : 20 s.

(b) Temps : 25 s.

FIGURE 4.14 – Profil de hauteur d'eau sur la face avant de la boîte - Comparaison avec Hydroflow.

3.3 Hauteurs d'eau au droit des pipettes

Des jauges ont été placées dans le maillage Hydroflow afin de définir les hauteurs d'eau au droit des pipettes. Les positions de ces dernières ont été présentées sur la Figure 4.3 et dans le Tableau 4.1. Les profils de hauteur d'eau obtenus au droit de chaque colonne de pipettes est présenté sur la Figure 4.15.



(a) J_I.

(b) J_{II}.

(c) J_{III}.

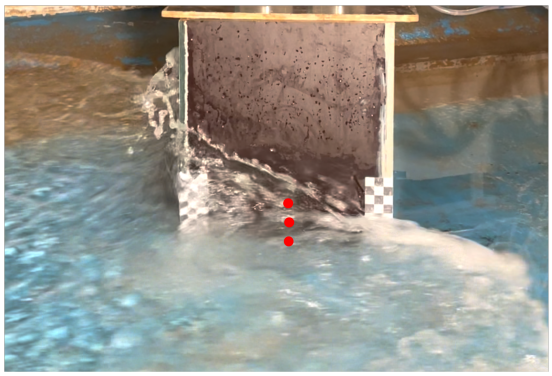
(d) J_{IV}.

FIGURE 4.15 – Évolution de la hauteur d'eau au droit des pipettes - Hydroflow.

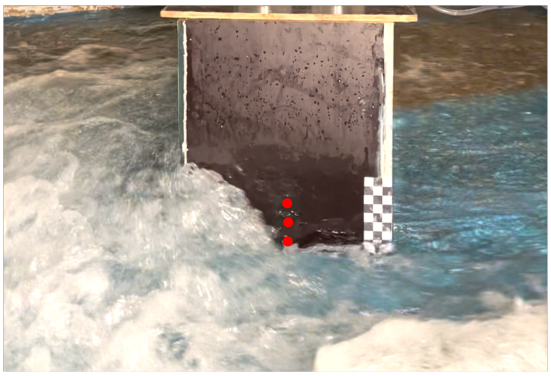
Concernant les colonnes de pipettes situées sur la face avant du bâtiment, on peut remarquer que la courbe de hauteur d'eau issue de Hydroflow suit la même tendance que les graphes de pressions en ces points là (voir Figure 3.35). Cela confirme de nouveau le fait que la composante hydrostatique de la pression est prédominante. Les graphes de hauteur d'eau montrent également que les neuf pipettes sont submergées pendant la totalité de l'expérience. Cette observation est cohérente avec les profils de hauteur d'eau capturés par les techniques d'imagerie.

Par contre, pour la face située sur le côté de la boîte, une analyse plus critique peut être réalisée. Sur la Figure 4.15d, on voit que la hauteur d'eau ne dépasse la hauteur de la pipette J qu'au moment de l'impact et légèrement entre 10 et 17 secondes. Cependant, sur le graphe des pressions aux pipettes concernées (Figure 3.35d), la pipette J présente une pression oscillant autour de 0 pendant toute la durée de l'expérience, hormis au moment de l'impact. Si le profil de hauteur d'eau proposé par Hydroflow est le même dans la réalité, une pression un peu plus importante serait tout de même observée à la pipette J entre 10 et 17 secondes. Dès lors, il est intéressant d'analyser à l'aide d'une caméra la hauteur d'eau réelle sur la boîte. Cette analyse est présentée dans le paragraphe suivant.

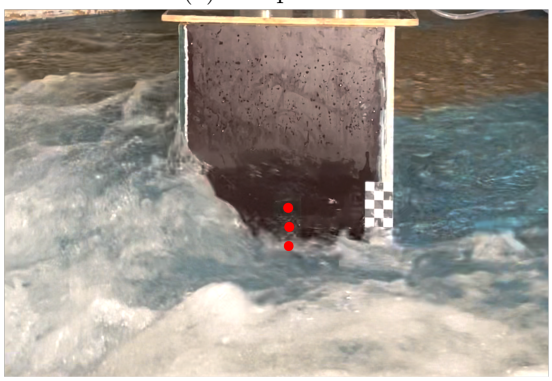
La Figure 4.16 présente les hauteurs d'eau sur la face du côté de la boîte pour certain temps. Sur ces images, les points rouges représentent les trois pipettes nommées de haut en bas, J, K et L. La Figure 4.16a correspond au moment où le pic de pression est observé. La seconde image (Figure 4.16b), illustrant le temps $t = 8$ s, présente le moment où les pipettes se trouvent dans un "creux" et où la hauteur d'eau observée au droit des pipettes chute considérablement. Elle atteint même une hauteur inférieure à celle de la pipette L c'est-à-dire sous le 4 cm de haut, contre 8 cm de haut d'après les résultats de Hydroflow. Ensuite, la Figure 4.16c et Figure 4.16d montrent deux temps très proches. A ce moment là de l'expérience, beaucoup d'éclaboussures sont présentes et le niveau d'eau oscille autour de la pipette K. D'après la simulation numérique, la hauteur d'eau entre 10 et 17 secondes devrait être supérieure à 12 cm, ce qui n'est donc pas le cas dans la réalité. Finalement, 30 secondes après l'ouverture de la porte (Figure 4.16e), la hauteur d'eau vaut entre 4 et 8 cm contre une dizaine de centimètres dans la simulation. L'ensemble de ces illustrations permettent donc d'affirmer que le logiciel Hydroflow surévalue les hauteurs d'eau sur cette face de la boîte. Cela est dû au fait que le logiciel intègre les équations de Saint-Venant 2D et ne permet donc pas de reproduire correctement les effets 3D.



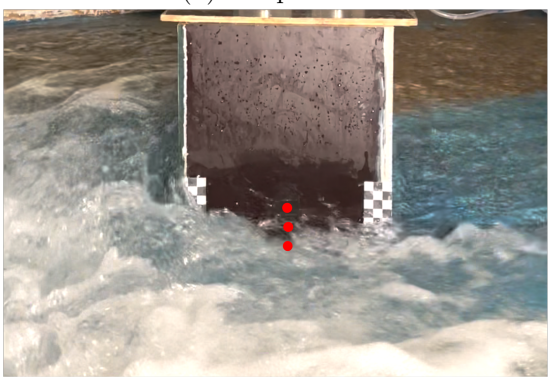
(a) Temps : 2 s.



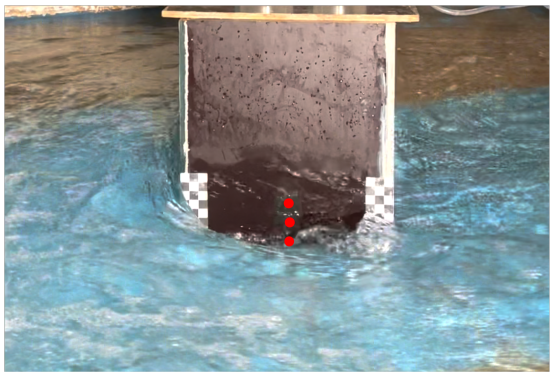
(b) Temps : 8 s.



(c) Temps : 14 s.



(d) Temps : 14.5 s.



(e) Temps : 30 s.

FIGURE 4.16 – Évolution de la hauteur d'eau sur la face du côté de la boîte

4 Conclusion

Afin de clore ce chapitre, il est nécessaire de tirer des conclusions suite aux remarques précédentes. L'analyse de l'écoulement présentée à la Section 2 a permis de valider les phénomènes globaux survenant durant l'écoulement. Ensuite, les résultats des simulations numériques analysés à la Section 3 se sont révélés satisfaisants. Cependant, ils ont mis en évidence quelques limites quant à la reproduction de phénomènes 3D. Néanmoins, il a été décidé que pour une première analyse des forces et pressions, les résultats des simulations numériques sont exploitables. Dès lors, le chapitre suivant se concentre sur la quantification des efforts.

Chapitre 5

Étude des pressions et des forces

Dès à présent, il est temps d'appliquer les connaissances présentées dans le Chapitre 1 aux résultats expérimentaux et numériques. Pour commencer, des calculs des différentes composantes de la pression au droit des pipettes sont réalisés. Ensuite, des formules, notamment issues des normes ou de recherches bibliographiques, permettent de calculer les forces agissant sur le bâtiment expérimental.

Les formules principales utilisées dans ce chapitre sont rappelées ci-dessous :

Formule tirée de l'Equation (1.2) :

$$p_{\text{stat}} = \gamma_w h \tag{5.1}$$

où p_{stat} est la pression hydrostatique due à l'eau au repos (Pa), $\gamma_w = 9.81$ kN/m^3 est le poids volumique de l'eau et h (m) est la hauteur d'eau.

Formule tirée de l'Equation (1.6) :

$$p_{\text{dyn}} = C_D \rho_w \frac{V^2}{2} \tag{5.2}$$

où p_{dyn} est la pression hydrodynamique due à la vitesse de l'écoulement (Pa), C_D (/) est le coefficient de traînée, $\rho_w = 1000$ kg/m^3 est la masse volumique de l'eau, V (m/s) est la vitesse de l'écoulement perpendiculaire à la paroi.

Formule tirée de l'Equation (1.1) :

$$F_{\text{stat}} = \gamma_w h \left(\frac{Lh}{2} \right) \tag{5.3}$$

où F_{stat} est la force hydrostatique due à l'eau au repos (N), $\gamma_w = 9.81$ kN/m^3 est le poids volumique de l'eau, h (m) est la hauteur d'eau et L (m) est la longueur d'intégration.

Formule tirée de l'Equation (1.5) :

$$F_{\text{dyn}} = C_D \rho_w \frac{V^2}{2}(Lh) \tag{5.4}$$

où F_{dyn} est la force hydrodynamique due à la vitesse de l'écoulement (N), ρ = 1000 kg/m^3 est la masse volumique de l'eau, V (m/s) est la vitesse de l'écoulement perpendiculaire à la paroi au droit des pipettes considérées, h (m) est la hauteur d'eau et L (m) est la longueur d'intégration.

Formule tirée de l'Equation (1.36) :

$$F_{\text{dyn}} = \alpha \rho V^2 (Lh) \tag{5.5}$$

où F_{dyn} est la force hydrodynamique due à la vitesse de l'écoulement (N), ρ = 1000 kg/m^3 est la masse volumique de l'eau, V (m/s) est la vitesse de l'écoulement perpendiculaire à la paroi au droit des pipettes considérées, h (m) est la hauteur d'eau, L (m) est la longueur d'intégration et α est un paramètre (/).

1 Calcul des pressions au droit des pipettes

Précédemment, les graphes de la pression mesurée au droit des pipettes ont été présentés. De plus, grâce aux techniques d'imagerie, les hauteurs d'eau au droit des pipettes pour certains temps sont également connues. Dès lors, il est possible de calculer la composante hydrostatique de la pression en chaque pipette. Le calcul est présenté ci-dessous.

La pression hydrostatique est calculée avec l'Equation (5.1). Pour le cas de la boîte, le terme Δh est introduit et vaut la différence entre la hauteur d'eau au droit d'une pipette et la hauteur de la pipette en question. La Figure 5.1 illustre les différents termes pour le cas de la pipette A. L'expression de la pression hydrostatique à une certaine pipette i vaut donc :

$$p_{stat,i} = \gamma_w \Delta h_i = \gamma_w (h - h_{pip,i}) \tag{5.6}$$

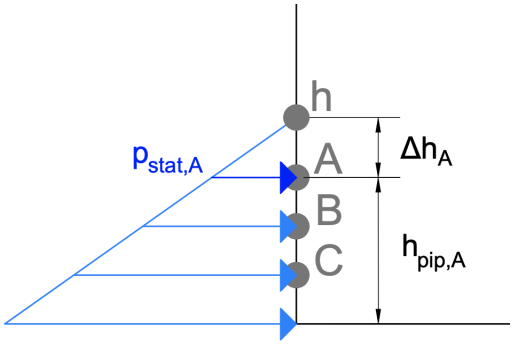


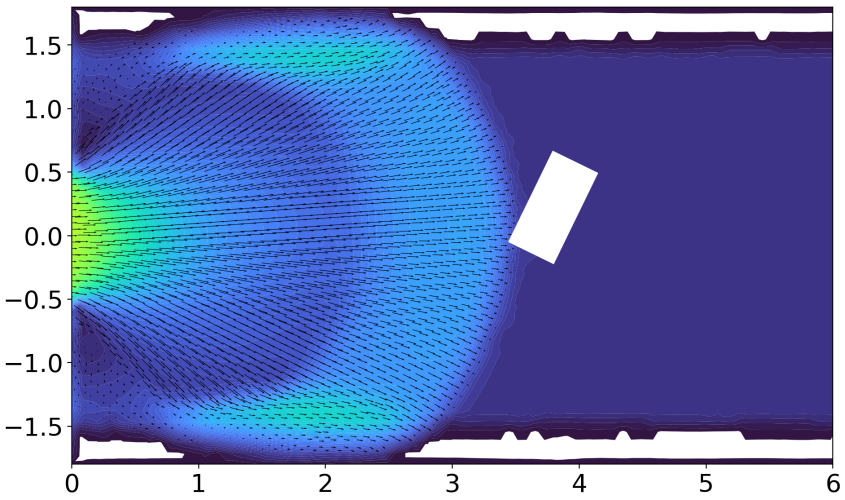
FIGURE 5.1 – Calcul de la pression hydrostatique au droit d'une pipette - Exemple pour la pipette A.

De ce fait, sachant que la pression mesurée expérimentalement est la pression totale, donc la somme de la composante hydrostatique et de la composante hydrodynamique, la pression

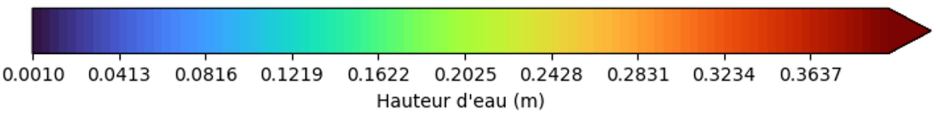
hydrodynamique se calcule comme suit :

$$p_{dyn,i} = p_{tot,i} - p_{stat,i} \tag{5.7}$$

Les Figures 5.3 et 5.4 présentent pour chaque pipette la pression hydrostatique calculée, la pression hydrodynamique calculée et la pression totale mesurée. De manière générale, les points correspondants à la pression hydrostatique sont bien alignés avec les courbes de pression expérimentales, hormis au moment de l'impact. Ainsi, la composante hydrostatique de la pression est prédominante, sauf lors de l'impact. Pour toutes les pipettes, une pression hydrodynamique négative peut être observée au moment de l'impact ($t = 2$ s). Ce pic est moins important pour les pipettes A, B et C que pour les autres pipettes. Juste après, en $t = 3$ s et $t = 5$ s, les pipettes A, B, et C présentent des légères pressions hydrodynamiques positives. Pour les autres pipettes par contre, seulement des pressions hydrodynamiques négatives peuvent être observées.



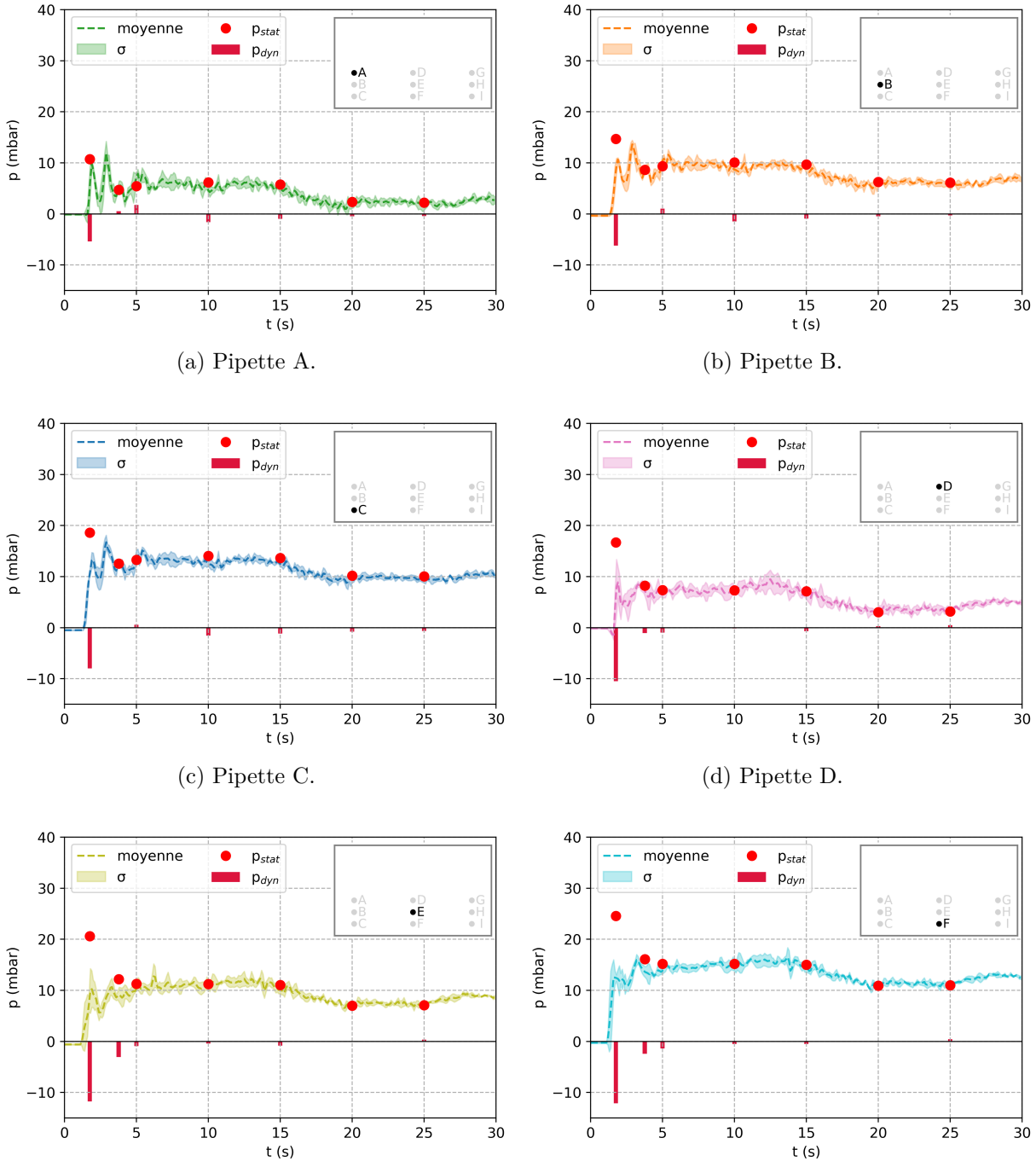
(a) Temps : 1.9 s



(b) Légende.

FIGURE 5.2 – Évolution de la vitesse.

Ces observations de pressions hydrodynamiques négatives à l'impact sont surprenantes. En effet, au moment de l'impact, les vitesses sont dirigées vers la face avant du bâtiment. Ceci est illustré sur la Figure 5.2 présentant les vitesses au temps précédant l'impact ($t = 1.9$ s). Sachant que la pression hydrodynamique peut être calculée grâce à l'Equation (5.2), des vitesses positives devraient engendrer une pression hydrodynamique positive. Dans le cas actuel, vu que la pression hydrodynamique est calculée avec l'Equation (5.7), sa valeur négative peut venir d'une surestimation de la pression hydrostatique. En effet, le filet d'eau sur la boîte au moment de l'impact est extrêmement fin, comme présenté préalablement sur la Figure 4.8a. Cependant, cette éclaboussure provoque une hauteur d'eau très élevée perçue par les techniques d'imagerie. Dès lors, sachant que la pression hydrostatique est considérée sur toute la hauteur d'eau, elle pourrait être surestimée.



(a) Pipette A.

(b) Pipette B.

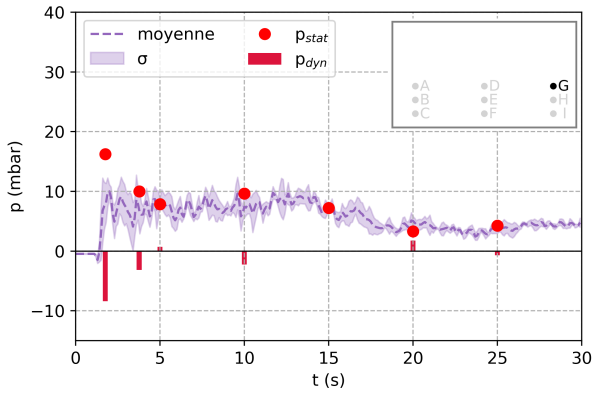
(c) Pipette C.

(d) Pipette D.

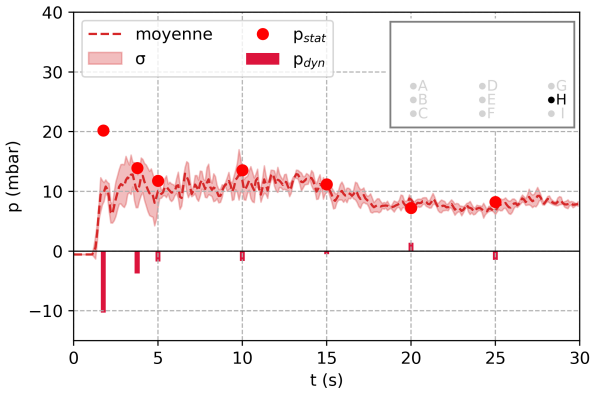
(e) Pipette E.

(f) Pipette F.

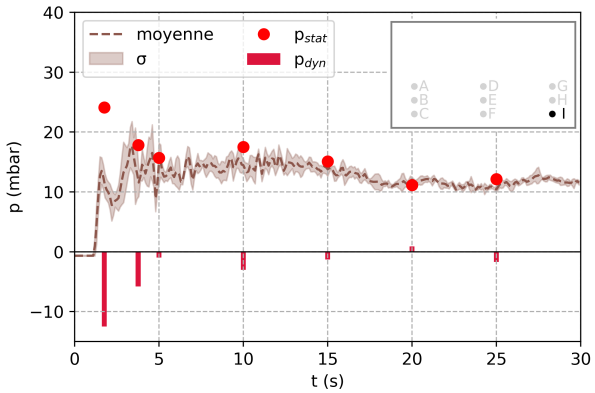
FIGURE 5.3 – Évolution de la pression au droit des pipettes.



(a) Pipette G.

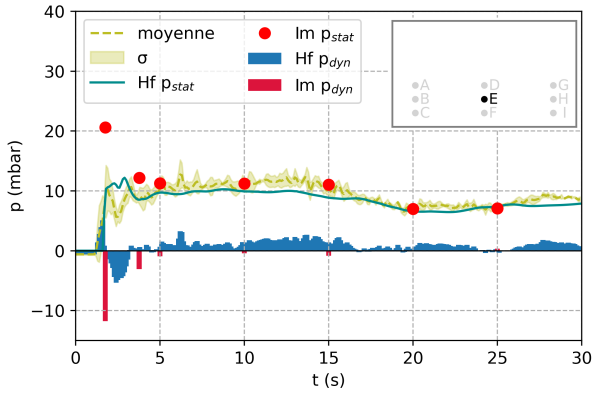


(b) Pipette H.

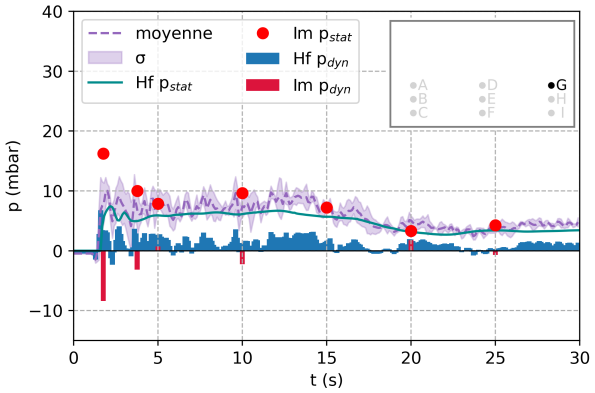


(c) Pipette I.

FIGURE 5.4 – Évolution de la pression au droit des pipettes.



(a) Pipette E.



(b) Pipette G.

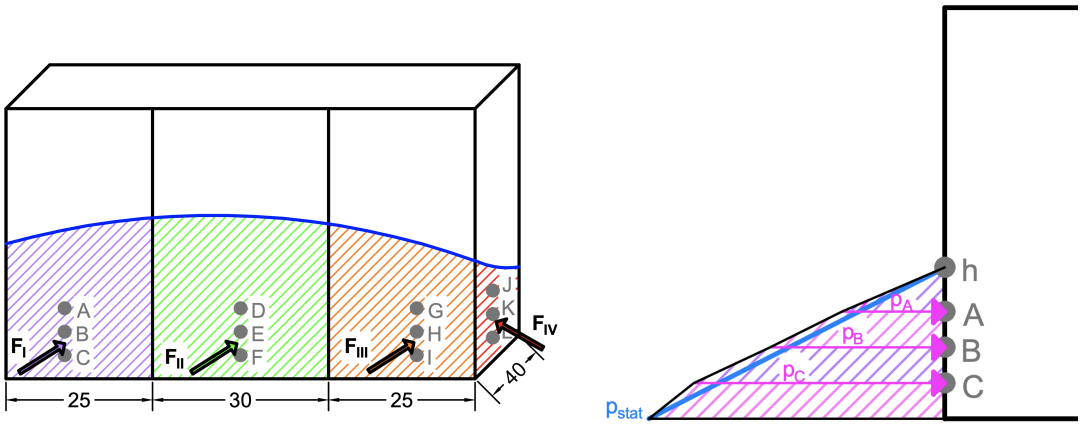
FIGURE 5.5 – Comparaison entre les pressions obtenues grâce aux hauteurs d'eau issues de Hydroflow ou des techniques d'imagerie.

Pour clôturer cette section, la démarche présentée ci-dessus peut également être appliquée avec les hauteurs d'eau issues de Hydroflow et non celles obtenues grâce aux techniques d'imagerie. Une comparaison est donc intéressante. La Figure 5.5 présente les différentes pressions calculées pour les pipettes E et G en particulier. Concernant les pressions hydrostatiques, les points rouges liés à l'imagerie se situent tous au dessus de la courbe de pression hydrostatique de Hydroflow. Mais encore, l'écart entre les deux diminue avec le temps qui s'écoule. Cette constatation est tout à fait cohérente avec les observations réalisées à la Section 3.2 du Chapitre 4. En effet, l'analyse des profils de hauteur d'eau sur la face avant de la boîte a montré que le modèle numérique sous-évaluait constamment la hauteur d'eau. Cette différence s'atténue avec le temps. De ce fait, la pression hydrostatique étant directement proportionnelle à la hauteur d'eau, la même tendance de rapprochement entre les mesures de pression est observée. Pour Hydroflow, la pression hydrostatique est donc la plupart du temps inférieure à la pression totale calculée. En conséquence, des pressions hydrodynamiques positives peuvent être observées. Il persiste donc des différences notables entre les valeurs des pressions issues des deux démarches différentes.

2 Calcul des forces

L'objectif de cette section est de quantifier les forces de pression agissant sur le bâtiment expérimental. D'une part, une méthode d'intégration permet de calculer les forces issues des pressions obtenues expérimentalement. D'autre part, des formules issues de normes et d'études scientifiques précédentes sont appliquées. Les équations utilisées ont été rappelées dans l'introduction de ce chapitre.

2.1 Méthode d'intégration



(a) Zones d'intégration.

(b) Intégration de la pression.

FIGURE 5.6 – Schéma d'intégration des forces de pression agissant sur la boîte.

La méthode d'intégration combine les pressions aux pipettes ainsi que les hauteurs d'eau issues de l'imagerie ou de Hydroflow. Pour commencer, la boîte a été divisée en quatre zones, chacune étant associée à une colonne de pipettes. Les calculs permettent ainsi de définir la force ponctuelle s'appliquant sur chaque zone. Les points d'application de ces forces sont également définis. La Figure 5.6a présente les quatre zones, et leurs largeurs respectives. Ces largeurs sont désormais nommées L (m). D'une part, la méthode d'intégration présentée permet de définir la force

expérimentale s'appliquant sur chacune des trois zones de la face avant de la boîte pour les temps $t = 5, 10, 15, 20$ et 25 s. D'autre part, elle permet, grâce aux hauteurs d'eau issues de Hydroflow, de définir l'évolution dans le temps des forces ponctuelles s'appliquant chacune sur une des 4 zones.

La Figure 5.6b présente les pressions considérées pour effectuer l'intégration. Le cas particulier des pipettes A, B et C est illustré. Cependant le développement suivant peut être appliqué aux pipettes D, E, F et G, H, I pareillement. Comme hypothèse, la pression au niveau du fond du canal a été supposée égale à la pression hydrostatique en ce point. Aux pipettes, ce sont les pressions mesurées expérimentalement qui sont considérées. Au sommet, un triangle est tracé entre la valeur de la pression à la pipette supérieure et la hauteur d'eau. Si pour certains temps, la hauteur d'eau est inférieure à 12 cm, le triangle est tracé directement après les deux trapèzes inférieurs. Le raisonnement est le même si la hauteur d'eau est inférieure à 8 ou 4 cm. La force ponctuelle vaut alors la surface totale hachurée sur la Figure 5.6b multipliée par la largeur d'intégration L. La formule est présentée à l'Equation (5.8) et peut être modifiée dans les cas particuliers où la hauteur d'eau est inférieure à 12 cm.

$$F = \left[\underbrace{\frac{(p_{stat} + p_C) \cdot 0.04}{2}}_{I_1} + \underbrace{\frac{(p_C + p_B) \cdot 0.04}{2}}_{I_2} + \underbrace{\frac{(p_B + p_A) \cdot 0.04}{2}}_{I_3} + \underbrace{\frac{p_A \cdot (h - 0.12)}{2}}_{I_4} \right] \cdot 10^2 \cdot L \quad (5.8)$$

avec F exprimée en (N), les pressions en (mbar) et la largeur d'intégration L en (m).

Concernant la composante en x du point d'application, chaque force est considérée comme s'appliquant au droit des pipettes considérées. Pour la hauteur de ce point d'application, exprimée en mètres, un calcul de centre de gravité est effectué. Dans le développement présenté ci-dessous, y_1, y_2, y_3 et y_4 représentent le centre de gravité de I_1, I_2, I_3 et I_4 respectivement.

$$y_1 = \frac{\left(0.02 \cdot p_C \cdot 0.04 + (p_{stat} - p_C) \cdot \frac{0.04^2}{3}\right) \cdot 10^2}{I_1} \quad (5.9)$$

$$y_2 = \frac{\left(0.02 \cdot p_B \cdot 0.04 + (p_C - p_B) \cdot \frac{0.04^2}{3}\right) \cdot 10^2}{I_2} + 0.04 \quad (5.10)$$

$$y_3 = \frac{\left(0.02 \cdot p_A \cdot 0.04 + (p_B - p_A) \cdot \frac{0.04^2}{3}\right) \cdot 10^2}{I_3} + 0.08 \quad (5.11)$$

$$y_4 = \frac{h - 0.12}{3} + 0.12 \quad (5.12)$$

Finalement, la hauteur du point d'application de la force F est calculée avec l'équation suivante :

$$y_F = \frac{y_1 \cdot I_1 + y_2 \cdot I_2 + y_3 \cdot I_3 + y_4 \cdot I_4}{I_1 + I_2 + I_3 + I_4} \quad (5.13)$$

Les graphes de F et y_F pour les différentes zones du bâtiment sont présentés aux Figures 5.7 et 5.8 respectivement. Ils sont commentés à la fin de la section suivante.

2.2 Méthode des normes

La deuxième méthode utilisée pour calculer les forces agissant sur le bâtiment est celle présentée dans les normes américaines [FEMA, 2012] et australiennes [Hawkesbury-Nepean Floodplain Management Steering Committee, 2006]. Ces dernières ont été présentées dans la Section 1 du Chapitre 1. Pour leur application, uniquement des données issues du modèle numérique sont utilisées. Comme pour la méthode d'intégration, le bâtiment est divisé en quatre zones.

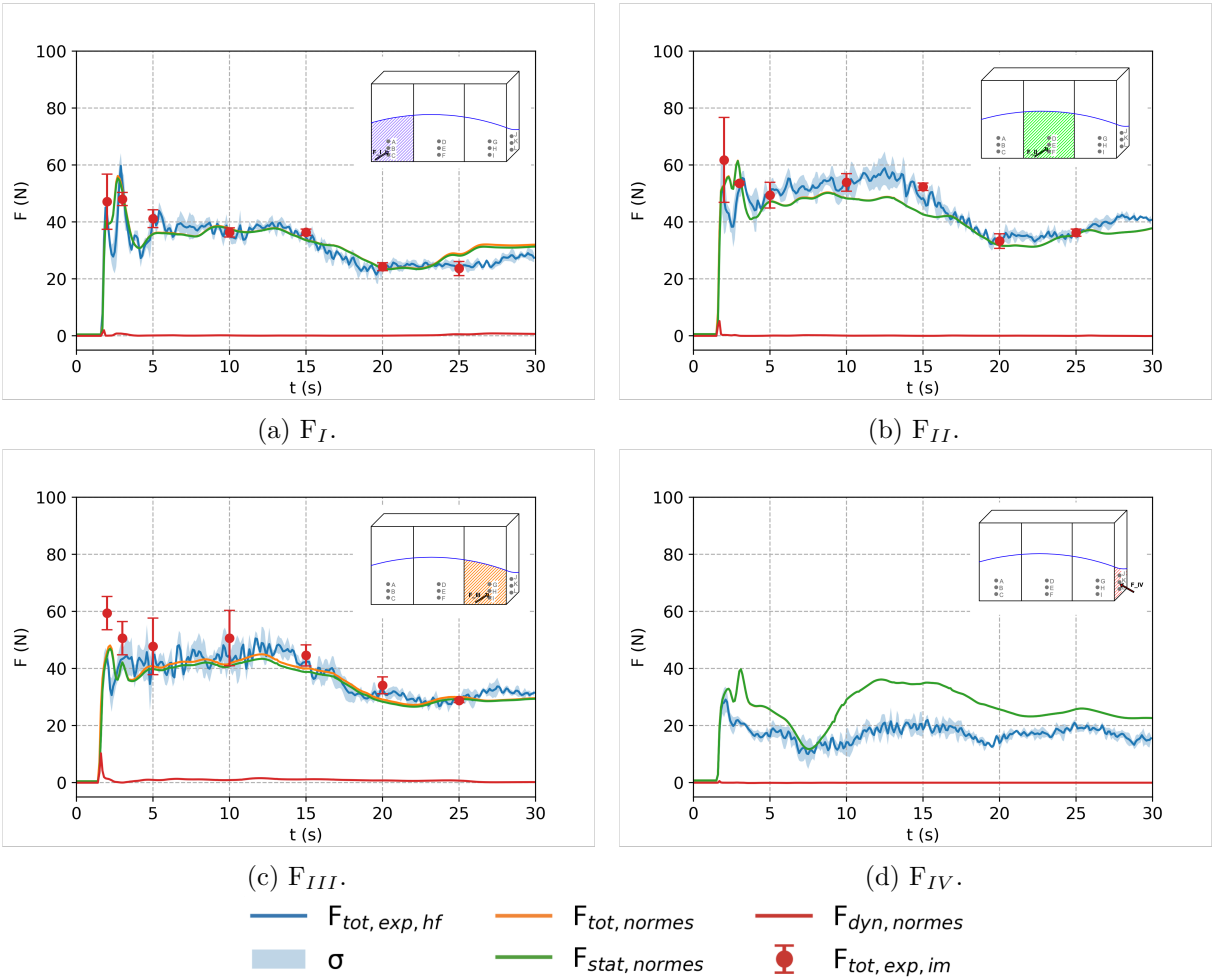
Tout d'abord, la force hydrostatique est calculée avec l'Equation (5.3). Ensuite, la charge hydrodynamique est calculée avec l'Equation (5.4). Dans cette formule, le coefficient de traînée C_D (/) mérite d'être explicité. Dans le cas considéré, la face est rectangulaire et le rapport largeur/hauteur vaut $80/46 = 1.74$. Selon le Tableau 1.1 défini par [FEMA, 2012], pour un rapport b/H entre 1 et 12, le coefficient de traînée vaut 1.25. C'est cette dernière valeur qui est donc considérée. Finalement, la force totale calculée, exprimée en (N), vaut la somme des composantes hydrostatiques et hydrodynamiques :

$$F_{tot} = F_{stat} + F_{dyn} \tag{5.14}$$

La Figure 5.7 présente les forces issues de la méthode d'intégration ainsi que celles calculées grâce aux formules des normes. Dans la légende, l'indice "hf" signifie que les hauteurs d'eau proviennent de Hydroflow, tandis que l'indice "im" signifie qu'elles proviennent des techniques d'imagerie.

Tout d'abord, on peut remarquer que les valeurs de la force totale calculée des deux différentes façons sont fort proches. Concernant les forces issues de la démarche d'intégration, l'écart type est fort important au moment de l'impact, et diminue par la suite. Cette constatation est logique vu que les profils de hauteur d'eau issus des techniques d'imagerie présentent un fort écart type pour les temps $t = 2$ s et $t = 3$ s. De même, c'est pour les pipettes G, H et I que les variations autour de la force moyenne sont les plus importantes aux temps $t = 5$ et 10 s. Ces observations sont présentées préalablement dans la Section 4.3 du Chapitre 3. D'un point de vue global, la courbe de force totale présente la même allure que les courbes de pression. Cette forme correspond à un double pic au moment de l'impact, puis un plateau jusqu'à $t = 15$ s environ et ensuite une diminution tendant vers une valeur constante. La valeur de force totale maximale au moment de l'impact vaut 62 N et s'applique sur la zone du milieu de la boîte. Lorsque l'écoulement atteint son état quasi-permanent, les zones de droite et de gauche de la face avant du bâtiment tendent vers une valeur de force de 30 N, contre 40 N pour la partie centrale. Cependant, cette valeur plus importante est clairement influencée par la longueur d'intégration plus importante pour cette zone là.

Concernant la force hydrodynamique calculée par les formules des normes, elle est presque nulle hormis au moment de l'impact, où elle atteint une valeur d'environ 10 N. De plus, elle est plus marquée à la zone située sur la côté droit de la face avant. Dû à cette faible valeur, la composante hydrostatique de la force est clairement dominante, et les courbes de forces hydrostatiques et totales sont presque confondues. Ces forces hydrodynamiques faibles proviennent directement du fait que les vitesses au droit de la paroi sont fort faibles. En effet, la Figure 4.10 présentée préalablement illustre les vitesses issues de la simulation numérique. Cette image montrant deux temps suivant l'impact, laisse clairement apercevoir des vitesses extrêmement faibles au niveau de la paroi. Il faut tout de même garder un esprit critique quant aux valeurs de ces vitesses car elles se situent dans la partie de l'écoulement subissant d'importants phénomènes de turbulence. Ainsi, sachant que Hydroflow ne reproduit pas bien ces phénomènes, les vitesses illustrées sont peut être sous-estimées, sur-estimées ou mal orientées.



(a) F_I.

(b) F_{II}.

(c) F_{III}.

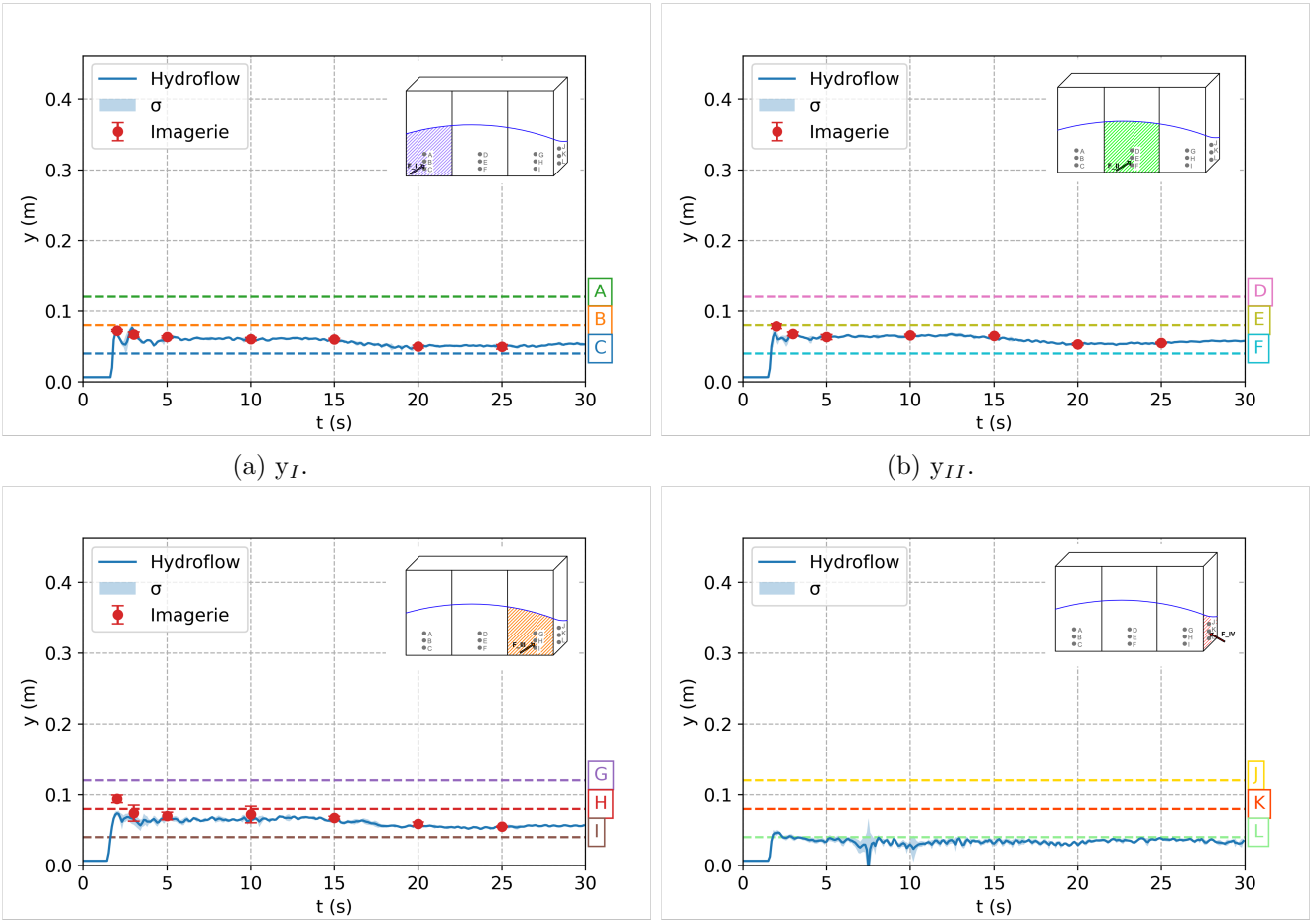
(d) F_{IV}.

(e) Légende.

FIGURE 5.7 – Évolution des forces en fonction du temps.

Sur la face du côté du bâtiment, les courbes de force hydrostatique et totale issues des normes sont clairement supérieures à la force obtenue via la démarche d'intégration. Cette grande différence de valeurs peut provenir du fait que Hydroflow surestime considérablement les hauteurs d'eau sur cette paroi là, et que les valeurs des normes ne sont issues que de ces mesures là. La force hydrodynamique quant à elle présente un pic très faible comparé aux zones de la face avant. Cela provient notamment du fait que cette paroi n'est pas orientée face à l'écoulement.

Les graphes de l'élévation des points d'application des forces y_F pour les quatre zones du bâtiment sont présentés à la Figure 5.8. Les remarques concernant la hauteur des points d'application sont fortement liées aux observations réalisées sur les forces. Les points rouges issus de l'imagerie sont fort proches de la ligne bleue provenant de Hydroflow. Mais encore, les techniques d'imagerie engendrent des points d'application plus haut au moment de l'impact. Cet écart s'atténue par la suite. De manière générale, les points d'application sont tous situés entre les deux pipettes inférieures de chaque colonne, c'est-à-dire entre 4 et 8 cm de haut. Lors de l'impact, les forces s'appliquent légèrement plus haut que par la suite. Cela est lié à l'évolution de l'intensité des forces. En effet, lors de l'impact les forces sont plus importantes et leur point d'application est ainsi situé plus haut. Enfin, l'écart type pour les points d'application issus des techniques d'imagerie est très faible, voire nul.



(a) y_I. (b) y_{II}.

(c) y_{III}. (d) y_{IV}.

FIGURE 5.8 – Évolution du point d'application des forces en fonction du temps.

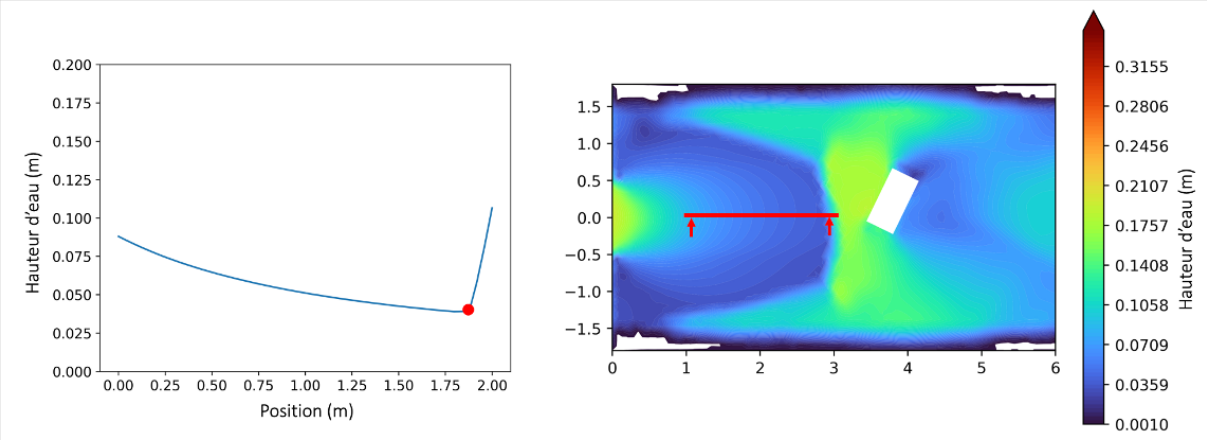
2.3 Méthode avec le coefficient α

Pour continuer, une méthode différente peut être utilisée pour calculer la composante hydrodynamique de la force. Pour ce faire, les formules explicitées par [Hien and Van Chien, 2021] et présentées dans la Section 3.5 du Chapitre 1 sont appliquées. Dans cette démarche, la composante hydrodynamique de la force (Equation (5.5)) dépend d'un paramètre α. D'une part, sa valeur dépendant du nombre de Froude et de la hauteur d'eau incidente est calculée. D'autre part, la valeur de ce paramètre α est prise égale à 0.5.

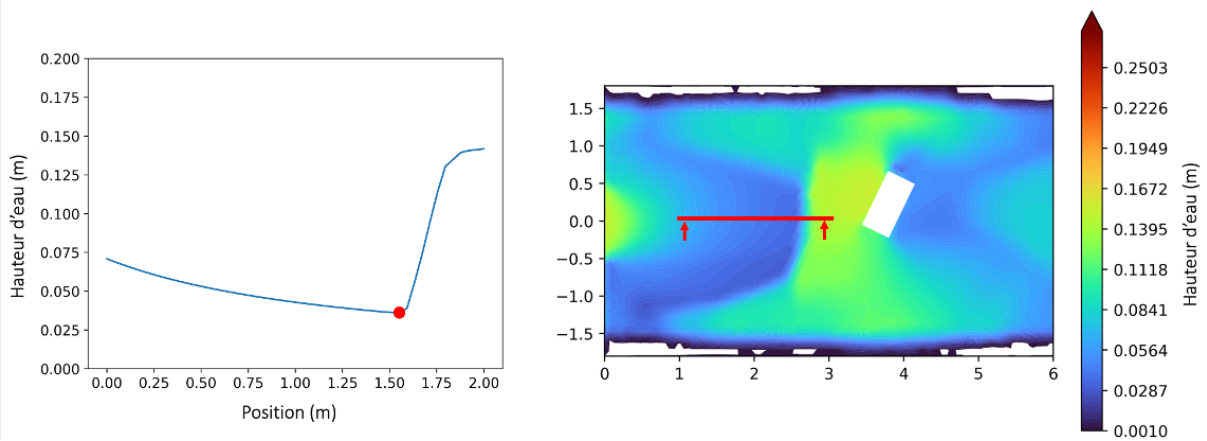
Dès lors, il faut s'intéresser au calcul du nombre de Froude et de la hauteur d'eau incidente. La Figure 1.17 présente la formation des ondes incidentes et réfléchies et indique la position où il faut calculer le nombre de Froude. Pour appliquer ceci au cas du canal, une coupe a été réalisée en $y = 0$ et x allant de 1 à 3 mètres. Le profil de hauteur d'eau le long de cette droite permet de définir le point précédant le ressaut, et où est donc calculé le nombre de Froude. La Figure 5.9 illustre cette méthode pour les temps $t = 12$ s et $t = 24$ s. Le nombre de Froude est alors calculé au point i, représenté par un point rouge sur les coupes.

$$Fr_i = \frac{u_i}{(gh_i)^{0.5}} \tag{5.15}$$

avec u_i la vitesse en ce point (m/s), g l'accélération gravitationnelle (m/s^2) et h_i la hauteur d'eau en ce point (m). Le graphe obtenu est présenté à la Figure 5.10.



(a) Temps : 12 s.



(b) Temps : 24 s.

FIGURE 5.9 – Détermination du nombre de Froude.

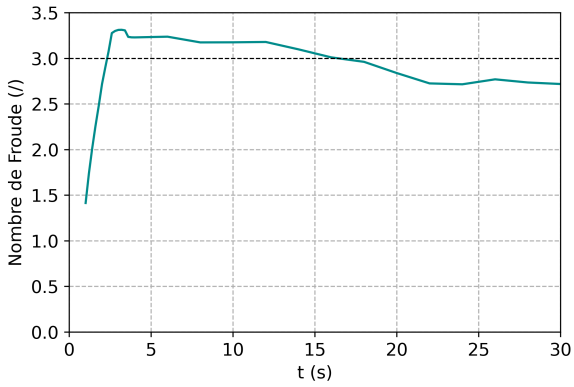
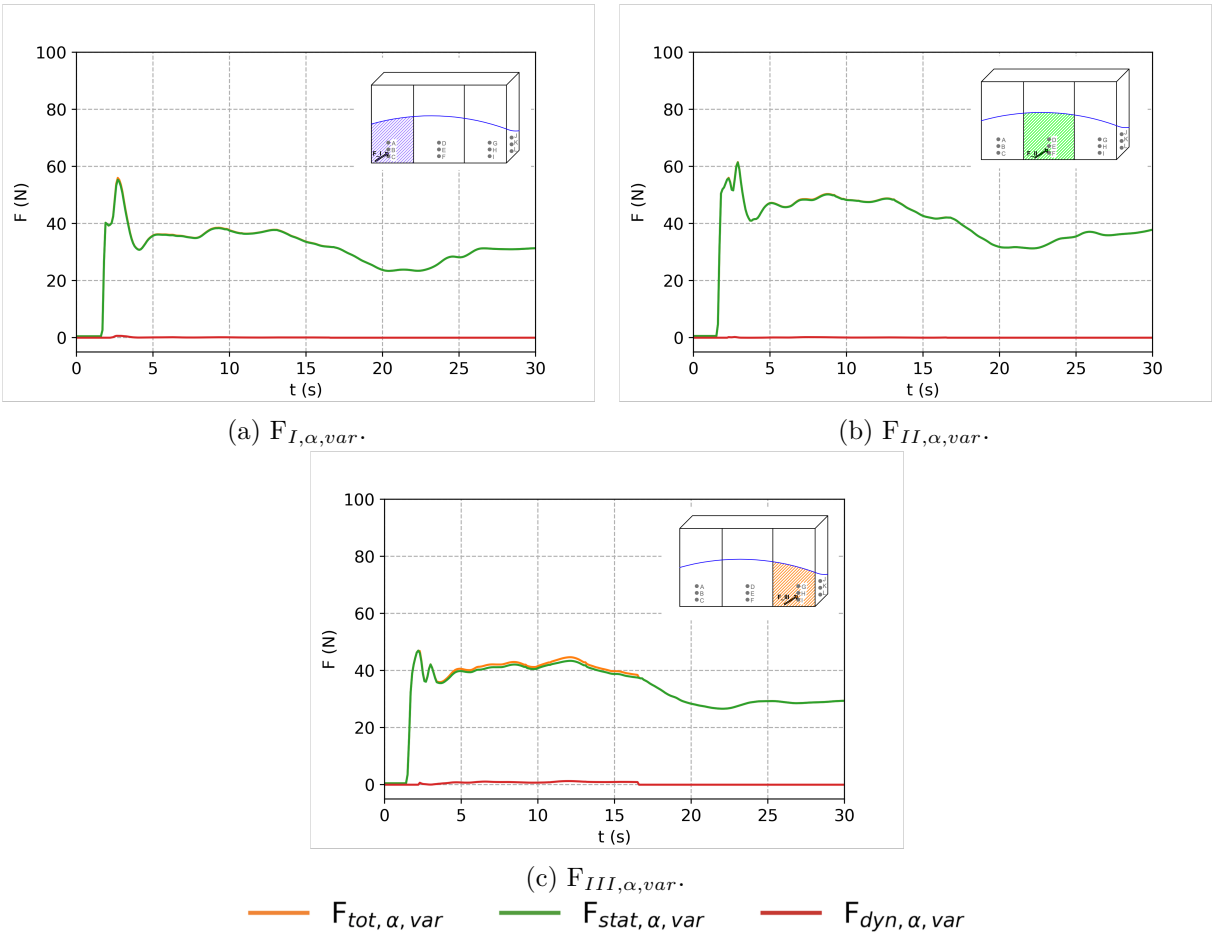


FIGURE 5.10 – Nombre de Froude en fonction du temps.

Dès lors, les Equations (1.37) peuvent être appliquées et permettent d'obtenir les valeurs suivantes pour le paramètre α :

$$\alpha = \begin{cases} 0.5 & \text{si } 2.4 \text{ s} \leq t \leq 16.5 \text{ s} \\ 0.0 & \text{sinon} \end{cases} \tag{5.16}$$

La composante hydrostatique de la force est à nouveau calculée avec l'Equation (5.3), tandis que l'Equation (5.5) permet de calculer la valeur de la composante hydrodynamique. La Figure 5.11 présente les forces obtenues avec la paramètre α variable. Les forces obtenues avec le paramètre α fixe (α=0.5), sont quant à elles présentées sur la Figure 5.12.



(a) $F_{I,\alpha,var}$.

(b) $F_{II,\alpha,var}$.

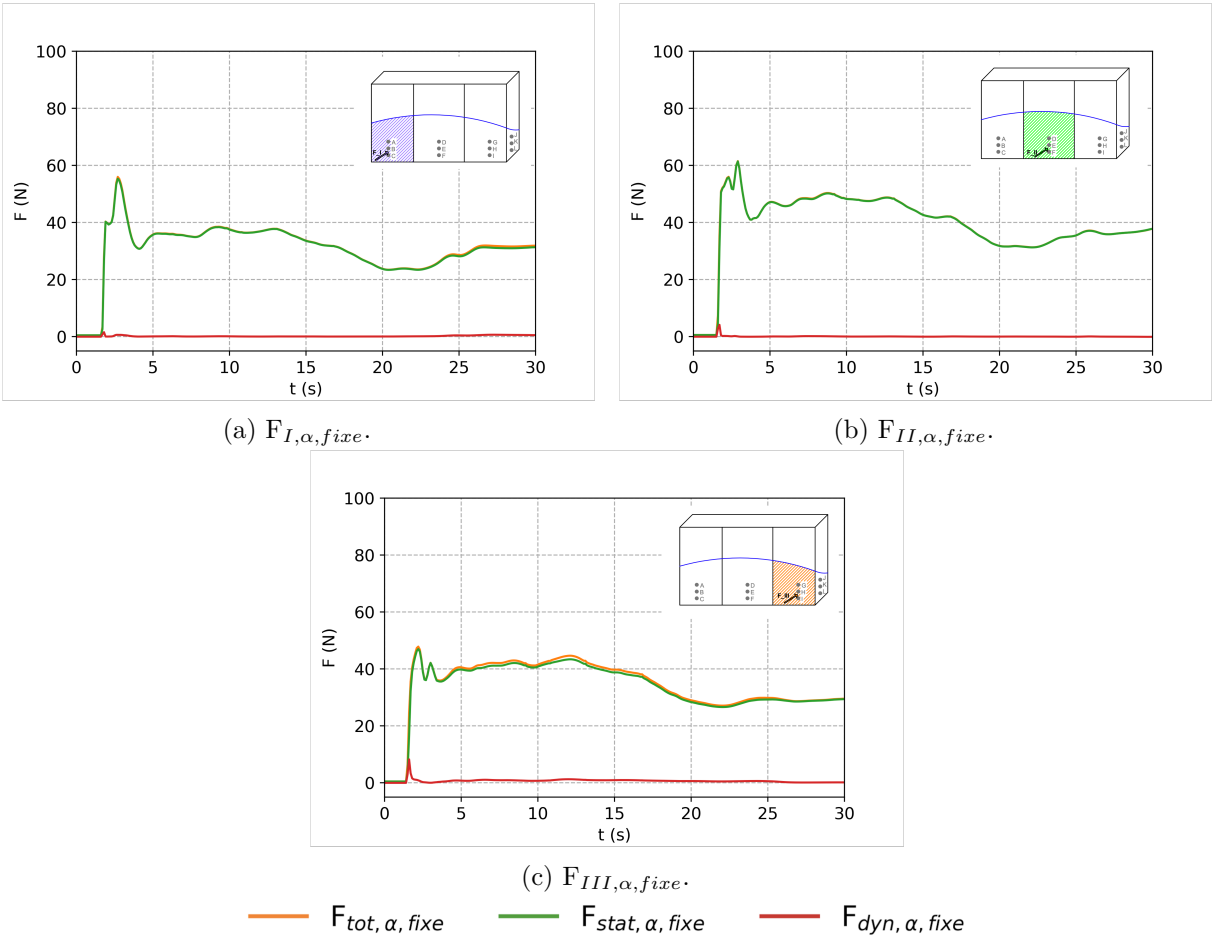
(c) $F_{III,\alpha,var}$.

(d) Légende.

FIGURE 5.11 – Évolution des forces en fonction du temps - Méthode avec le coefficient α variable.

Des observations peuvent être réalisées sur ces graphes. Pour les forces calculées avec le paramètre α variable, les courbes de pression hydrostatique et totale sont confondues la plupart du temps. Il y a tout de même un léger pic de pression hydrodynamique survenant au moment de l'impact. De plus, pour la zone III du bâtiment, durant l'intervalle de temps où le nombre de Froude est supérieur à 3, une pression hydrodynamique peut être observée. Finalement, de manière générale, les courbes de force totale présentent une forme ainsi que des valeurs de pic similaires à celles issues des formules des normes. En effet, pour la zone I la force maximale vaut un peu moins de 60 N, pour la partie centrale du bâtiment la force maximale vaut un peu plus de 60 N et enfin pour la partie droite la force d'impact vaut environ 45 N.

Le regard est maintenant tourné vers les graphes des forces obtenus en considérant le paramètre α fixe. A nouveau, les forces totales présentent une courbe extrêmement semblable à celles obtenues avec les formules des normes ou avec le paramètre α variable. Les valeurs sont également très similaires. La force hydrodynamique est quasi nulle, hormis au moment de l'impact. Ce pic de force hydrodynamique est plus marqué pour la zone des pipettes G, H et I. Pour cette zone là également, la force hydrodynamique n'est pas nulle jusqu'au moment où $t = 25$ s environ.



(a) $F_{I,\alpha,fixe}$.

(b) $F_{II,\alpha,fixe}$.

(c) $F_{III,\alpha,fixe}$.

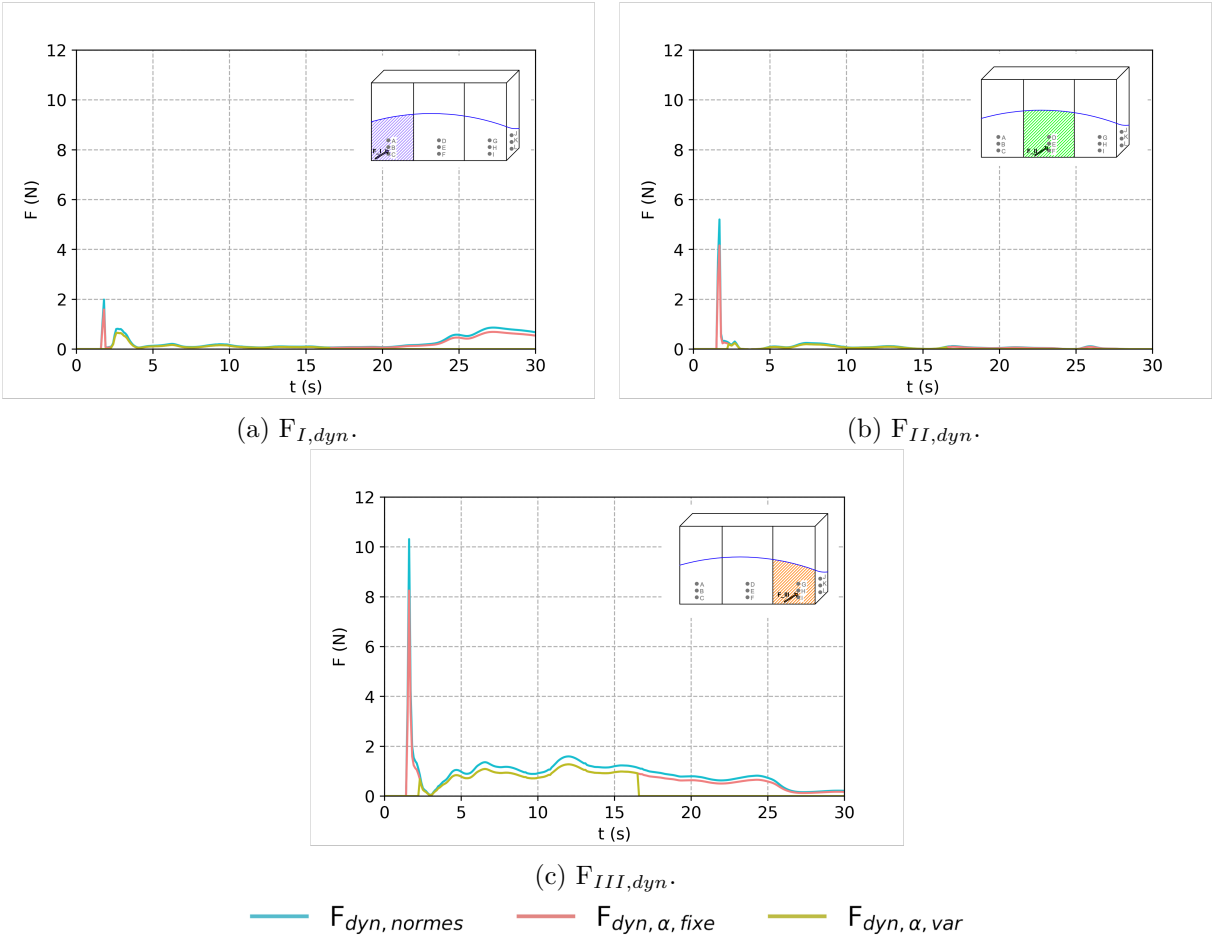
(d) Légende.

FIGURE 5.12 – Évolution des forces en fonction du temps - Méthode avec le coefficient α fixe.

Finalement, l'attention est dirigée vers les composantes hydrodynamiques obtenues à travers les différentes démarches. La Figure 5.13 présente ces dernières.

Très clairement, les forces hydrodynamiques au moment de l'impact sont plus importantes pour la zone de droite de la face avant de la boîte. Ensuite, les deuxièmes valeurs les plus importantes sont pour la zone centrale. Enfin, les valeurs de pic les plus faibles surviennent pour la zone I. Cependant, il est important de garder à l'esprit que la zone centrale a une largeur d'intégration plus grande que les deux autres. De manière générale, ce sont les formules des normes qui permettent d'obtenir les forces hydrodynamiques les plus importantes. Cela est lié avec la valeur du coefficient multiplicateur du terme $\rho_w V^2$ dans les Equations 5.4 et (5.5). La valeur de α égale à 0.5 reste toujours inférieure à $C_D/2$ valant 0.625. Entre $t = 2.4$ s et $t = 16.5$ s, le paramètre α est identique pour les courbes rose et olive, les rendant ainsi confondues. Après $t = 16.5$ s, la force hydrodynamique est nulle pour la méthode avec le coefficient α dépendant du

nombre de Froude et de la hauteur d'eau incidente. Les valeurs maximales issues de la courbe bleue valent alors 2, 5 et 10.5 N pour les zones I, II et III respectivement. Pour la zone I, la force hydrodynamique tend vers une valeur de 1 N lorsque l'écoulement devient quasi-permanent. Pour la zone centrale par contre, les valeurs sont négligeables hormis à l'impact. Finalement, pour la zone III, la force hydrodynamique vaut pendant une bonne partie de l'expérience suivant l'impact, environ 1.5 N, et tend vers une valeur nulle lorsque l'écoulement devient quasi-permanent. En conclusion, les valeurs obtenues pour les forces hydrodynamiques sont extrêmement faibles, hormis à l'impact.



(a) $F_{I,dyn}$.

(b) $F_{II,dyn}$.

(c) $F_{III,dyn}$.

(d) Légende.

FIGURE 5.13 – Évolution des forces en fonction du temps - Forces hydrodynamiques.

2.4 Comparaison des différentes méthodes

Cette section a pour but de synthétiser les calculs précédents. Les forces totales obtenues pour les différentes démarches sont comparées. Dans cette section, la force totale signifie la somme des trois forces totales obtenues pour les trois zones de la face avant du bâtiment. Ainsi, pour les forces obtenues expérimentalement par exemple, la force totale vaut :

$$F_{tot,exp} = F_{tot,exp,im,I} + F_{tot,exp,im,II} + F_{tot,exp,im,III} \tag{5.17}$$

Dès lors, un graphe de corrélation linéaire peut être tracé. Les abscisses sont les valeurs des forces expérimentales (N) et les forces obtenues numériquement (N) se trouvent en ordonnées. La droite en pointillé correspond au lieu des points présentant une correspondance parfaite entre les

Temps (s)	$F_{tot,exp}$ (N)	$F_{tot,normes}$ (N)	$F_{tot,\alpha,var}$ (N)	$F_{tot,\alpha,fixe}$ (N)
2	168.30	138.72	136.92	138.36
3	152.30	152.71	152.54	152.54
5	138.35	123.82	123.58	123.58
10	140.89	127.72	127.49	127.49
15	133.31	116.35	116.09	116.09
20	91.66	84.83	83.91	84.64
25	88.74	94.23	92.93	93.97

TABLE 5.1 – Forces totales agissant sur la face avant de la boîte.

résultats numériques et expérimentaux. Pour ces forces obtenues numériquement, les différentes couleurs font référence à la démarche utilisée. Le Tableau 5.1 présente la valeur des différentes forces totales considérées.

Les points bleus issus des normes ne sont que très peu visibles car ils sont superposés avec les points olive et rose. Cela confirme que les trois méthodes numériques donnent des résultats très similaires, pour tous les temps considérés. Comme montré dans le Tableau 5.1, pour le temps $t = 15$ s par exemple, la force expérimentale vaut 133 N contre 116 N environ pour les trois méthodes numériques.

La plupart du temps, le calcul expérimental surestime la force par rapport au calcul numérique. Cette surestimation vient d'une part du fait que les hauteurs expérimentales sont supérieures aux hauteurs Hydroflow. Ainsi, la composante de pression hydrostatique est plus importante, et c'est de loin la composante prédominante. D'autre part, la surestimation peut venir de la démarche en elle même, l'une étant plus sécuritaire que l'autre. L'unique point situé au dessus de la courbe oblique correspond au temps $t = 25$ s et donc au moment où l'écoulement devient quasi-permanent.

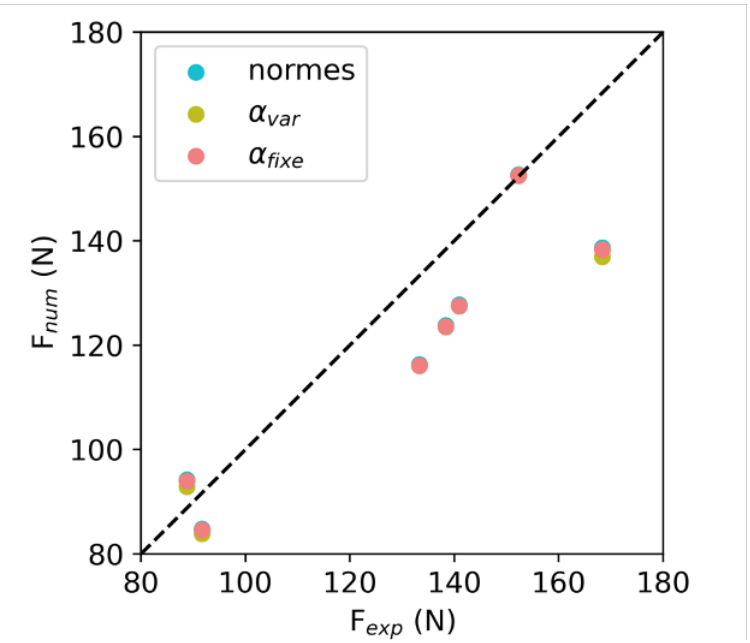


FIGURE 5.14 – Comparaison des forces obtenues avec les différentes méthodes.

2.5 Méthode avec le coefficient de pression C_p

La dernière méthode présentée est tirée de l'article [Jansen et al., 2020] présenté à la Section 3.4 du Chapitre 1. Elle consiste à à appliquer une démarche identique à celle des normes mais en remplaçant le coefficient de traînée C_D par le coefficient de pression C_p. La première étape est donc de déterminer pour chaque face de la boîte la valeur du coefficient C_p. Deux simulations numériques de l'expérience ont alors été implémentées, l'une correspondant au cas réel et l'autre modélisant le canal sans la boîte. Ainsi, l'Equation (1.28) a pu être appliquée. De plus, quatre jauges placées au milieu de chaque face du bâtiment ont permis de mesurer l'évolution de la hauteur d'eau au droit des différentes paroi. La Figure 5.15 illustre le placement de ces jauges. Ainsi, la face où est située la jauge J_{sup} est désormais considérée comme la face supérieure du bâtiment. Pareillement, c'est au milieu de la face dite inférieure qu'est placée la jauge J_{inf}. Enfin, sur la face avant se trouve la jauge illustrée en bleu et sur la face arrière celle colorée en rose.

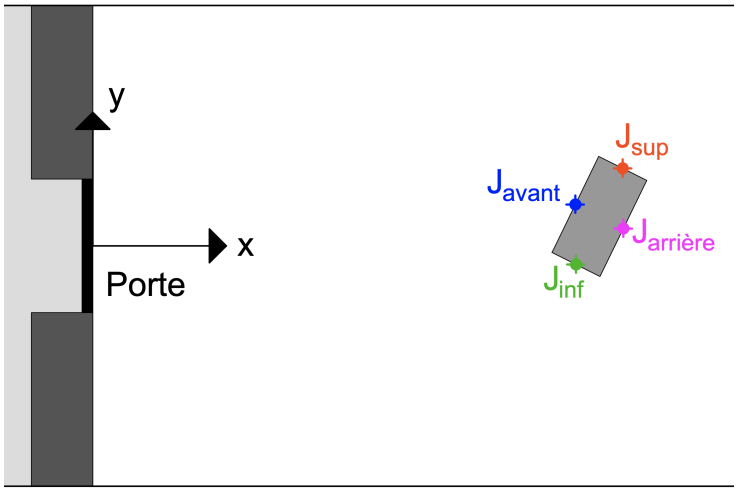
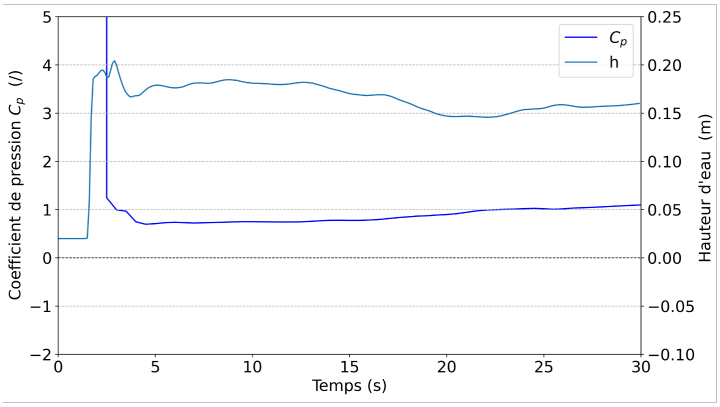
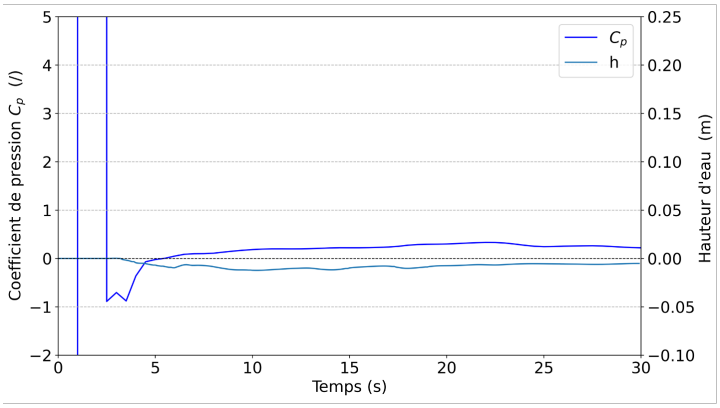


FIGURE 5.15 – Jauges placées sur les différentes faces du bâtiment.

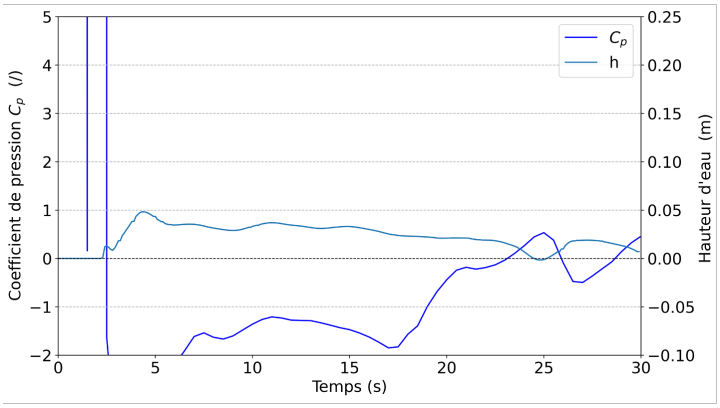
La Figure 5.16 présente les quatre courbes d'évolution du coefficient de pression en fonction du temps pour les quatre faces du bâtiment. La deuxième courbe des graphiques présente l'évolution de la hauteur d'eau à une jauge placée au milieu de la face concernée. Si la hauteur d'eau varie, le coefficient de pression varie également. Pour déterminer la valeur du coefficient, l'objectif était de sélectionner une valeur stable, vers laquelle la courbe du graphe tend. Cependant, pour les faces inférieures et supérieures, il n'est pas possible de conclure d'une certaine valeur pour C_p. En effet, cette méthode essaye de retrouver des temps pseudo permanents dans un écoulement très transitoire. Comme montré avec les images présentées dans la Section 4.3 du Chapitre 3, les phénomènes de turbulence au niveau de la boîte sont nombreux pour les temps suivant l'impact. C'est seulement après 25 secondes, pour la face avant en tout cas, qu'un écoulement quasi-permanent est observé. Dès lors, il n'est actuellement pas possible d'appliquer cette méthode. En conclusion, ceci est une ouverture à de futures manières de déterminer C_p dans des écoulements qui seront cette fois-ci, réellement permanents.



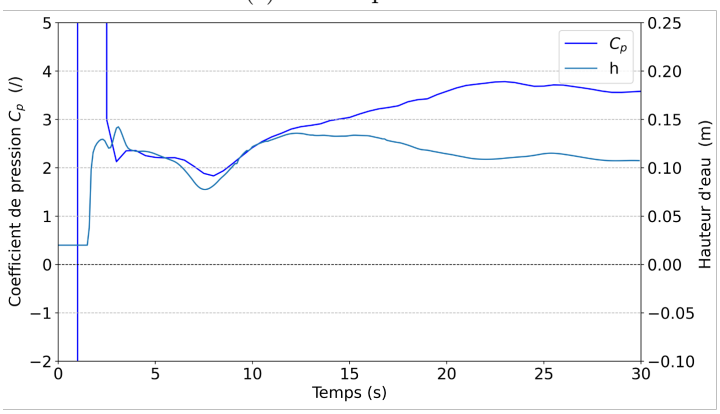
(a) Face avant.



(b) Face arrière.



(c) Face supérieure.



(d) Face inférieure.

FIGURE 5.16 – Détermination du coefficient de pression C_p.

3 Similitude avec un cas réel

Afin de clôturer l'analyse des résultats expérimentaux, cette dernière section a pour but d'effectuer une similitude avec un cas réel. La similitude qui est appliquée est celle de Reech-Froude, comme expliquée par [Soares-Frazão, 2022]. La similitude ayant été appliquée à plusieurs cas de modèles réduits semblables au canal expérimental présenté dans ce travail, on suppose qu'elle est adéquate dans ce cas-ci également. L'objectif est de calculer la force linéique agissant sur la face d'un bâtiment réel durant la phase quasi-permanente de l'écoulement.

La première étape est de déterminer le facteur d'échelle λ, sur base des dimensions du bâtiment expérimental. Sachant qu'il fait 0.8 m de long sur 0.4 m de large, et qu'on considère un bâtiment réel de dimensions 20 m de long sur 10 m de large, le facteur d'échelle λ vaut :

$$\lambda = \frac{x'}{x} = \frac{0.8}{20} = 0.04 \tag{5.18}$$

avec l'apostrophe référant aux grandeurs physiques du modèle réduit.

Ensuite, les facteurs d'échelle pour les autres grandeurs physiques peuvent être déduits grâce aux équations présentées par [Soares-Frazão, 2022]. Pour la vitesse, le facteur d'échelle est :

$$\lambda_V = \lambda^{\frac{1}{2}} = 0.2 \tag{5.19}$$

Dans le modèle réduit, Hydroflow a permis d'estimer les vitesses moyennes au droit de la face avant du bâtiment comme valant 0.1 m/s et la hauteur d'eau moyenne sur cette face comme égale à 0.18 m. La phase d'impact n'est pas considérée dans cette similitude. Dès lors, la vitesse dans la réalité, exprimée en (m/s), ainsi que la hauteur d'eau exprimée en (m) peuvent être calculées comme suit :

$$V = \frac{V'}{\lambda_V} = \frac{0.1}{0.2} = 0.5 \text{ m/s} \tag{5.20}$$

$$h = \frac{h'}{\lambda} = \frac{0.18}{0.04} = 4.5 \text{ m} \tag{5.21}$$

Ensuite, pour l'accélération gravitationnelle et la masse volumique de l'eau, les facteurs d'échelle valent l'unité :

$$\lambda_\rho = \lambda_g = 1 \tag{5.22}$$

Dès lors, la force agissant sur le bâtiment réel peut être calculée, avec les Equations (5.3) et (5.4) :

$$F = \gamma_w \frac{h^2}{2} \cdot L + \rho_w \frac{C_D V^2}{2} \cdot h \cdot L \tag{5.23}$$

où la largeur d'intégration $L = 1$ m, le poids volumique de l'eau $\gamma_w = 9.81$ kN/m^3, la masse volumique de l'eau $\rho_w = 1000$ kg/m^3, la hauteur d'eau $h = 4.5$ m, la vitesse $V = 0.5$ m/s et le coefficient de trainée $C_D = 1.25$ comme utilisé précédemment.

Dès lors, la composante hydrostatique de la force vaut 99.326 kN/m et la composante hydrodynamique vaut 0.703 kN/m, donnant lieu à une force totale :

$$F = 100.029 \text{ kN/m} \tag{5.24}$$

Dès à présent, il est temps d'entamer l'étude des événements survenus à Pepinster en juillet 2021 afin de voir si les valeurs obtenues avec cette similitude sont cohérentes avec le cas d'une inondation réelle. En effet, des valeurs de forces sont calculées au Chapitre 7. Par la suite, la conclusion de ce travail reviendra sur l'interprétation des valeurs calculées dans cette section.

Chapitre 6

Étude de l'inondation de juillet 2021 à Pepinster

L'objectif de ce chapitre est d'analyser et de simuler numériquement l'inondation survenue du 14 au 16 juillet 2021 dans la ville de Pepinster en Belgique. En premier lieu, nous nous sommes rendus sur place afin d'avoir une perception de la topographie et de l'agencement de la ville. Cela nous a permis de constater l'ampleur des dégâts subsistants un an après la catastrophe. Ensuite, un maximum d'informations pertinentes ont été recueillies pour la simulation, telles que les données topographiques, ou les hydrogrammes des débits qui se sont produits dans les cours d'eau à Pepinster. Enfin, un maillage la ville a été créé afin de pouvoir simuler l'inondation sur ce dernier. Ainsi, une analyse des différentes simulations et leurs résultats sont expliqués.

1 Visite de Pepinster

La ville de Pepinster est située dans la province de Liège, en Belgique et est illustrée à la Figure 6.1. Elle a été sévèrement touchée lors des inondations de juillet 2021. Illustrés à la Figure 6.2, la Vesdre et son affluent, la Hoëgne, ont débordé et ont causé des dégâts matériels et corporels très importants. En effet, plusieurs bâtiments se sont effondrés suite à l'écoulement très intense et plusieurs personnes ont perdu la vie suite à cette inondation. Dans le cadre de ce mémoire, il est pertinent d'analyser les phénomènes qui se sont produits, afin de pouvoir mieux gérer ce genre de situation à l'avenir et de prendre les dispositions nécessaires quant à la rénovation ou la construction de nouveaux bâtiments.

En octobre 2022, nous avons eu l'occasion de visiter Pepinster. L'objectif était de recenser les dégâts et leurs causes. En effet, plusieurs phénomènes se sont produits : les impacts de débris, l'érosion et les dégâts liés aux pressions hydrostatiques et hydrodynamiques. Cette visite a permis de situer les différents points de vue des diverses images diffusées par les médias au moment de la catastrophe. Nous avons également pu nous rendre compte de l'étendue des dégâts toujours présents, plus d'un an après cette catastrophe.

Trois points de vue différents sont illustrés aux Figures 6.3 et 6.4. Nous pouvons constater que l'entièreté du centre ville a été submergé d'eau et qu'énormément d'habitations ont été touchées. Des embâcles, visibles à la Figure 6.3, ont été observés suite à l'accumulation de débris sous les ponts. De plus, un courant assez intense s'écoulant dans les rues est visible à la Figure 6.4. Enfin, les hauteurs d'eau atteintes à de nombreux endroits de la ville sont très élevées, submergeant totalement les rues. Quelques traces d'eau ont également été recensées et sont illustrées à la Figure 6.5.

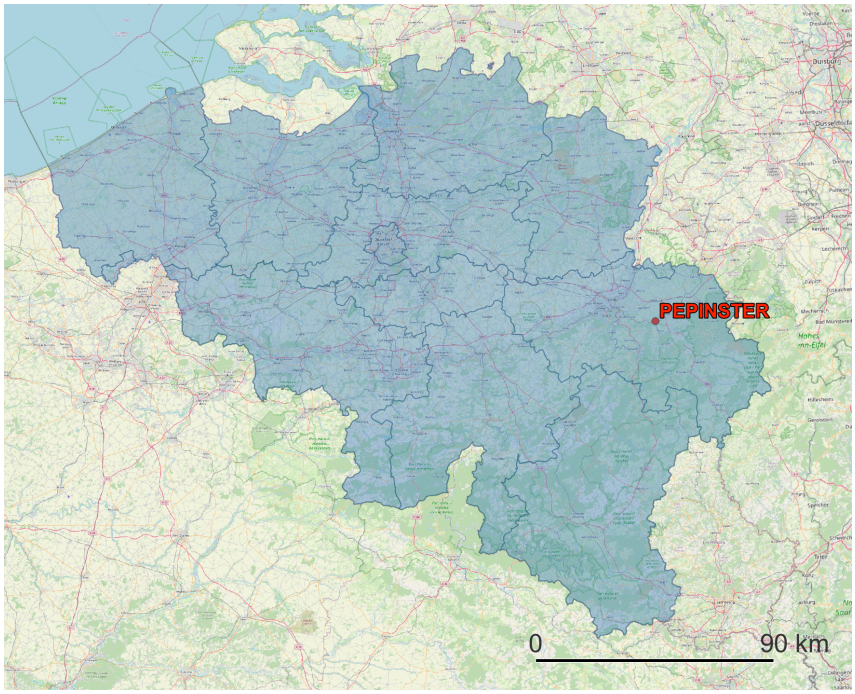


FIGURE 6.1 – Ville de Pepinster en Belgique.



FIGURE 6.2 – Tracé de la Vesdre et la Hoëgne à Pepinster.



FIGURE 6.3 – Vue 1 de l'inondation à Pepinster [Ryckmans, 2022].



FIGURE 6.4 – Vue 2 et 3 de l'inondation à Pepinster [Ryckmans, 2022].



FIGURE 6.5 – Traces d'eau restantes de l'inondation à Pepinster [Ryckmans, 2022].

En arpentant les rues de la villes, nous avons pu observer de nombreux dégâts toujours visibles. Beaucoup d'habitations et commerces du centre ville ne sont toujours pas remis en état. Les bâtiments de Pepinster ont été soumis à divers types de dégâts. Ces derniers sont provoqués par différentes sources, précédemment abordées dans la Section 1.2 du Chapitre 1. En effet, nous avons identifié certains impacts de débris sur les façades des maisons. L'affouillement a également impacté certaines maisons situées sur les berges de la Vesdre. Les pressions dues à l'écoulement de l'eau ont également provoqué des ruptures de paroi.

Plusieurs habitations ont été détruites pendant et après l'inondation. En effet, quelques maisons ont été emportées avec le courant. Ces dernières n'ont pas résisté à la pression induite par l'écoulement, aux charges d'impact ou à l'accumulation de débris. De plus, après l'inondation, le constat sur certaines habitations ne permettait pas de remise en état. Ces dernières ont donc été totalement rasées. L'ensemble de ces maisons se trouvent dans une zone commune et sont illustrées aux Figures 6.6 et 6.7.

Enfin, cette visite nous permet de cerner certains lieux pertinents à analyser et étudier. En effet, il est intéressant de pouvoir quantifier les forces exercées sur divers bâtiments de la ville. Nous avons donc choisi quatre bâtiments. Ces derniers sont situés à des endroits distincts et présentent différents dégâts ou traces de l'inondation. Les forces sur leurs façades seront calculées sur base des simulations numériques effectuées et les résultats seront présentés dans le Chapitre 7.

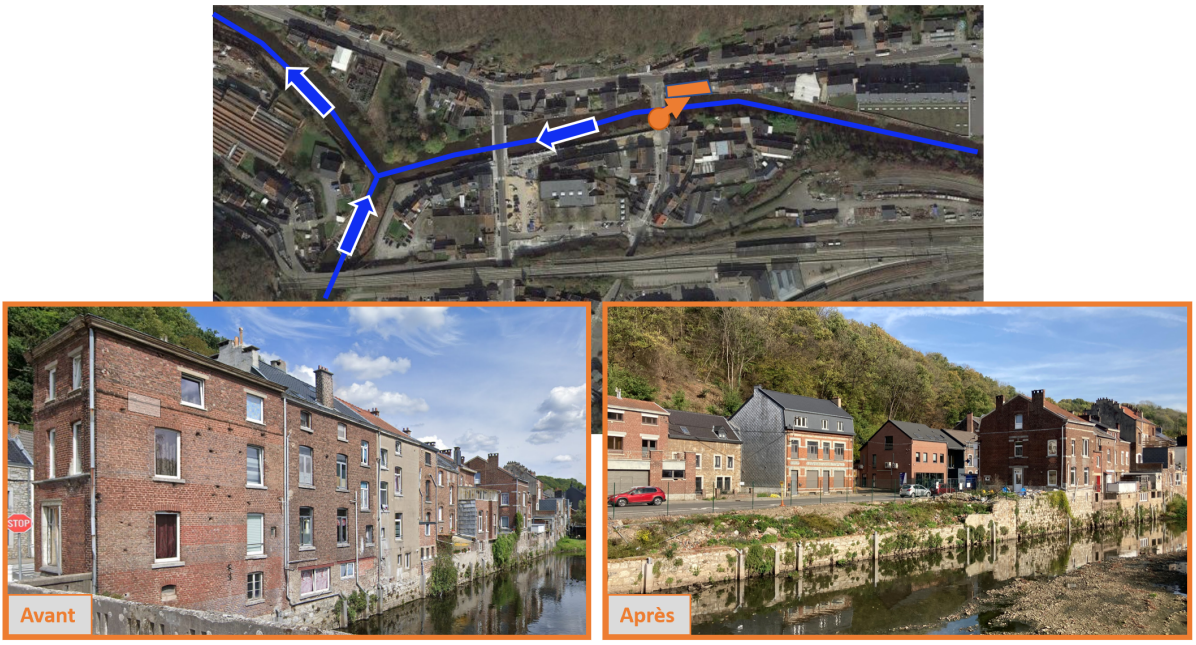


FIGURE 6.6 – Habitations détruites suite à l'inondation à Pepinster, rive droite [Ryckmans, 2022].



FIGURE 6.7 – Habitations détruites suite à l'inondation à Pepinster, rive gauche [Ryckmans, 2022].

2 Analyse des données de l'inondation de juillet 2021

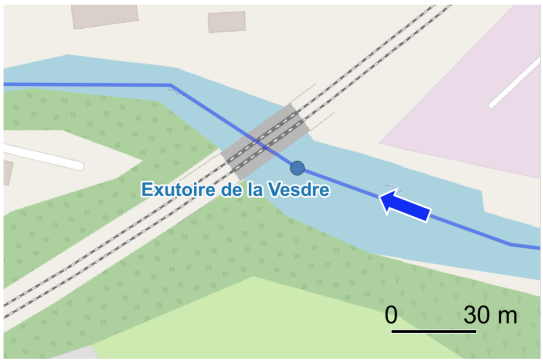
Pour l'analyse de données de l'inondation de juillet 2021, divers outils ont été utilisés, décrits dans la Partie 2, tels que QGIS et ATHYS.

Tout d'abord, les bassins versants correspondants aux deux cours d'eau : la Vesdre et la Hoëgne ont été déterminés. Ensuite, les données des pluviomètres se trouvant dans les bassins versants ont été extraites et traitées. Cela a permis d'obtenir des hydrogrammes aux exutoires des bassins. Ces valeurs représentent les débits d'entrée dans les cours d'eau, en fonction du temps. Elles sont utilisées comme conditions frontières dans la Section 4.

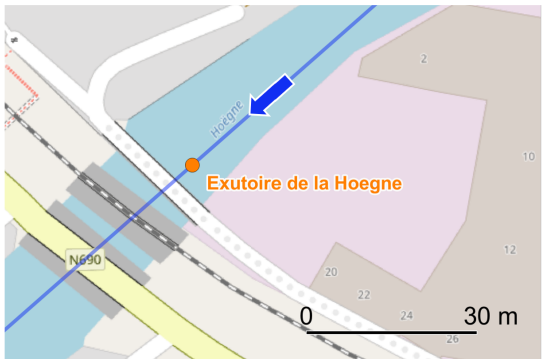
2.1 Bassins versants de la Vesdre et de la Hoëgne

Afin de déterminer la quantité d'eau qui s'est écoulée à Pepinster lors de l'inondation, la Vesdre et la Hoëgne ont été considérées séparément avant la confluence. Les exutoires sont les points de sortie de chaque bassin versant. Ils ont dû être déterminés de manière stratégique. En effet, ce lieu étant la future entrée du débit pour la simulation, il se devait d'être placé suffisamment en l'amont des zones inondées d'intérêt. Cependant, au plus l'exutoire est situé vers l'amont, au plus l'étendue du maillage de la simulation est grande. Par conséquent, il ne faut pas s'éloigner trop de la zone d'intérêt. De plus, il est préférable de trouver un endroit dont la section est la plus possible concentrée dans le lit mineur. Il est important de s'assurer que l'entièreté du débit est bien injecté directement dans la rivière et qu'il n'y ait pas d'autre entrée possible sur la section.

Suite à cette contrainte, il a été décidé de placer les exutoires pour le bassin versant de la Vesdre et de la Hoëgne juste en amont de ponts ferroviaires. La Figure 6.8 représente les exutoires par des points et les ponts ferroviaire en gris. Ces derniers n'ont pas été submergés grâce aux talus sur lesquels passent les trains. Par conséquent, il est certain qu'à ces endroits, l'entièreté du débit est passé sous ces ponts.



(a) Exutoire de la Vesdre.



(b) Exutoire de la Hoëgne.

FIGURE 6.8 – Exutoires.

L'outil QGIS a permis de situer la ville de Pepinster sur une carte, ainsi que les deux exutoires, représentés par des points sur la Figure 6.9. Il était également important de représenter le relief de la région pour l'analyse des bassins versants. Une couche raster représentant le relief de la zone a donc été utilisée. Cette couche est appelée Modèle Numérique de Terrain (MNT) [SPW (service public de Wallonie), 2015].

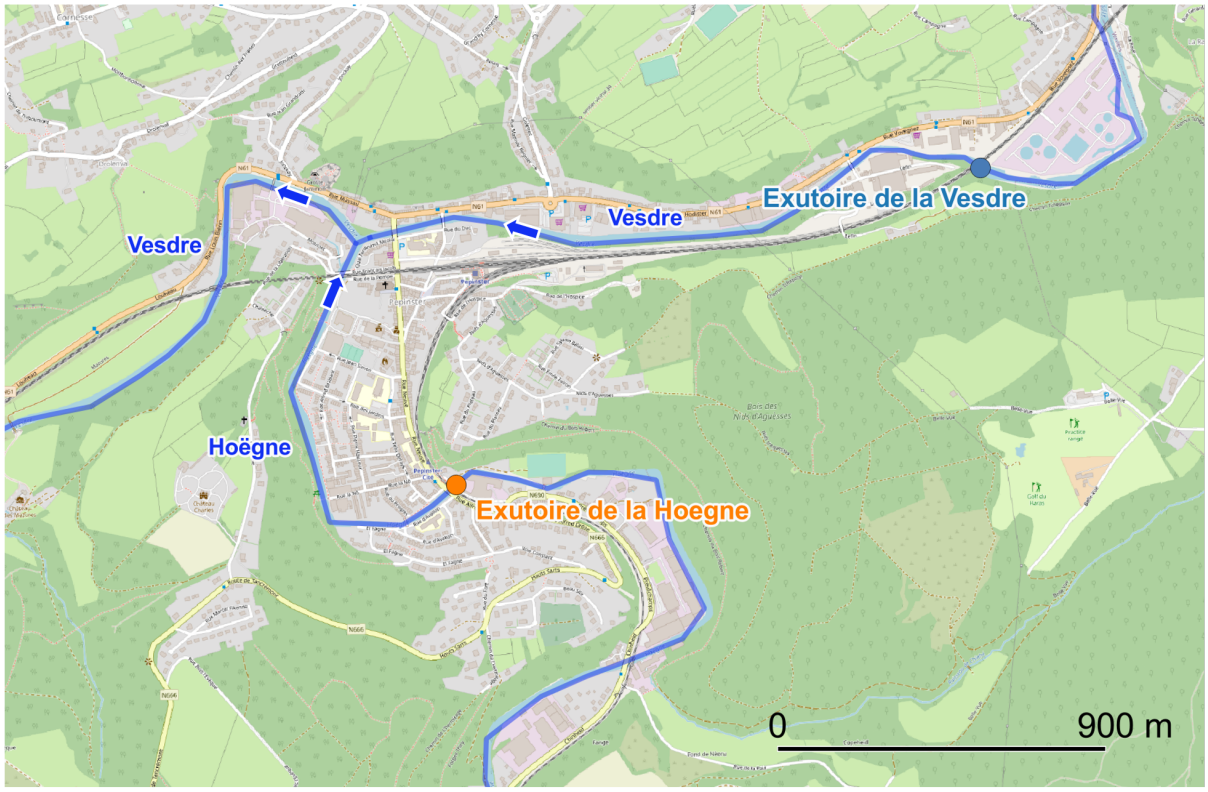


FIGURE 6.9 – Exutoires des bassins versants de la Vesdre et de la Hoëgne.

Grâce à la position de l'exutoire et cette couche raster, l'outil ATHYS a été capable de déterminer les bassins versants des cours d'eau grâce à un traitement de données géographiques, comme expliqué dans la Section 2 du Chapitre 2.

Les bassins versants de la Vesdre et de la Hoëgne sont illustrés respectivement en bleu et en orange à la Figure 6.10. La superficie du bassin versant de la Vesdre est de 351 km^2 et celle du bassin versant de la Hoëgne est de 208 km^2. La Vesdre étant un cours d'eau plus important que la Hoëgne à Pepinster, il n'est pas étonnant de constater que la superficie du bassin versant de la Vesdre est supérieure à celle du bassin versant de la Hoëgne.

2.2 Analyse des pluviomètres sur les bassins versants

Cette section aborde la récolte des données pluviométriques et leur traitement sur l'ensemble du bassin versant durant la période de l'inondation.

Tout d'abord, grâce aux données fournies par le site "L'hydrométrie en Wallonie" [Service public de Wallonie, 2023], il a été possible de sélectionner les pluviomètres situés dans les bassins versants et à proximité de ces derniers. Les pluviomètres sélectionnés sont les suivants et sont illustrés à la Figure 6.11 :

— Battice
— Gemmenich
— Jalhay
— Louveigne
— Mont-Rigi
— Spa-Aero
— Ternell

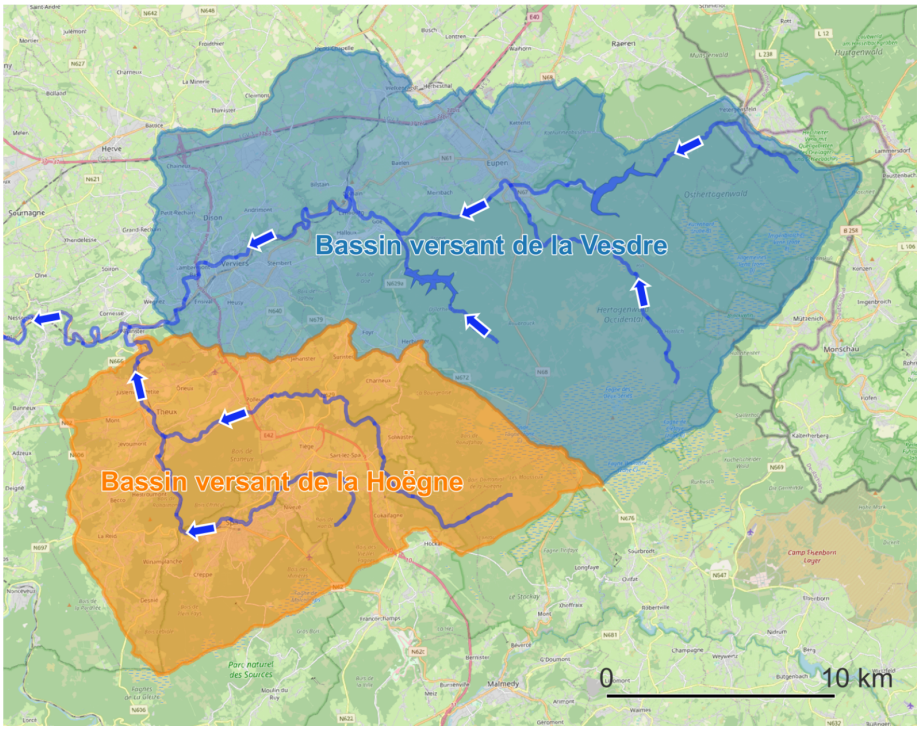


FIGURE 6.10 – Bassins versants de la Vesdre et de la Hoëgne.

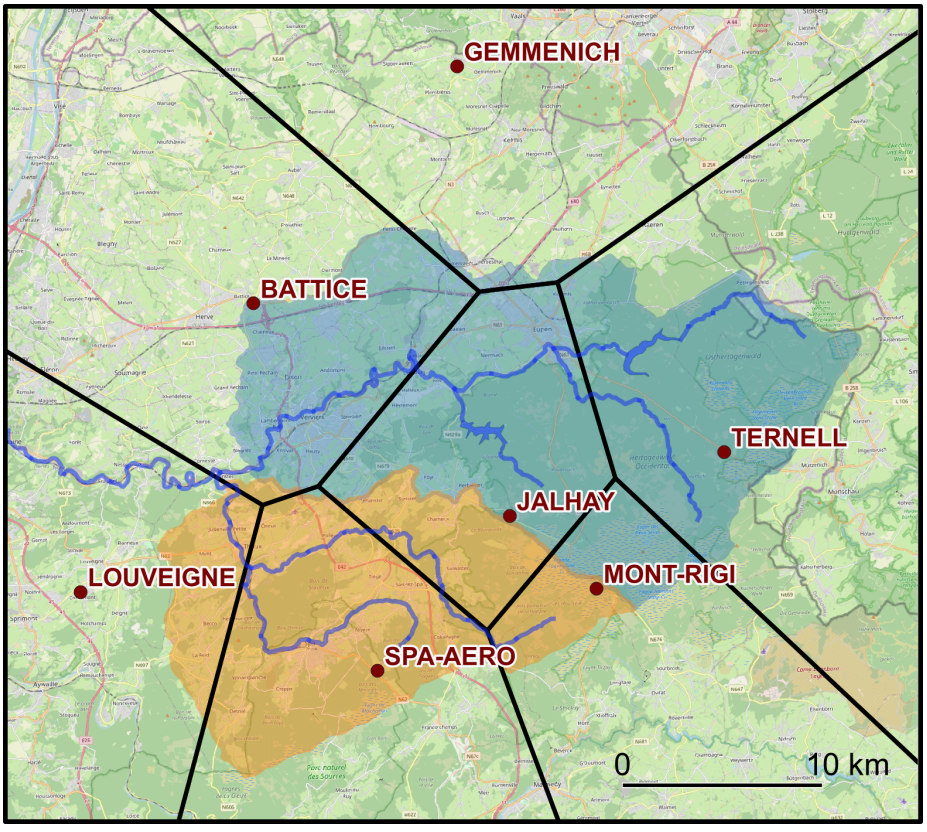


FIGURE 6.11 – Polygones de Thiessen avec les pluviomètres situés à proximité et dans les bassins versants de la Vesdre et de la Hoëgne.

La station pluviométrique indiquant les hauteurs des précipitations en un point, il est nécessaire d'étendre ces données afin d'obtenir des valeurs de hauteur de précipitation en tout point du bassin versant.

Pour ce faire, la technique des polygones de Thiessen a été utilisée et est illustrée à la Figure 6.11. Cette dernière est décrite dans la Section 2. La répartition des données des pluviomètres sur l'ensemble du bassin versant et leur proportion sont illustrées à la Figure 6.12.

Enfin, il aurait également été intéressant de récolter les données des limnimètres aux exutoires ou aux alentours. Cependant, lors de l'inondation, les débits de l'écoulement étaient si importants que les limnimètres ont cessé de fonctionner à partir d'un certain seuil. Par conséquent, seules les données du début et de la fin de l'inondation sont exploitables.

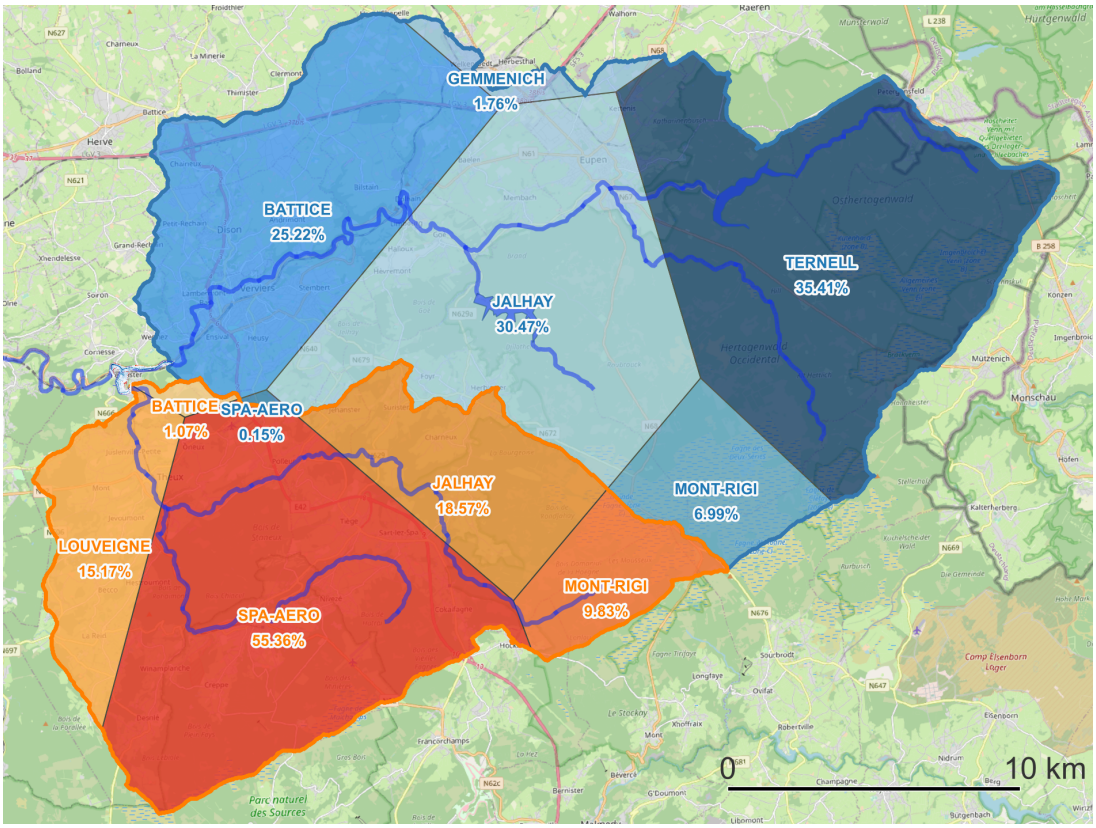


FIGURE 6.12 – Application des polygones de Thiessen sur les bassins versants de la Vesdre et de la Hoëgne pour l'étendue des stations pluviométriques.

2.3 Calcul des hydrogrammes

Les hydrogrammes aux exutoires de la Vesdre et de la Hoëgne ont été calculés grâce à ATHYS. Une explication des fonctions utilisées lors du calcul est fournie à la Section 2 du Chapitre 2.

Les paramètres à faire varier pour essayer de se rapprocher au mieux des hydrogrammes réels sont les paramètres S (mm), la capacité de stockage du sol, V_0 (m/s), la vitesse initiale de l'écoulement et Q_0 (m^3/s), le débit initial de l'écoulement.

Ne possédant aucun limnimètre fonctionnel pour l'entièreté de la crue, il a fallu reconstituer l'hydrogramme par essai-erreur, en comparant par la suite avec les données disponibles. Par exemple, les débuts et fin d'hydrogrammes durant l'inondation ont permis de valider les résultats obtenus. Certains travaux de recherche ont déjà été effectués sur le sujet. Dans le cas présent, une étude avait été faite [Zech, 2022a] pour l'hydrogramme de Chaudfontaine.

En effet, le limnimètre "CHAUDFONTAINE Pisc" est situé à l'entrée de la ville de Chaudfontaine sur la Vesdre. Ce dernier a enregistré des mesures de débit au début de l'inondation mais a cessé l'enregistrement le 14 juillet vers 14h, lorsque le débit a dépassé environ 300 m^3/s. Ensuite, les mesures ont repris lorsque le débit est passé sous les 140 m^3/s, à la fin de l'inondation, le 16 juillet vers 14h. Grâce à ces données, et aux données des stations pluviométriques avoisinantes, il a été possible de reproduire un hydrogramme de la crue. Le logiciel ATHYS et son outil MERCEDES ont permis la construction de l'hydrogramme et l'optimisation des paramètres afin de se rapprocher au mieux du début et de la fin de l'hydrogramme incomplet de Chaudfontaine.

Enfin, l'hydrogramme illustré en mauve sur la Figure 6.14 a été obtenu grâce aux paramètres suivants :

— $S = 17.48$ mm
— $V_0 = 0.49$ m/s
— $Q_0 = 7$ m^3/s

Suite à cette étude et tenant compte du fait que Pepinster ne se trouve qu'à une vingtaine de kilomètres de Chaudfontaine, il a été décidé d'utiliser les mêmes paramètres S et V_0 dans un premier temps. $Q_0 = 0.1$ m^3/s a été déterminé de manière arbitraire comme débit initial à l'exutoire de la Vesdre et de la Hoëgne. Les hydrogrammes résultants sont illustrés à la Figure 6.13.

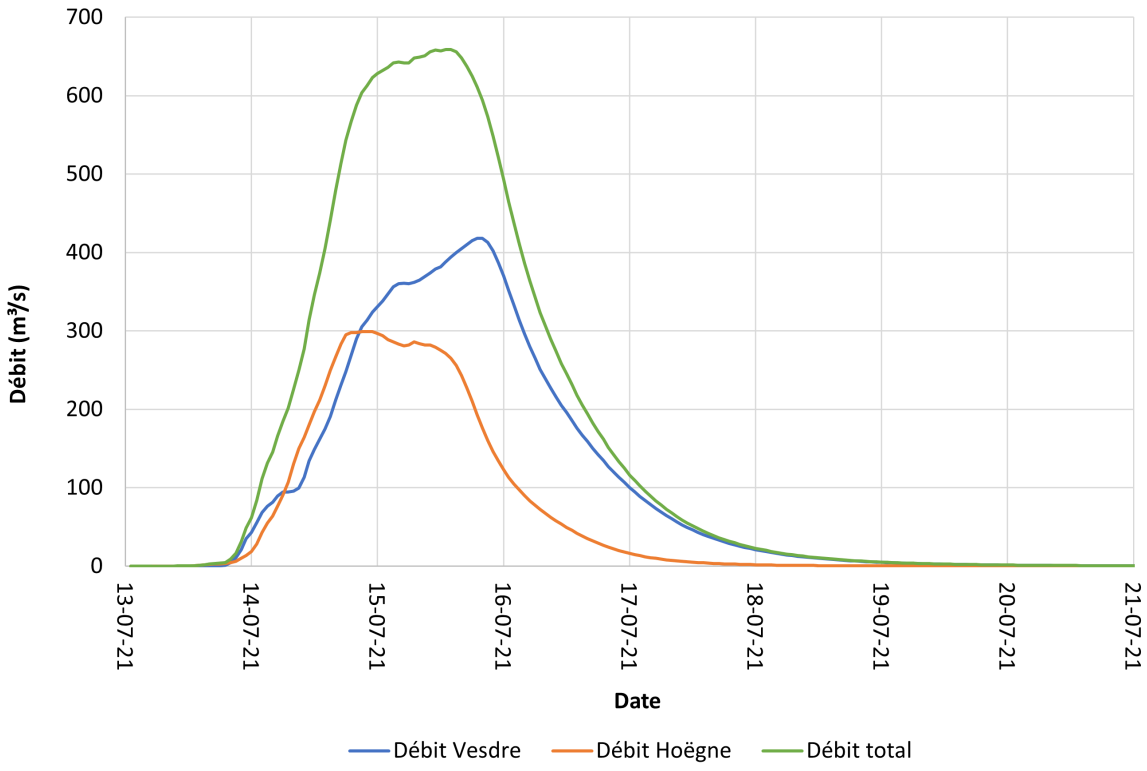


FIGURE 6.13 – Débit total dans la Vesdre après la confluence : premier essai.

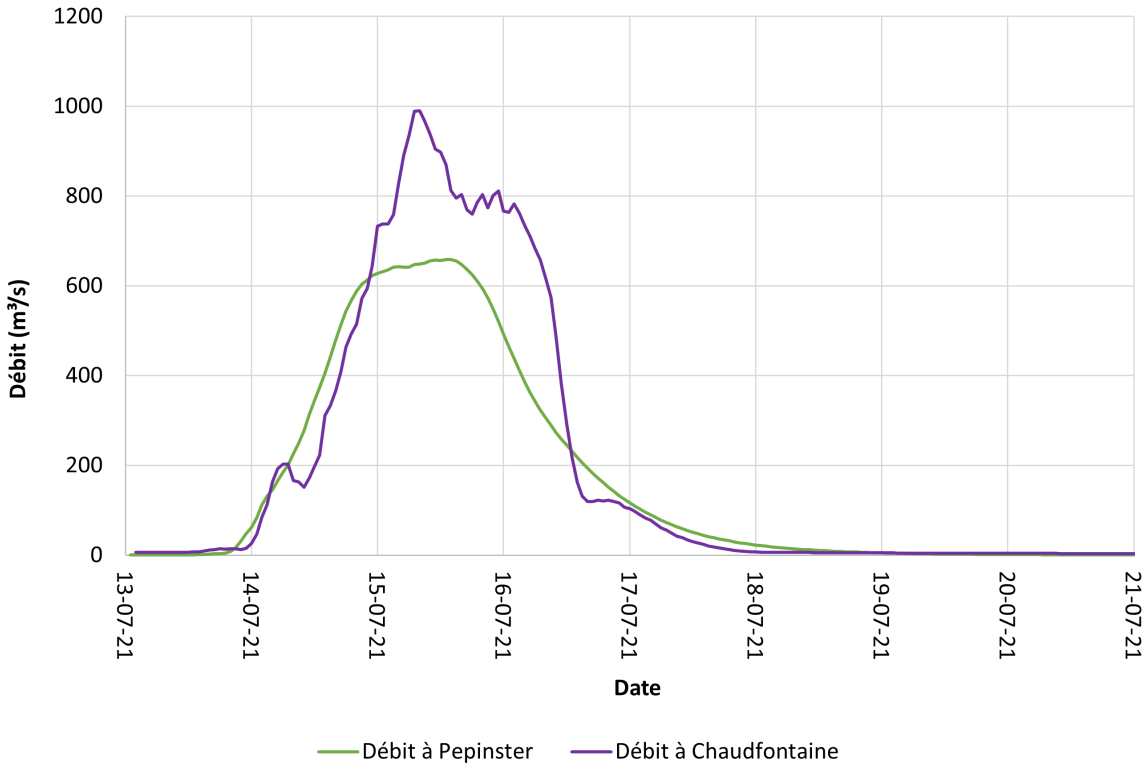


FIGURE 6.14 – Comparaison du débit total dans la Vesdre après la confluence et de l'hydrogramme reconstitué à Chaudfontaine [Zech, 2022a].

Le premier hydrogramme étant jugé satisfaisant, il a été décidé de ne pas modifier les paramètres S et V_0 mais d'ajuster la valeur de Q_0 pour mieux correspondre aux débits réels observés au début de l'inondation. Pour ce faire, les données des limnimètres placés par la SPW [SPW (service public de Wallonie), 2023] ont été utilisées. Ces derniers étant opérationnels avant l'inondation, il a été possible d'avoir une approximation des débits d'entrée aux exutoires. Le limnimètre situé à "VERVIERS" a été utilisé pour la Vesdre, tandis que ceux situés à "POLLEUR" et "SPIXHE", illustrés sur la Figure 6.15, ont été utilisés pour la Hoëgne. A noter que deux limnimètres étaient nécessaires pour la Hoëgne car les mesures de débit ne sont disponibles qu'avant la confluence de la Hoëgne et du Wayai. Ce dernier se jette dans la Hoëgne à la hauteur de Theux.

Suite à cette analyse, le paramètres Q_0 à l'exutoire de la Vesdre était de 2.3 m^3/s et valait 1.2 m^3/s à l'exutoire de la Hoëgne. Le nouvel hydrogramme résultant de cette nouveau débit initial est illustré à la Figure 6.16.

La comparaison entre les deux hydrogrammes totaux, illustrée à la Figure 6.17, permet de constater que le débit initial Q_0 n'a que très peu d'influence sur l'allure totale des hydrogrammes. En effet, la courbe grise correspondant aux débits initiaux plus élevés ne se situe que très légèrement au dessus de la première courbe verte. Le débit maximal atteint par le premier hydrogramme vaut 659 m^3/s et celui atteint par le deuxième hydrogramme vaut 663 m^3/s.

Finalement, le deux hydrogrammes seront utilisés pour deux simulations différentes. Ces aspects sont abordés à la Section 4.

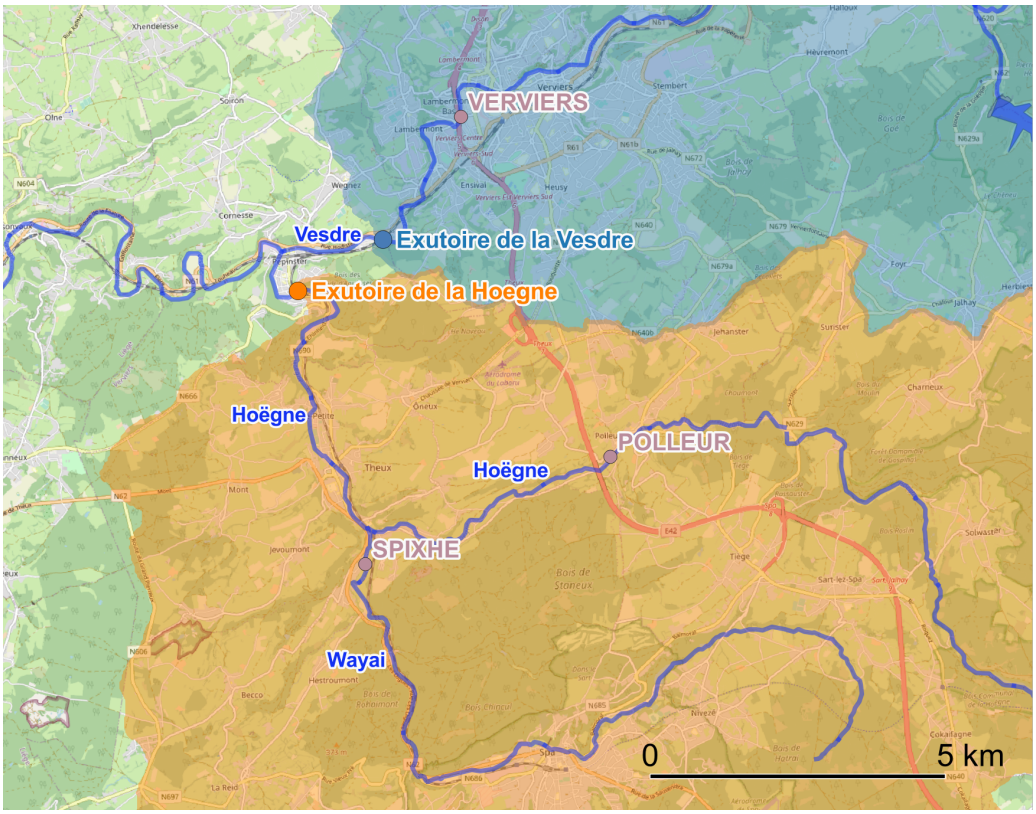


FIGURE 6.15 – Limnimètres utilisés pour le débit initial Q_0 du deuxième essai de l'hydrogramme.

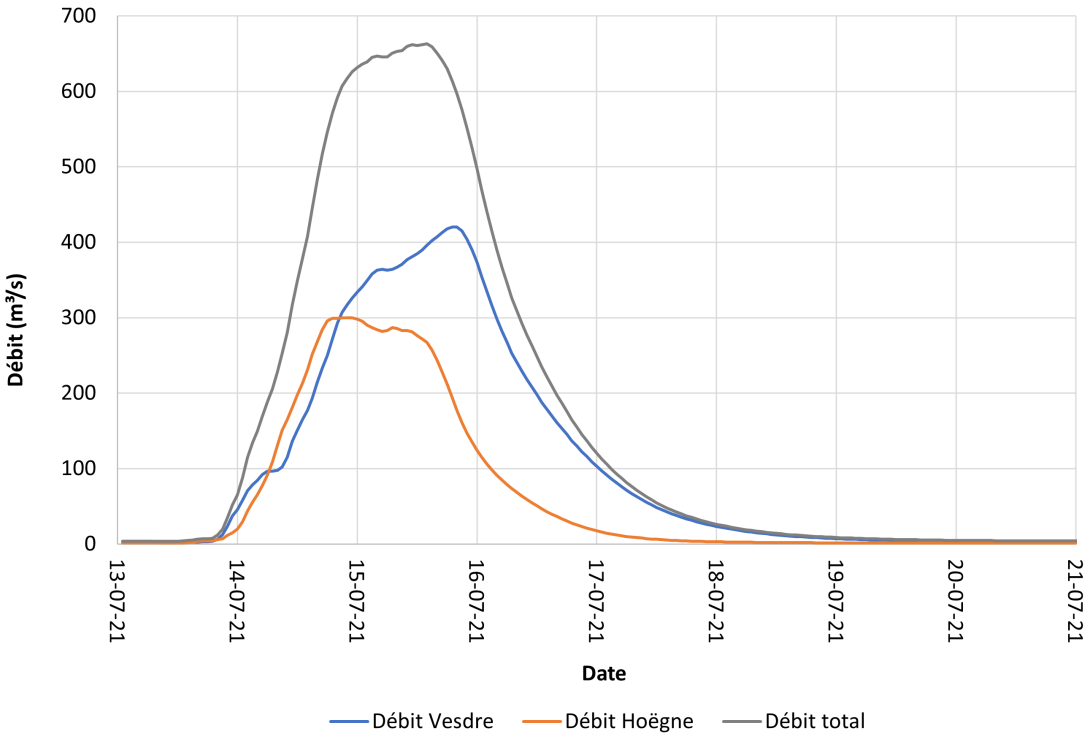


FIGURE 6.16 – Débit total dans la Vesdre après la confluence : deuxième essai.

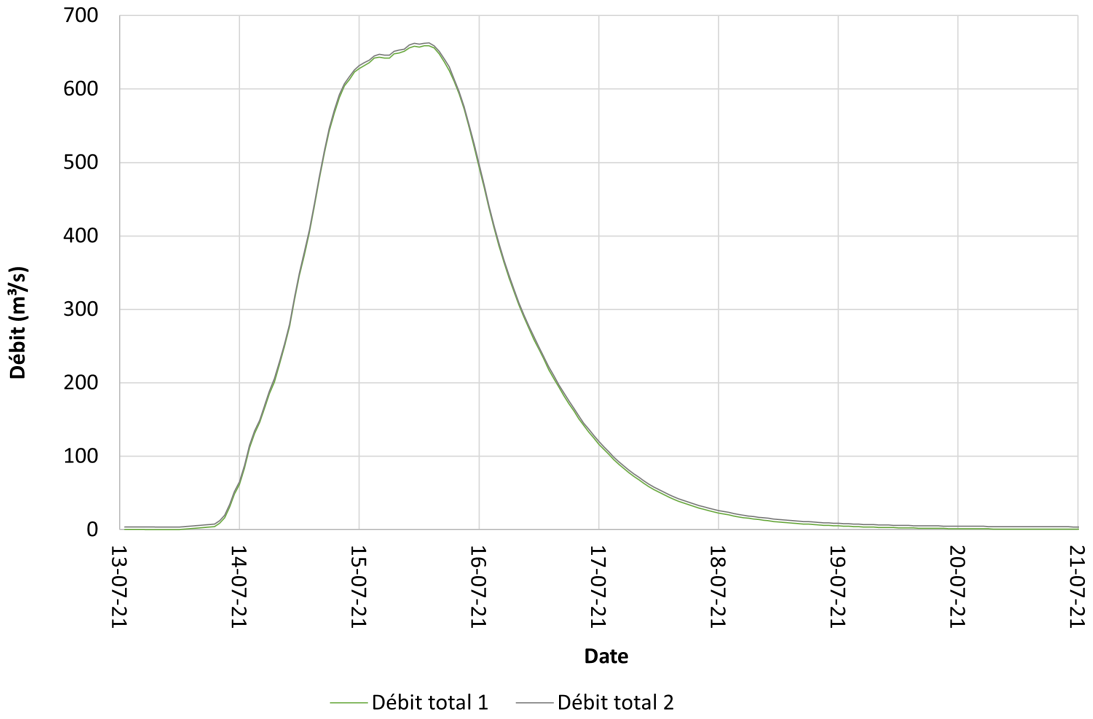


FIGURE 6.17 – Comparaison des débits totaux dans la Vesdre pour les deux essais.

3 Maillage de la ville de Pepinster

Pour réaliser les simulations numériques de l'inondation dans la ville de Pepinster, il est nécessaire de créer un maillage sur lequel travailler. Il convient de porter une attention particulière à deux points lors de la création du maillage : les frontières de ce dernier et son raffinement. En effet, ces deux paramètres seront déterminants quant à la vitesse de calcul de la simulation. Si le maillage est trop étendu et trop raffiné, le temps de calcul est trop long. Au contraire, si le maillage n'est pas assez étendu et trop peu raffiné, cela pourrait mener à des données incomplètes, à un manque de précision ou encore à des erreurs de modélisation.

3.1 Frontières du domaine

La zone d'intérêt est la zone qui a été inondée. Cette dernière est illustrée par la surface bleu clair à la Figure 6.18 et a été fournie par la SPW [SPW (service public de Wallonie), 2022]. La zone inondée a été déterminée à partir d'une modélisation topographique réalisée à l'aide de l'outil IDW (Inverse Distance Weighted), qui utilise une pondération par l'inverse de la distance.

Le but est donc de tracer le contour du domaine en incluant l'entièreté de la zone inondée. Le contour tracé est illustré à la Figure 6.18. Ce dernier est toujours décalé d'une certaine distance par rapport à la zone inondée par précaution. En effet, il est possible que la zone inondée fournie par la SPW comprenne quelques imprécisions. De plus, il est également important de pouvoir constater l'étendue de la zone inondée simulée numériquement, pour voir par exemple si elle est plus étendue que celle fournie par le SPW.

Les frontières passent par les exutoires car ce sont à ces endroits que les conditions frontières d'entrée de débit sont fixées. Comme expliqué plus haut, la position des exutoires a également été pensée afin de ne pas les placer trop en l'amont de la zone d'intérêt.

La frontière aval a été choisie car la densité d'habitation diminue fortement à partir de cet endroit. De plus, la zone inondée n'est pas trop large, ce qui permet de délimiter facilement la condition aval. Ce sujet est évoqué à la Section 4.

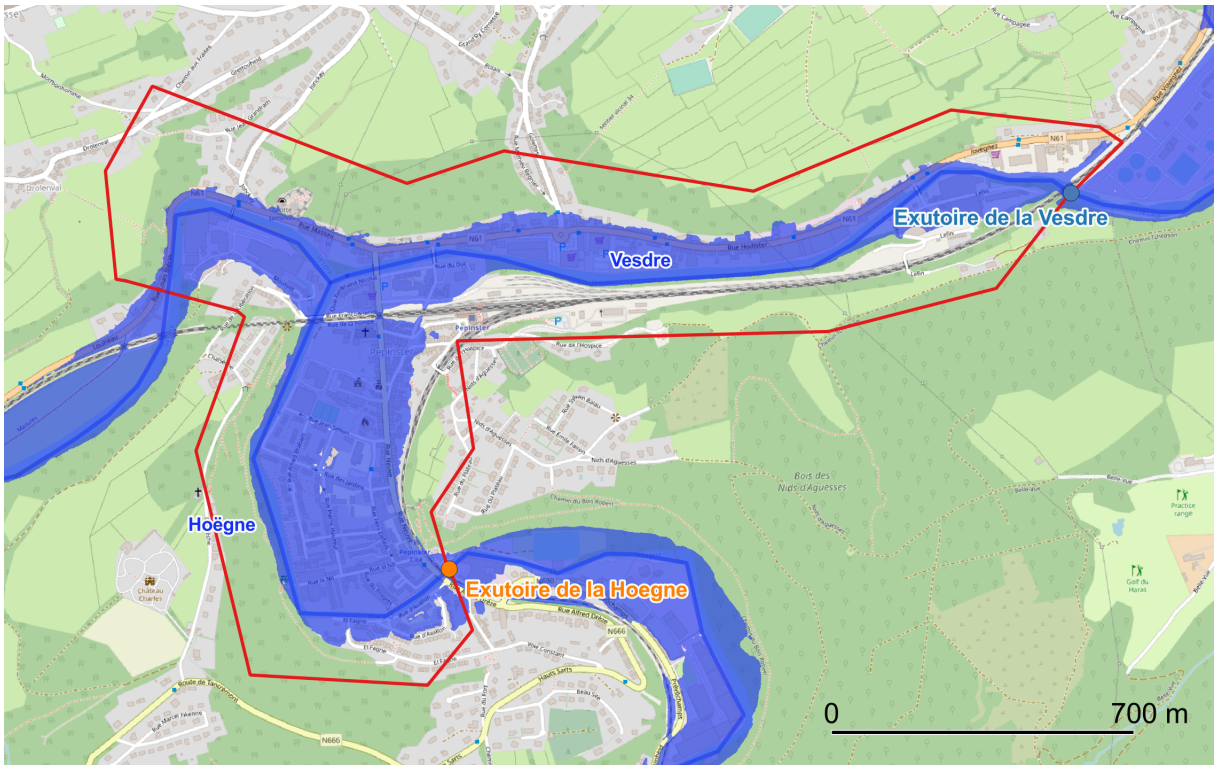


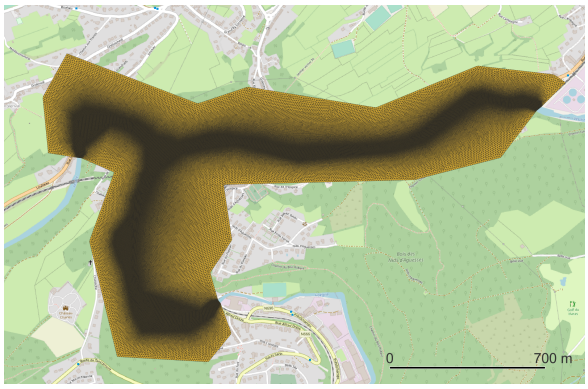
FIGURE 6.18 – Zone inondée [SPW (service public de Wallonie), 2022] et contour du domaine.

3.2 Raffinement du maillage

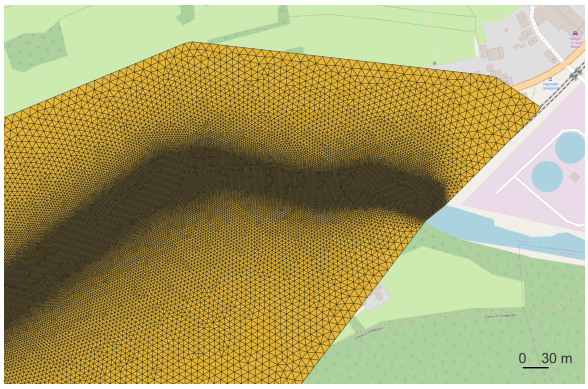
Comme expliqué précédemment, il est important d'analyser le raffinement d'un maillage avant de faire des simulations numériques. D'une part, si le maillage est trop grossier, la topographie, par exemple, pourrait être mal reproduite et pourrait mener à des erreurs dans les résultats. Le raffinement du maillage dépend de la taille caractéristique des cellules. Cette dernière correspond à la longueur du côté des cellules. D'autre part, si le maillage est trop fin, cela peut entraîner une augmentation inutile du temps de calcul et une utilisation excessive des ressources informatiques. Il est donc important d'essayer de l'optimiser, afin d'obtenir des résultats précis et fiables tout en minimisant le temps de calcul.

Deux types de maillages ont été réalisés. Un maillage en gradient et un maillage uniforme, illustrés à la Figure 6.19.

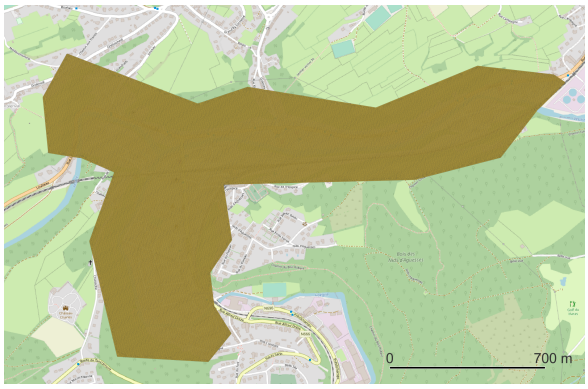
Un maillage en gradient est caractérisé par une densité de mailles variable dans l'espace. Ces dernières sont plus fines dans le lit mineur et plus larges dans le lit majeur. En effet, on s'attend à davantage de variations d'écoulement proche du lit mineur. Un premier test a été fait sur le maillage en gradient avec une taille caractéristique des cellules de 10 m pour le lit majeur et 1.5 m pour le lit mineur, comme illustré à la Figure 6.19b. Le temps de calcul était très élevé et le maillage du lit mineur trop raffiné.



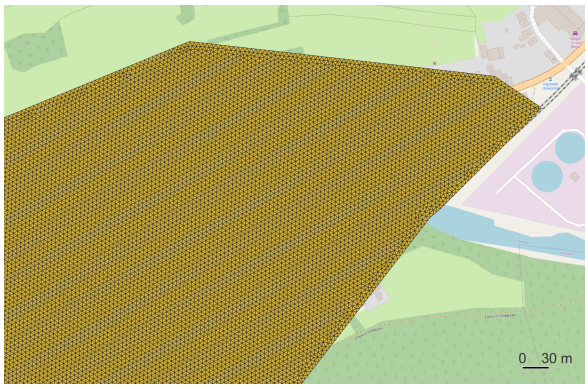
(a) Maillage gradient. Taille caractéristique des cellules du lit majeur : 10 m et pour le lit mineur : 1.5 m.



(b) Zoom sur le maillage gradient.



(c) Maillage uniforme. Taille caractéristique des cellules : 5 m.



(d) Zoom sur le maillage uniforme.

FIGURE 6.19 – Types de maillages.

Un deuxième test a été fait sur un maillage uniforme avec une taille caractéristique des cellules de 5 m partout, comme illustré à la Figure 6.19d. Grâce à ce dernier, le temps de calcul était raisonnable et les résultats satisfaisants. Les simulations effectuées pour ce travail de recherche ont donc été faites sur base de ce raffinement.

4 Simulations

Les simulations ont été réalisées à l'aide du logiciel Hydroflow, décrit dans la Section 1 du Chapitre 2.

Trois simulations complètes ont été réalisées en utilisant les hydrogrammes présentés dans la Section 2.3. Dans cette section, les conditions initiales et les frontières utilisées pour chaque simulation sont détaillées. Une brève explication des résultats des deux premières simulations est fournie, mettant en évidence les modifications apportées d'une simulation à l'autre et leurs causes. Les résultats de la troisième simulation sont les résultats définitifs choisis pour le calcul des pressions et des forces.

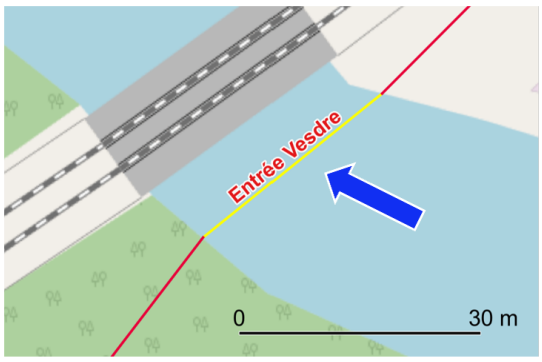
4.1 Première simulation

4.1.1 Conditions initiales

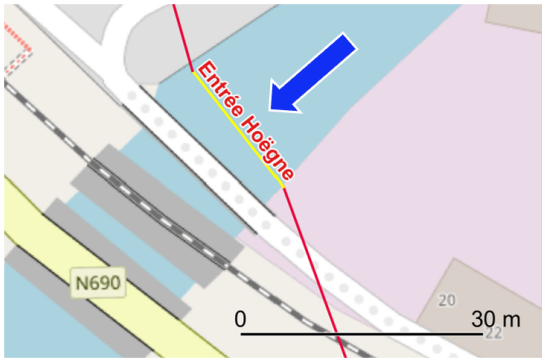
Désormais, les tronçons des frontières du maillage passant par les exutoires des bassins versants de la Vesdre et la Hoëgne sont appelés les "entrées" du domaine et le tronçon traversant la Vesdre à l'aval est "l'exutoire" du domaine.

Cette simulation a débuté avec le remplissage de la rivière. Pour ce faire, un débit de 13.74 m^3/s en condition d'entrée pour la Vesdre et 8.6 m^3/s pour la Hoëgne ont été imposés. Ces débits ont été choisis de manière arbitraire afin de remplir rapidement la rivière, initialement vide. Ils sont bien supérieurs à ceux qui se sont réellement écoulés. Cette condition initiale sera donc revue aux prochaines simulations. Ensuite, les hydrogrammes illustrés à la Figure 6.13 ont été imposés comme condition d'entrée dans la Vesdre et dans la Hoëgne.

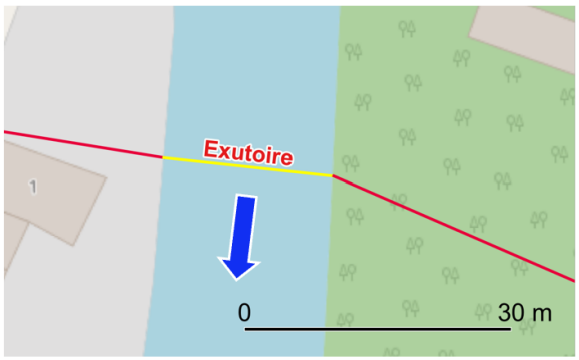
Comme illustré à la Figure 6.20, les conditions frontières aux entrées et à l'exutoire ne s'étendent que sur la largeur de la rivière. Pour les conditions d'entrée, il est important de ne pas définir un tronçon trop large car c'est là que les débits et flux d'eau seront injectés. Comme expliqué la Section 2.1, les exutoires des deux bassins versants ont été choisis à des endroits où l'écoulement reste assez étroit. Par conséquent, il est préférable que le débit d'entrée dans le maillage soit injecté sur une portion étroite afin d'éviter toute fuite hors de la zone désirée. La largeur du tronçon à l'exutoire du domaine a été fixée dans une même optique, mais sera modifiée dans la troisième simulation.



(a) Largeur de la condition frontière d'entrée de la Vesdre.



(b) Largeur de la condition frontière d'entrée de la Hoëgne.



(c) Largeur de la condition frontière de l'exutoire.

FIGURE 6.20 – Mise en évidence de la largeur des conditions frontières.

La condition frontière imposée aux entrées du domaine dans la Vesdre et dans la Hoëgne sont les débits résultants des hydrogrammes. La condition frontière à l'exutoire du domaine est une condition transmissive. Cela signifie qu'elle permet le passage de l'écoulement à travers la frontière du domaine, lui permettant d'en sortir.

Ensuite, il est nécessaire de déterminer le coefficient de Manning à utiliser pour la simulation de l'écoulement. Ce dernier prend en compte la rugosité de la surface sur laquelle la rivière s'écoule. Il est constant sur l'ensemble du maillage. Par conséquent, il convient de choisir un coefficient équivalent qui puisse considérer la rugosité du lit de la rivière, des berges et des surfaces inondées lisses, telles que les zones bétonnées. Les éléments amenant une certaine résistance contre l'écoulement, tels que la végétation ou les bâtiments doivent également être pris en compte. Un tableau regroupant les différents coefficients de Manning en fonction des types de surface et de leur état peut être trouvé sur le site "Hydraulique Appliquée" de l'UCLouvain [EPL - GCE, 2013]. Ces valeurs sont reprises dans l'Annexe 2.5 au Tableau A.1. A titre d'information, le ciment lissé en parfait état correspond à un coefficient de Manning de $n = 0.01$ sm$^{-1/3}$. Une zone à écoulement lent sur de l'herbe correspond à un coefficient de Manning de $n = 0.08$ sm$^{-1/3}$. Il a été décidé de prendre une valeur intermédiaire et de choisir $n = 0.03$ sm$^{-1/3}$.

4.1.2 Résultats

La simulation fournit en valeurs de sortie les hauteurs d'eau et les débits linéiques aux coordonnées de chaque cellule. Le pic de l'inondation, correspondant aux hauteurs d'eau maximales, survient le 15 juillet 2021 aux environs de midi. Elles sont illustrées à la Figure 6.21. La graduation indique la hauteur d'eau maximale atteinte en chaque cellule. Au vu de la répartition des couleurs, la valeur maximale de 8.7 m est atteinte en haut à gauche du maillage, près de l'exutoire. Ces hauteurs d'eau seront analysées et rectifiées lors de la troisième simulation.

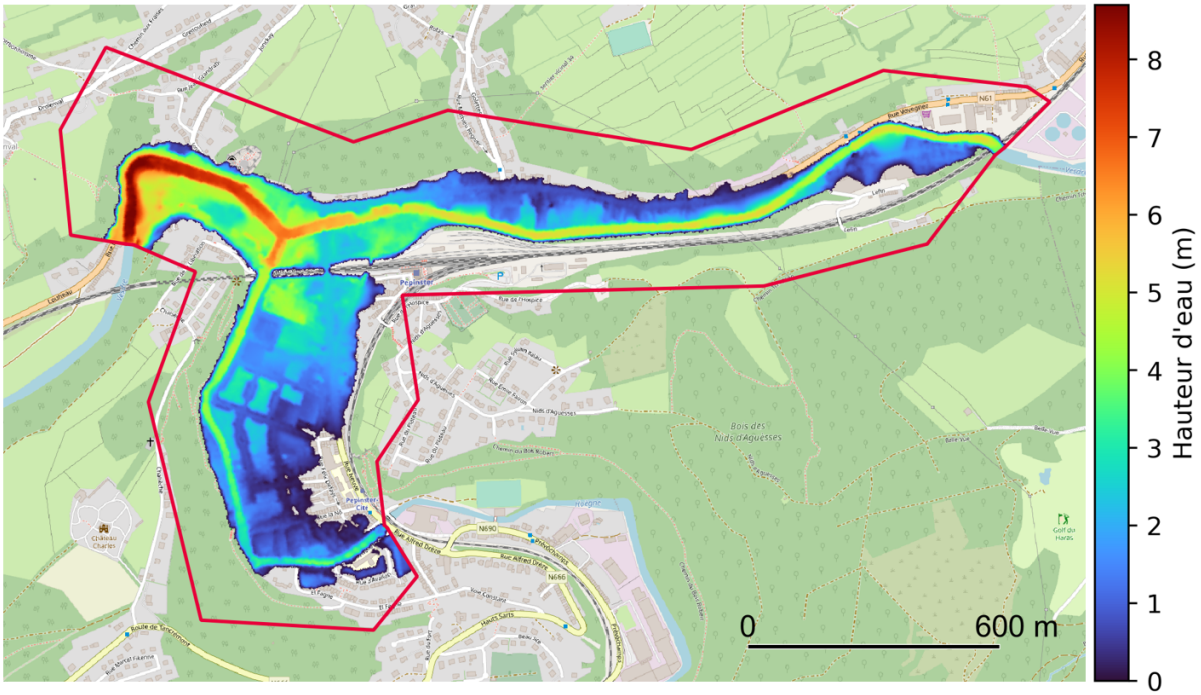
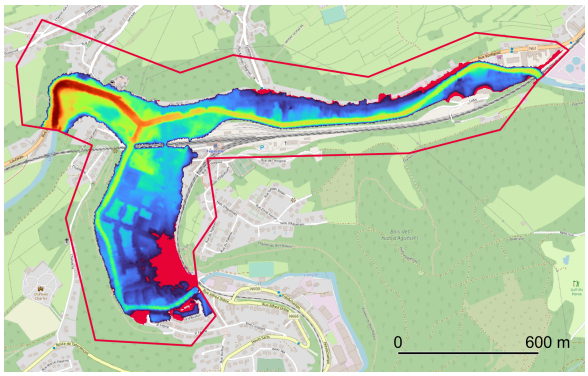


FIGURE 6.21 – Hauteurs d'eau maximales atteintes sur le maillage pour la première simulation.

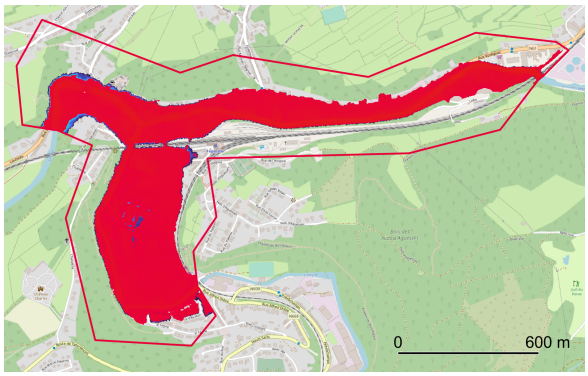
Une comparaison des étendues des hauteurs d'eau de la simulation et de la zone inondée "IDW" [SPW (service public de Wallonie), 2022] est illustrée à la Figure 6.22. Sur la Figure 6.22a, la simulation recouvre la zone inondée "IDW". A certains endroits, la zone inondée "IDW" dépasse de la simulation. En haut à droite du maillage se trouve la Vesdre avant la confluence. A cet endroit, la zone inondée "IDW" est plus étendue. En effet, cette dernière considère des hauteurs d'eau supérieures et donc s'étend plus loin. De plus, ce même phénomène est également visible en bas du maillage, près de l'entrée de la Hoëgne.

A l'inverse, sur la Figure 6.22b, c'est cette fois-ci la zone inondée "IDW" qui recouvre les résultats de la simulation. En haut à gauche se trouve l'exutoire. Dans cette zone, contrairement au cas précédent, c'est la simulation qui atteint des hauteurs d'eau supérieures à celles calculées pour la zone inondée "IDW".

Finalement, de manière générale l'allure des deux inondations est plutôt semblable. Par conséquent, ces résultats sont assez satisfaisants.



(a) Superposition de la zone inondée [SPW (service public de Wallonie), 2022] (en rouge) et des hauteurs d'eau de la simulation.



(b) Superposition des hauteurs d'eau de la simulation et de la zone inondée [SPW (service public de Wallonie), 2022] (en rouge).

FIGURE 6.22 – Comparaison des étendues des hauteurs d'eau de la simulation et de la zone inondée (en rouge).

4.2 Deuxième simulation

4.2.1 Conditions initiales

Suite aux résultats plutôt concluants de la première simulation, il a été décidé de recommencer la simulation précédente en reprenant l'ensemble des paramètres hormis les hydrogrammes de départ et les débits de remplissage initiaux de la rivière.

En effet, cette fois-ci la rivière a été remplie en prenant en compte les débits initiaux réels approximés, déterminés à la Section 2.3. Ces derniers étant de 2.3 m^3/s en condition d'entrée pour la Vesdre et 1.2 m^3/s pour la Hoëgne. Dès lors, les hydrogrammes à l'entrée de la Vesdre et de la Hoëgne utilisés pour cette simulation sont illustrés à la Figure 6.16.

4.2.2 Résultats

La Figure 6.23 illustre les hauteurs d'eau maximales atteintes en chaque cellule pour cette deuxième simulation. Comme précédemment, le pic de l'inondation correspondant aux hauteurs d'eau maximales survient le 15 juillet 2021 aux environs de midi. La graduation indique la hauteur d'eau maximale atteinte en chaque cellule. Le maximum est de 8.85 m. Comme précédemment, cette valeur est atteinte en haut à gauche du maillage, près de l'exutoire.

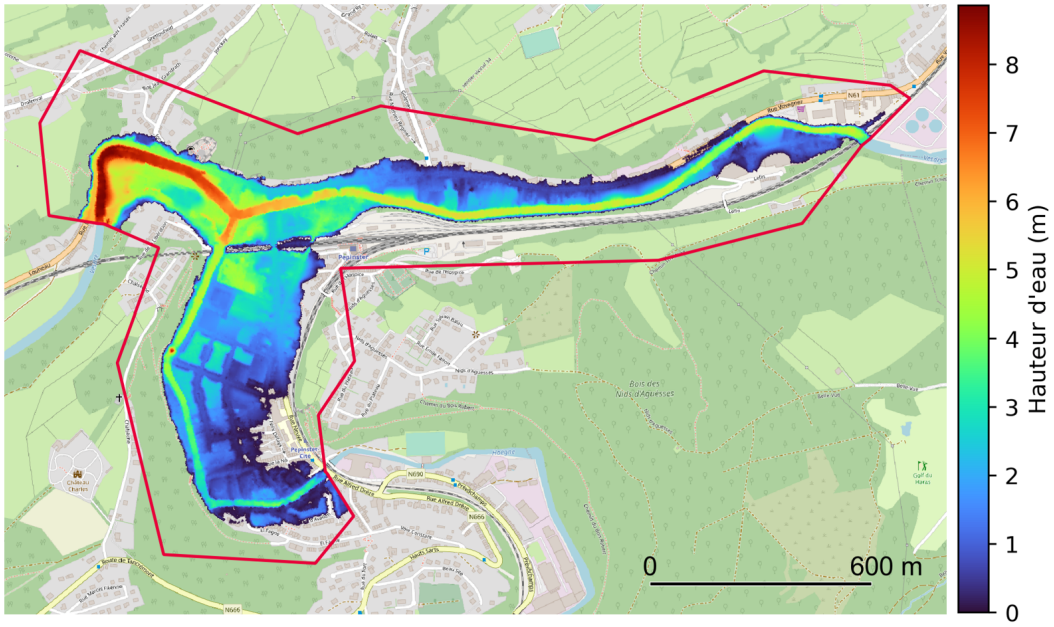
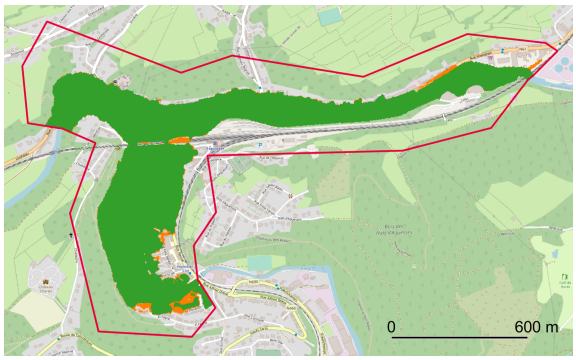
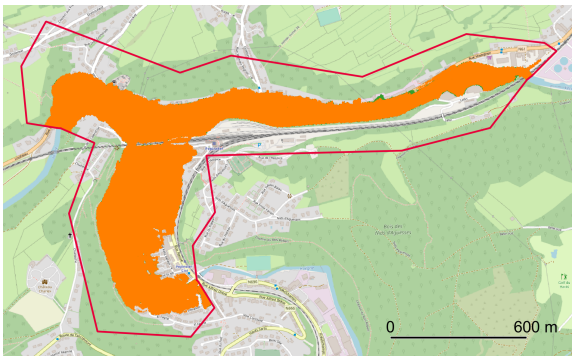


FIGURE 6.23 – Hauteurs d'eau maximales atteintes sur le maillage pour la deuxième simulation.



(a) Superposition de l'étendue des résultats de la deuxième simulation (en orange) et de la première simulation (en vert).



(b) Superposition de l'étendue des résultats de la première simulation (en vert) et de la deuxième simulation (en orange).

FIGURE 6.24 – Comparaison des étendues des résultats entre la première simulation (en orange) et la deuxième simulation (en vert).

Une comparaison entre les deux premières simulations est illustrée à la Figure 6.24. On peut observer à la Figure 6.24a une superposition entre les deux étendues, avec les résultats de la deuxième simulation qui recouvrent ceux de la première. On constate quelques débordements de la deuxième simulation dans la partie inférieure du maillage, près du tronçon de la Hoëgne. Le même phénomène est également légèrement présent en haut à droite du maillage, sur le tronçon de la Vesdre.

A l'inverse, la Figure 6.24b illustre la superposition des deux étendues, avec les résultats de la deuxième simulation qui recouvrent ceux de la première. La première simulation ne dépasse que très rarement l'étendue de la deuxième simulation.

Enfin, les deux simulations ne donnent pas des résultats très différents. L'étendue et la hauteur d'eau maximale atteintes sont très semblables. En effet, étant donné que les hydrogrammes utilisés dans la première simulation, illustrés à la Figure 6.13 et ceux utilisés pour la deuxième simulation, illustrés à la Figure 6.16 sont très similaires, il n'est pas étonnant de n'observer qu'une différence minime.

Par la suite, les valeurs des hauteurs d'eau de la deuxième simulation et celles de la zone inondée "IDW" ont été comparées. Pour ce faire, une différence entre les deux couches a été effectuée pour constater les zones où la simulation Hydroflow présente des hauteurs d'eau supérieures ou inférieures à celles de la zone inondée "IDW". Le résultat de cette opération est visible à la Figure 6.25. La gamme de différence se situe entre -3.7 m et 5.3 m. Il est aisé de constater que la partie gauche du maillage présente une zone aux couleurs chaudes plus foncées. Par conséquent, les hauteurs de la simulation Hydroflow sont supérieures à celles de la zone inondée "IDW".

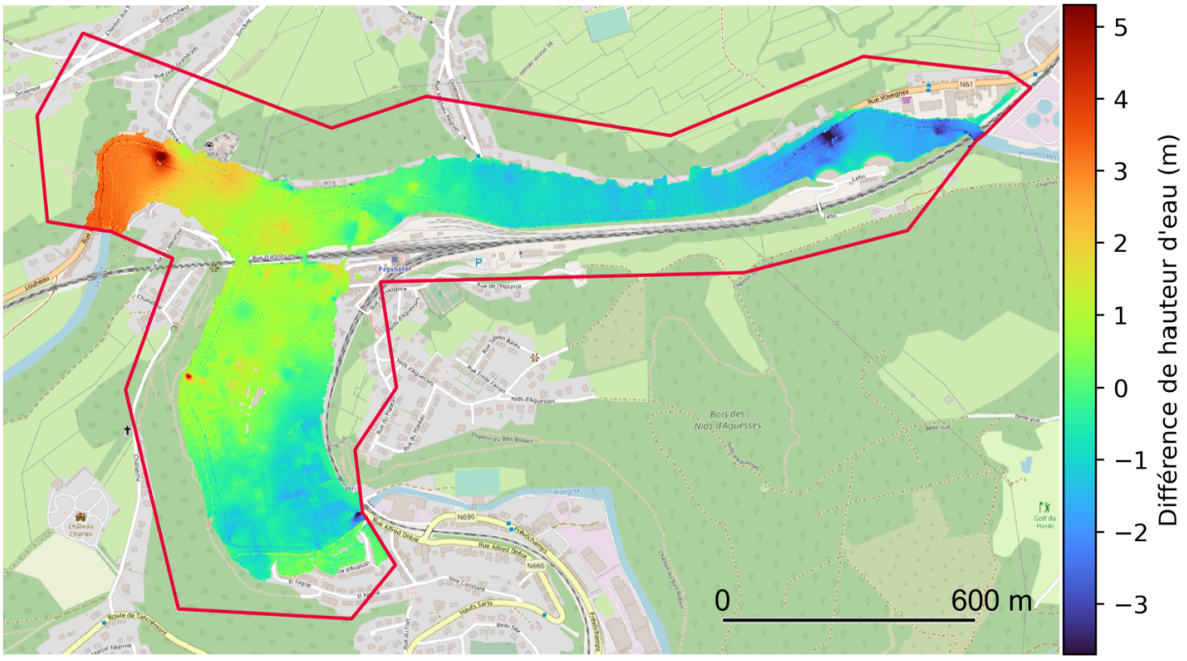


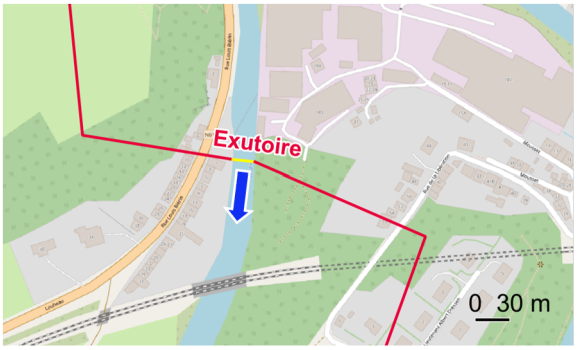
FIGURE 6.25 – Différence entre les hauteurs d'eau de la deuxième simulation et les hauteurs d'eau de la zone inondée "IDW" [SPW (service public de Wallonie), 2022].

En effet, ce phénomène est dû à la largeur de la frontière aval. Cette dernière, illustrée à la Figure 6.20c ne s'étend que sur la largeur de la rivière. Par conséquent, l'eau ayant débordé et voulant s'évacuer est bloquée par les frontières du maillage qui ne sont pas définies comme transmissives. La largeur de la frontière aval est donc modifiée dans la troisième simulation.

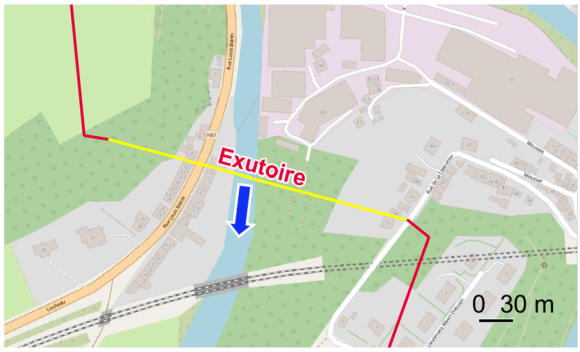
4.3 Troisième simulation

4.3.1 Conditions initiales

Suite aux observations de la deuxième simulation, il a été décidé de modifier la largeur de la condition aval à l'exutoire. Cette dernière a été augmentée afin de permettre à l'eau de crue de s'évacuer sur une plus grande largeur à la frontière du maillage. Cette adaptation vise à se rapprocher davantage des conditions réelles. En effet, à la sortie du maillage, l'eau est sensée pouvoir s'écouler librement, sans être entravée par des frontières fictives, limitant l'évacuation à une largeur restreinte. La nouvelle frontière transmissive est illustrée à la Figure 6.26b.



(a) Largeur de l'exutoire pour les simulations 1 et 2.



(b) Largeur de l'exutoire pour la simulation 3.

FIGURE 6.26 – Comparaison de la largeur de l'exutoire entre les simulations 1, 2 et 3.

L'entièreté des autres paramètres sont identiques à ceux de la deuxième simulation.

4.3.2 Résultats

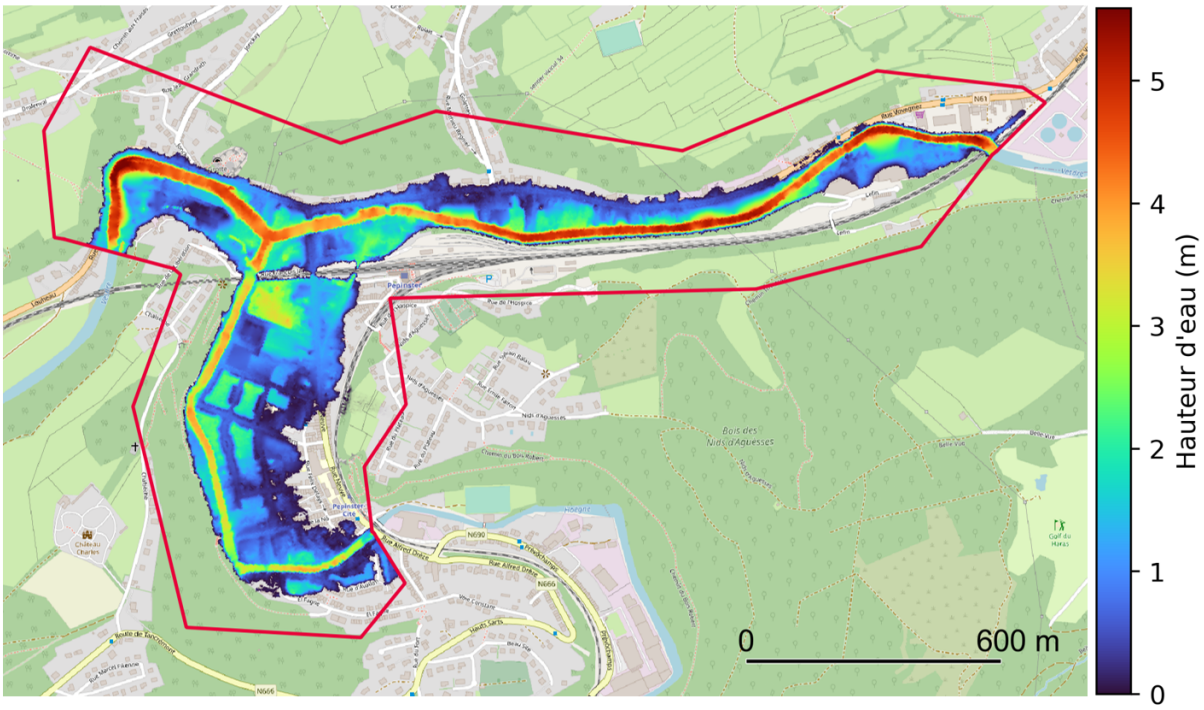
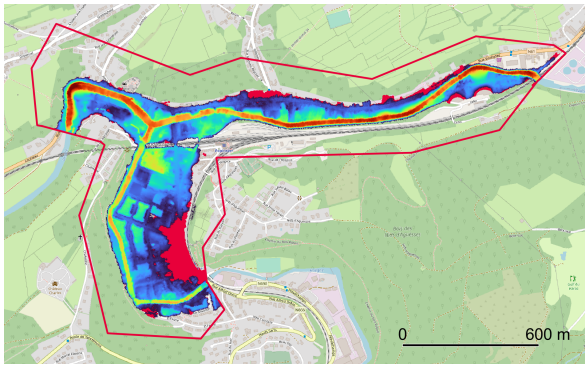
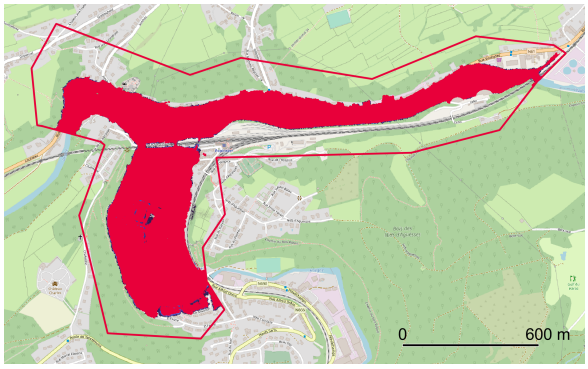


FIGURE 6.27 – Hauteurs d'eau maximale atteintes sur le maillage pour la troisième simulation.

La Figure 6.27 illustre les hauteurs d'eau maximales atteintes en chaque cellule pour cette deuxième simulation. Comme pour les deux premières simulations, le pic de l'inondation correspondant aux hauteurs d'eau maximales, survient le 15 juillet 2021 aux environs de midi. La graduation indique la hauteur d'eau maximale atteinte en chaque cellule. Le maximum est de 5.59 m contre 8.85 m obtenu précédemment. Il y a donc une différence notable comparé aux simulations précédentes. Désormais, il n'y a pas d'accumulation d'eau près de l'exutoire. Cette différence est due à la nouvelle largeur de l'exutoire, permettant à l'eau de sortir librement du maillage. De manière générale, les hauteurs d'eau les plus importantes sont atteintes dans le lit des rivières. De plus, les couleurs plus foncées indiquent que les hauteurs atteintes dans la Vesdre sont supérieures à celles atteintes dans la Hoëgne. Ce constat semble cohérent car la Vesdre est une rivière de taille et de débit supérieur à la Hoëgne.



(a) Superposition de la zone inondée [SPW (service public de Wallonie), 2022] (en rouge) et des hauteurs d'eau de la simulation.



(b) Superposition des hauteurs d'eau de la simulation et de la zone inondée [SPW (service public de Wallonie), 2022] (en rouge).

FIGURE 6.28 – Comparaison des étendues des hauteurs d'eau de la simulation et de la zone inondée (en rouge).

Une comparaison des étendues des hauteurs d'eau de la simulation et de la zone inondée "IDW" [SPW (service public de Wallonie), 2022] est illustrée à la Figure 6.28. Sur la Figure 6.28a, les observations sont similaires à celles faites sur la Figure 6.28a. Les résultats de la simulation recouvrent la zone inondée "IDW". A certains endroits, la zone inondée "IDW" dépasse légèrement de la simulation. En haut à droite du maillage se trouve la Vesdre avant la confluence. A cet endroit, la zone inondée "IDW" est plus étendue. En effet, cette dernière considère des hauteurs d'eau supérieures provoquant ainsi une étendue plus large. De plus, ce même phénomène est également visible en bas du maillage, près de l'entrée de la Hoëgne.

A l'inverse, sur la Figure 6.28b, c'est cette fois-ci la zone inondée "IDW" qui recouvre les résultats de la simulation. Contrairement à l'analyse faite à la Figure 6.22b, l'étendue de la simulation ne dépasse jamais celle de la zone inondée "IDW". Cependant, on devine à de nombreux endroits les contours des deux zones qui se superposent.

Enfin, l'étendue de la zone inondée reproduite par la simulation Hydroflow correspond de manière générale à la zone inondée "IDW". Cependant, certaines zones demandent une analyse plus poussée. Par exemple, il y a une grande différence près de l'entrée de la Hoëgne, dans la partie inférieure droite du maillage. Cette dernière peut être due à diverses causes. La présence de nombreux bâtiments dans la réalité pourrait fausser les résultats. De plus, la manière dont est introduit le débit à l'entrée de la Hoëgne pourrait influencer les résultats. Ces hypothèses constituent une base pour de nouvelles recherches dans lesquelles les bâtiments pourraient être introduits.

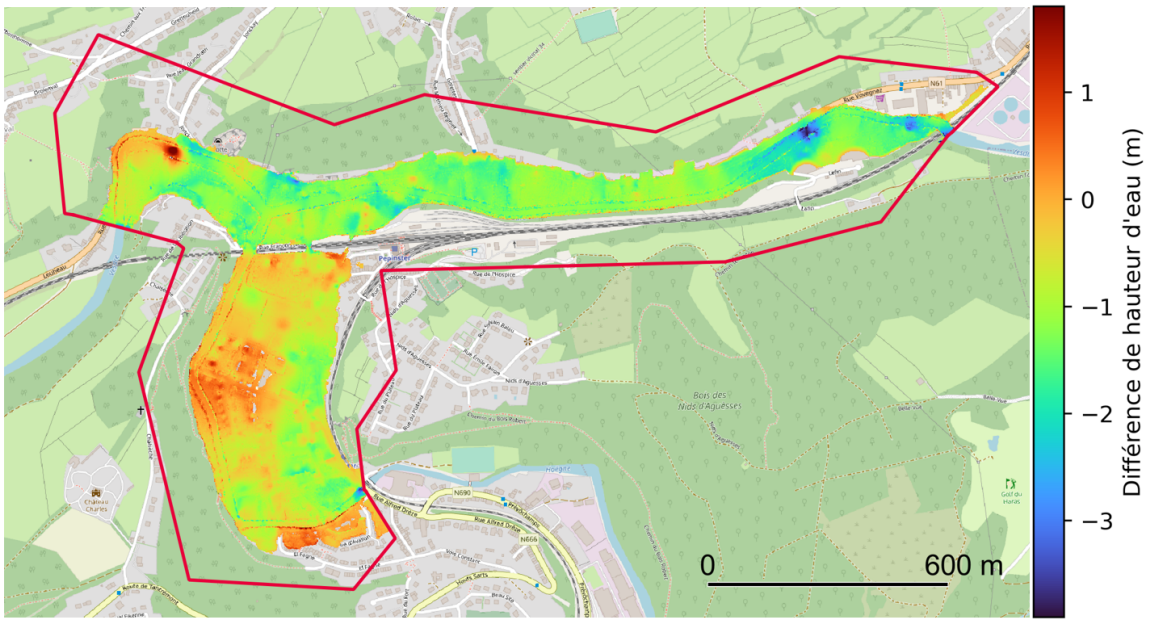


FIGURE 6.29 – Différence entre les hauteurs d'eau de la troisième simulation et les hauteurs d'eau de la zone inondée "IDW" [SPW (service public de Wallonie), 2022].

La Figure 6.29 illustre la différence de hauteur d'eau entre les résultats de la troisième simulation et les hauteurs d'eau de la zone inondée "IDW" [SPW (service public de Wallonie), 2022]. Tout d'abord, on remarque, grâce à la graduation, que la gamme de différence se situe entre -3.88 m et 1.76 m. Par conséquent, cette dernière est inférieure de plus de 3.6 m, ce qui résulte d'une diminution de l'erreur. De plus, le constat visuel indique qu'il n'y a plus de valeurs extrêmes accumulées dans une zone particulière. Cependant, des tâches de couleur plus "intense" sont visibles à certains endroits. Ces dernières résultent d'une plus grande différence entre les hauteurs d'eau de la simulation et de la zone inondée "IDW". Ces endroits particuliers sont analysés à la Section 4.3.3.

4.3.3 Analyse des coupes de profil

La Figure 6.30 illustre une coupe dans la Figure 6.29. Elle se situe dans la partie supérieure gauche du maillage, près de l'exutoire. Une zone "rouge foncé" est visible, indiquant que les hauteurs d'eau de la simulation sont supérieures à celles de la zone inondée "IDW". Les courbes présentes sur la coupe sont détaillées si dessous :

- Hauteurs "IDW" + élévation du lit en rouge : cette courbe est l'addition des hauteurs d'eau de la zone inondée "IDW" et de l'élévation de terrain donnée par le MNT (Modèle Numérique de Terrain) [SPW (service public de Wallonie), 2015].
- Élévation du lit en noir : cette courbe est l'élévation de terrain donnée par le MNT.
- Hauteurs simulation + élévation du maillage en bleu : cette courbe est l'addition des hauteurs d'eau de la simulation et de l'élévation du maillage, calculée par Hydroflow sur base du MNT.
- Élévation du maillage en vert : cette courbe est l'élévation du maillage, calculée par Hydroflow sur base du MNT.

La représentation de ces courbes permet dans un premier temps de détecter une erreur dans l'attribution de l'élévation des cellules du maillage. De plus, elle permet de comparer la valeur des hauteurs d'eau obtenues avec la simulation et avec la zone inondée "IDW". Enfin, il est possible de vérifier que les courbes rouges et bleues sont horizontales sur toute la largeur inondée.

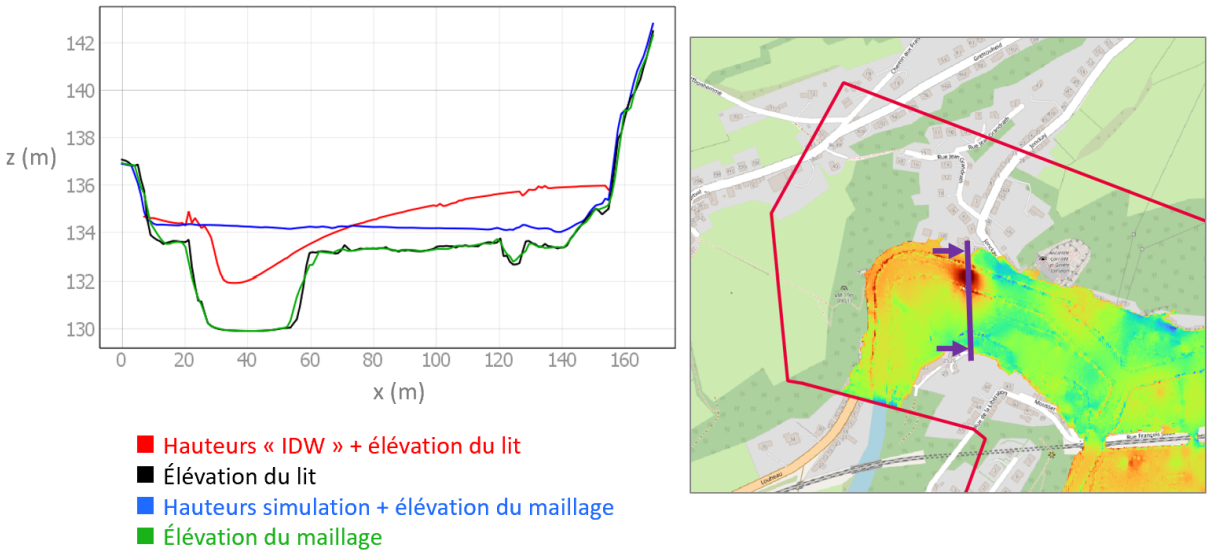


FIGURE 6.30 – Coupe 1 située dans la Figure 6.29.

Sur la première coupe (Figure 6.30), l'élévation du maillage et du lit sont très semblables. Cependant, la courbe rouge n'est pas du tout horizontale sur l'entièreté de la largeur de la zone inondée. Cette dernière passe d'abord sous la courbe bleue dans le lit mineur, puis au dessus, dans le lit majeur. La courbe bleue, représentant le résultat de la simulation, est quant à elle relativement horizontale sur toute la largeur de la zone inondée. Par conséquent, il est important de garder un esprit critique quant aux valeurs de zone inondée "IDW".

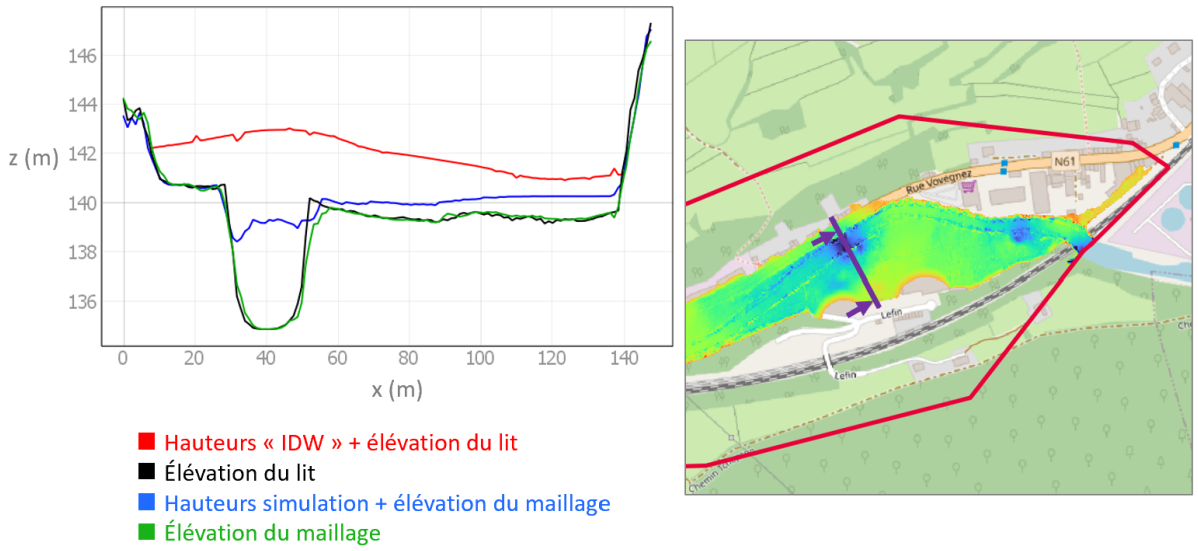


FIGURE 6.31 – Coupe 2 située dans la Figure 6.29.

Une deuxième coupe est illustrée sur la Figure 6.31. Cette dernière est située sur le tronçon de la Vesdre, près de l'entrée de la rivière dans le maillage. A nouveau, elle coupe une zone bleue foncée. Cela signifie que les hauteurs d'eau de la simulation sont inférieures à celles de la zone inondée "IDW".

Tout d'abord, on constate de nouveau que les courbes noire et verte sont fort semblables. Cependant, la courbe rouge est largement au dessus de la courbe bleue, pour une différence maximale d'environ 3 m. Enfin, aucune des deux courbes n'est vraiment parfaitement horizontale. Preuve qu'aucune méthode n'est jamais totalement fiable.

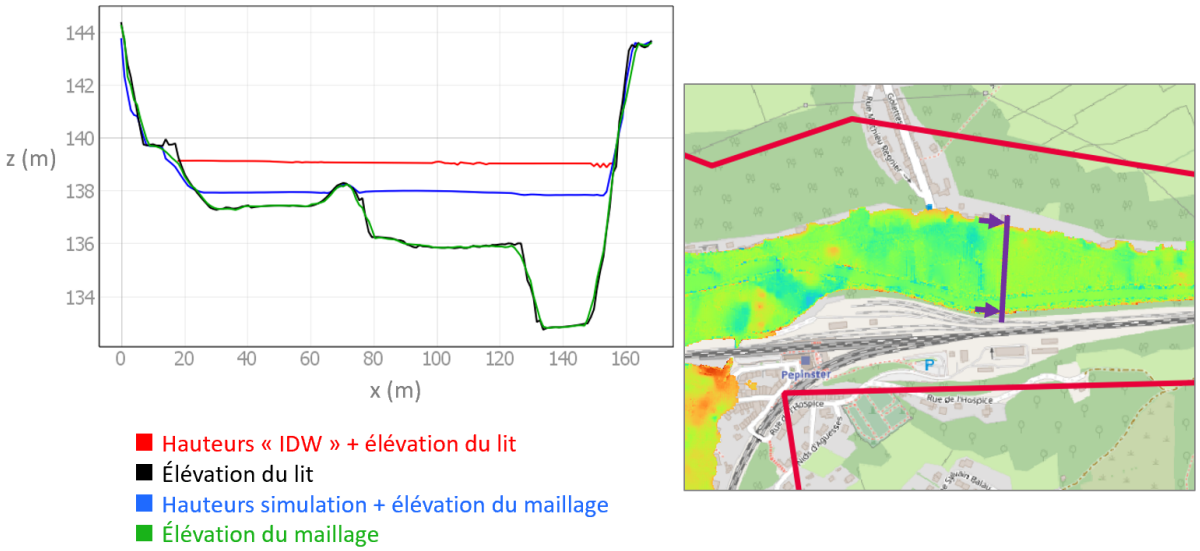


FIGURE 6.32 – Coupe 3 située dans la Figure 6.29.

La Figure 6.32 illustre une troisième coupe. Cette dernière se situe toujours sur le tronçon de la Vesdre, un peu en l'amont de la deuxième coupe et avant la confluence avec la Hoëgne.

Comme précédemment, les courbes noire et verte sont très semblables. Les courbes bleu et rouge ont une allure horizontale sur toute la largeur inondée, ce qui correspond aux résultats attendus. Enfin, comme pour la deuxième coupe, les hauteurs de la zone inondée "IDW" sont supérieures d'environ 1 m comparé à celles de la simulation.

Enfin, la Figure 6.33 illustre une quatrième coupe. Cette dernière se situe sur le tronçon de la Hoëgne, un peu après l'entrée de la rivière. Comme relevé précédemment, l'étendue de la zone "IDW" et celle de la simulation présentent de grandes différences.

Comme d'habitude, les courbes verte et noire sont très semblables. La courbe bleue est bien horizontale sur toute la largeur inondée, contrairement à la courbe rouge. En effet, le résultat de la zone inondée "IDW" parait instable à cet endroit. Il semble peu probable, voire impossible, que les hauteurs d'eau adoptent un profil pareil.

Finalement, on peut conclure de cette analyse que l'élévation du lit et l'élévation du maillage sont très proches l'une de l'autre. Par conséquent, les différences visibles entre les courbes bleue et rouge ne sont que le résultat de différences de hauteur d'eau calculées. De plus, de manière générale, les hauteurs d'eau de la zone inondée "IDW" sont toujours supérieures à celles issues de la simulation, d'environ 1 m. Enfin, il est clair qu'aucun résultat n'est parfait. Bien que, la plupart du temps, les tracés sont horizontaux pour la simulation, il arrive parfois quelques déviations. Les résultats de la simulation sont donc satisfaisants et assez proches de ce qui a pu être observé.

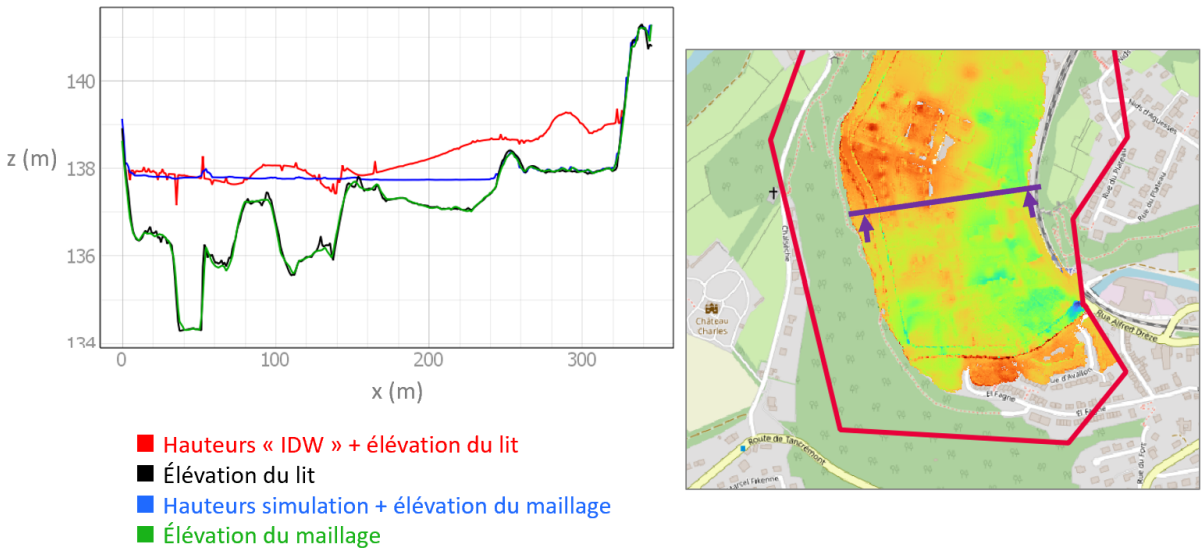


FIGURE 6.33 – Coupe 4 située dans la Figure 6.29.

Cependant, il est toujours possible d'améliorer le modèle. Par exemple, en incluant les bâtiments dans le maillage. De plus, il est également possible de faire varier certains paramètres tels que le coefficient de Manning. De nombreux facteurs peuvent également être pris en compte et sont susceptibles d'influencer les résultats de la simulation. Par exemple, l'état de saturation des sols avant les précipitations. En effet, s'ils sont déjà saturés à cause des averses précédentes, il y aura davantage de ruissellement. Certaines conditions aval peuvent également faire varier les données. Par exemple, les hypothèses faites sur les barrages d'Eupen et de la Gileppe se trouvant en l'amont de Pepinster (ces derniers étant considérés ouverts pour le calcul des hydrogrammes utilisés précédemment).

4.3.4 Analyse des laisses de crue

Une laisse de crue est un repère pour marquer le niveau maximal atteint par une inondation. Dans cette section, les données de quinze laisses de crues situées au bord de la Vesdre sont analysées. Ces dernières ont été fournies par la commune de Pepinster et sont situées sur la Figure 6.34. Des comparaisons sont réalisées entre les hauteurs d'eau de ces laisses et les hauteurs d'eau obtenues soit par la simulation, soit par la zone inondée "IDW".

L'analyse de ces laisses de crue s'appuie sur le Tableau 6.1. Dans la première colonne, le numéro de la laisse de crue numérotée sur la carte illustrée à la Figure 6.35 permet de les distinguer les unes des autres. La deuxième colonne correspond à l'élévation de la laisse de crue. La troisième colonne vaut la somme des hauteurs d'eau maximales atteintes lors de la troisième simulation et de l'élévation du maillage. La quatrième colonne correspond à la somme des hauteurs d'eau de la zone inondée "IDW" [SPW (service public de Wallonie), 2022] et l'élévation du lit. La cinquième colonne contient la différence entre les hauteurs d'eau de la simulation et l'élévation de la laisse de crue. La sixième colonne contient la différence entre les hauteurs d'eau de la zone inondée "IDW" et l'élévation de la laisse de crue. Enfin, la dernière colonne calcule la différence entre les hauteurs d'eau des simulation et celles de la zone inondée "IDW".

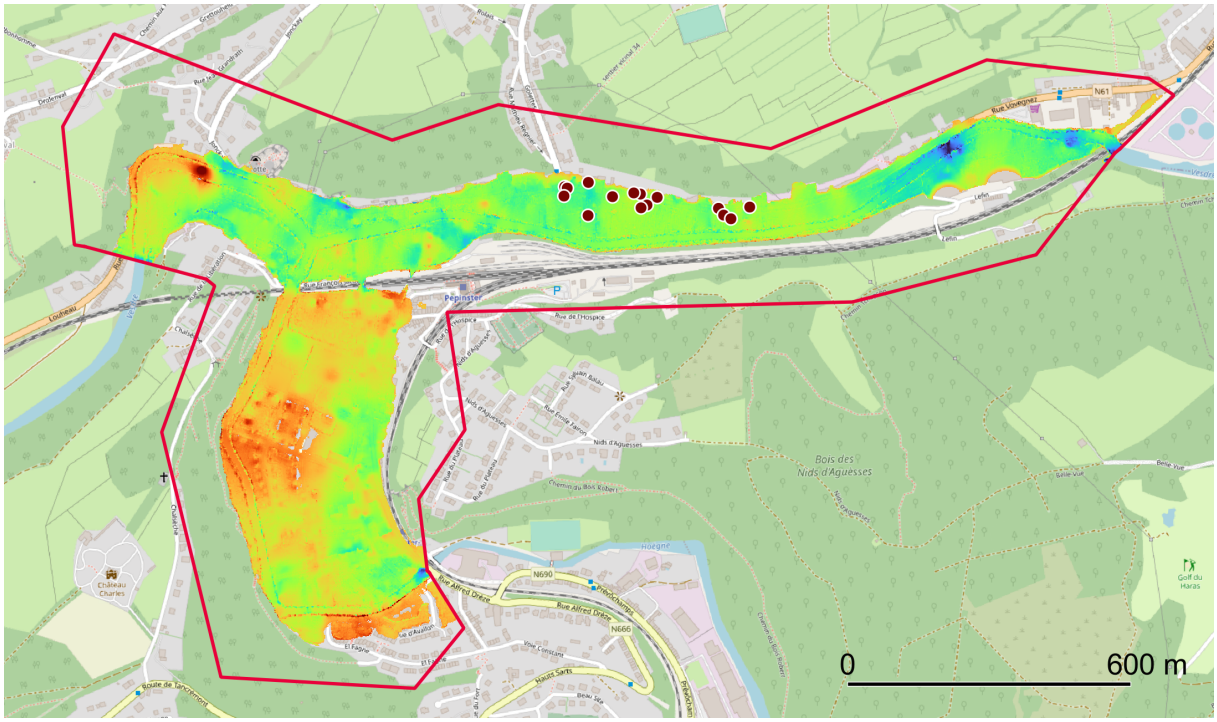


FIGURE 6.34 – Marqueurs des laisses de crue situées sur la Figure 6.29.

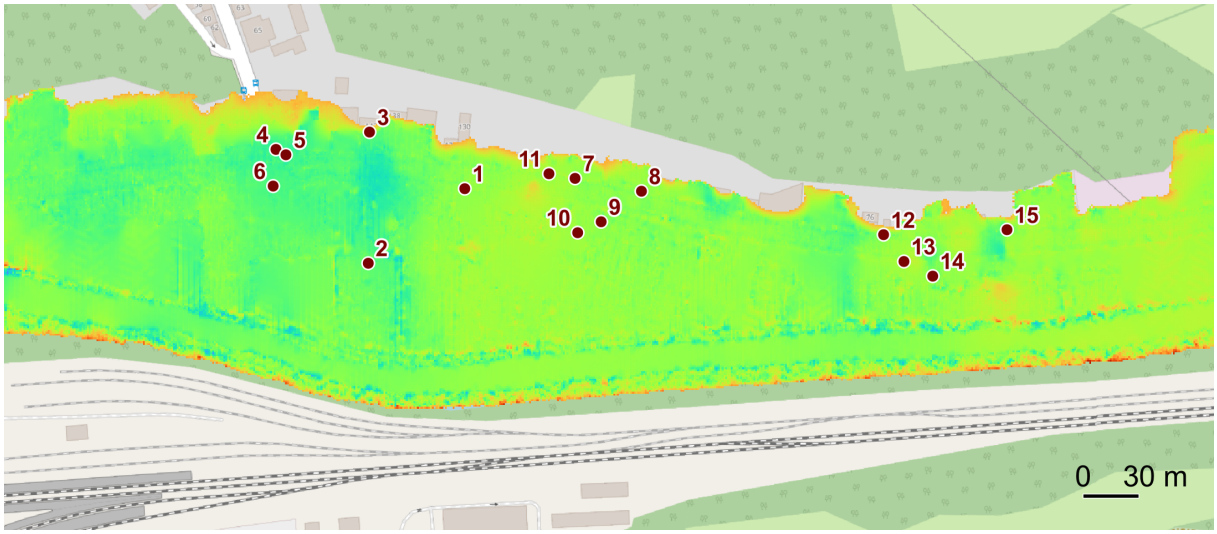


FIGURE 6.35 – Laisses de crue situées sur la Figure 6.29.

Laisse de crue	z (m)	z_{Simu} (m)	z_{IDW} (m)	z_{simu} - z (m)	z_{IDW} - z (m)	z_{simu} - z_{IDW} (m)
1	139.09	137.94	139.13	-1.15	**0.05**	-1.20
2	138.98	137.51	139.01	-1.46	**0.04**	-1.50
3	139.00	137.70	139.29	-1.30	**0.29**	-1.59
4	139.01	137.51	139.24	-1.49	**0.23**	-1.73
5	137.23	137.51	139.21	**0.28**	1.99	-1.71
6	137.28	137.48	139.06	**0.20**	1.78	-1.58
7	139.05	138.00	139.18	-1.04	**0.13**	-1.18
8	139.40	138.00	139.22	-1.40	**-0.18**	-1.21
9	139.14	138.00	139.20	-1.14	**0.06**	-1.20
10	139.13	138.00	139.13	-1.13	**0.00**	-1.13
11	139.08	138.00	139.10	-1.08	**0.02**	-1.10
12	139.59	138.27	139.50	-1.32	**-0.10**	-1.23
13	139.40	138.32	139.42	-1.08	**0.02**	-1.10
14	139.47	138.39	139.62	-1.08	**0.15**	-1.23
15	139.39	138.46	139.78	-0.93	**0.40**	-1.33

TABLE 6.1 – Données de l'analyse des laisses de crue.

En utilisant les informations présentes dans les cinquième et sixième colonnes, il est possible de déterminer quelles hauteurs, entre les simulations ou "IDW", se rapprochent le plus des niveaux des laisses de crue. Pour chaque laisse, la différence la plus faible est mise en évidence en gras dans le tableau. A de nombreuses reprises, ce sont les hauteurs d'eau de la zone inondée "IDW" qui se rapprochent le plus des laisses de crue. Les hauteurs d'eau de la simulation ne sont plus précises uniquement pour deux laisses. De plus, la dernière colonne indique qu'en général, la simulation sous-estime la hauteur d'eau par rapport à "IDW". En moyenne, les hauteurs d'eau "IDW" sont supérieures d'environ 1 m aux hauteurs d'eau simulées. Cette observation vient confirmer les remarques précédentes de la Section 4.3.3.

Bien que ces laisses de crue soient des données pertinentes à comparer, il est important de vérifier la cohérence de ces dernières. En effet, deux points très proches devraient avoir une valeur "z" assez similaire. Par exemple, les laisses 11 et 7 sont différentes de 0.03 m. Les laisses 10 et 9 sont différentes de 0.01 m. Cependant, les laisses 4 et 5 sont différentes de 1.78 m, alors que ces dernières sont extrêmement proches. Cet écart peut être dû à une erreur de mesure ou à une condition locale particulière permettant une différence pareille. Par conséquent, il est intéressant d'avoir un large set de données à comparer avec les résultats des simulations.

5 Chronologie de l'inondation

L'Annexe 2.5 illustre huit temps de l'inondation afin de se rendre compte de la chronologie de l'évènement. Selon les pluviomètres et articles sur le sujet [7sur7, 2022], les averses ont commencé le 13 juillet 2021 en fin de journée. Durant la nuit du 13, les ruisseaux commencent à déborder et les routes à être inondées. La Figure 6.36 illustre l'état des hauteurs d'eau le 14 juillet à minuit. Cette dernière peut être comparée avec la Figure B.1 de l'Annexe dans laquelle les hauteurs d'eau initiales dans les ruisseaux, avant débordement sont illustrées.

Les eaux continuent de monter. Le 15 juillet au matin, les premières maisons s'effondrent à Pepinster. Les hauteurs d'eau maximales sont atteintes le 15 juillet dans les environs de midi. La zone inondée maximale est illustrée à la Figure 6.27.

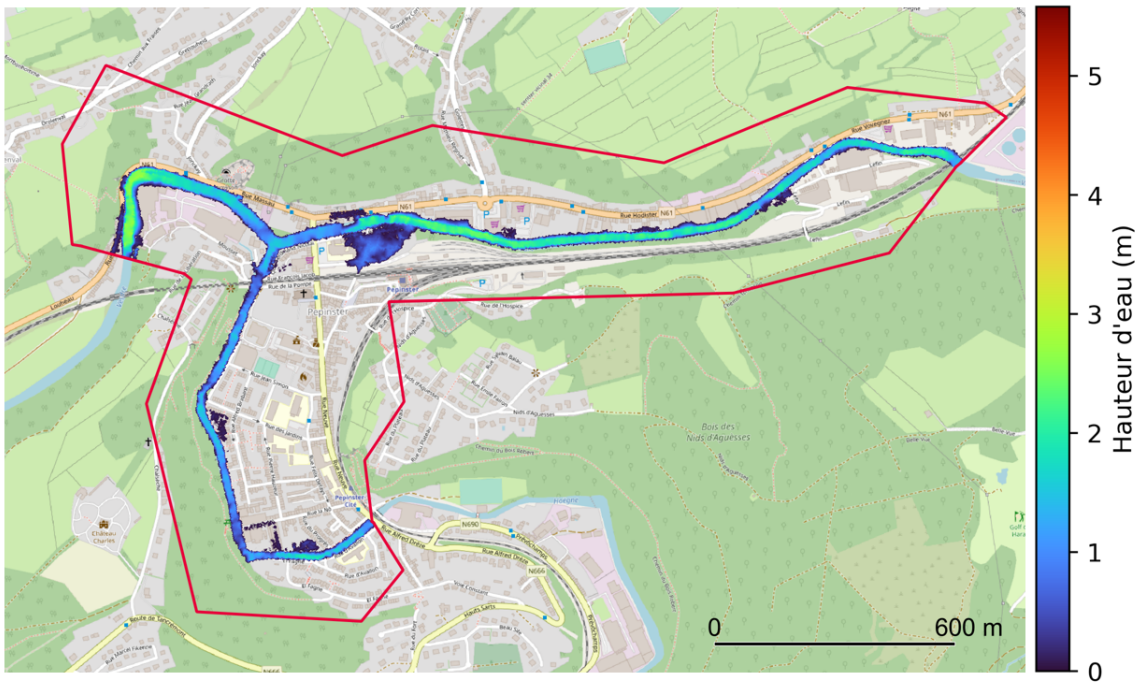


FIGURE 6.36 – Hauteurs d'eau le 14 juillet à minuit.

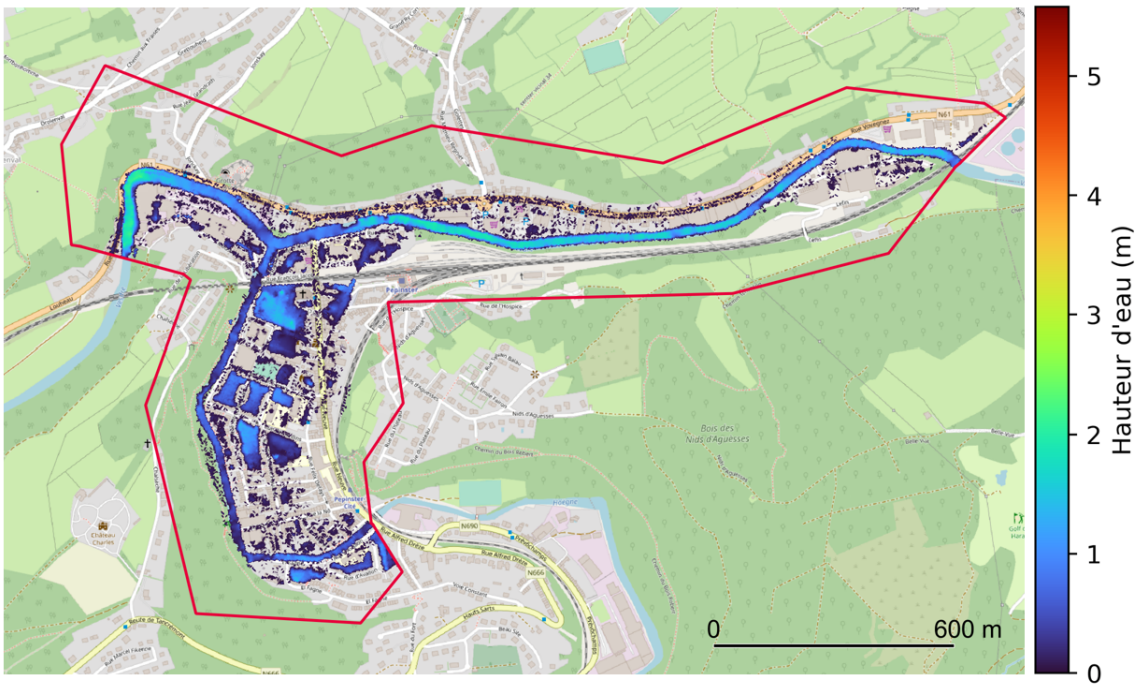


FIGURE 6.37 – Hauteurs d'eau le 18 juillet à minuit.

Fin de journée, les précipitations se calment et la décrue commence. Enfin, malgré l'ampleur des dégâts, l'eau finit par descendre. La situation finale de la simulation est celle illustrée à la Figure 6.37. De nombreuses "tâches" d'eau sont encore présentes. Ces dernières sont la conséquence des phénomènes non considérés par Hydroflow, tels que l'infiltration dans les sols ou l'évaporation. L'eau s'accumule dans les dépressions et n'en sort pas.

Finalement, les conséquences de cette inondation, qui a duré plusieurs jours, se font encore sentir aujourd'hui, avec des dégâts matériels et corporels dont l'ampleur est inestimables. Il est essentiel d'étudier ce type d'événement afin de mieux se prémunir à l'avenir ou de mieux se rétablir en cas d'inondation similaire.

6 Analyse de la période de retour

Il est pertinent d'analyser la période de retour de cet évènement afin d'avoir une idée de la probabilité qu'une inondation d'une telle envergure se reproduise. Le rapport [Zeimetz et al., 2021] s'est penché sur la question. Il fournit plusieurs analyses pour les cumuls de pluie de 24 h, 28 h et 72 h à différentes stations pluviométriques. Dans ce mémoire, la station de Jalhay sera prise pour exemple. Les cumuls maximaux de précipitations sont les suivants :

— Pour 24 h : 192.2 mm
— Pour 48 h : 275.4 mm
— Pour 72 h : 291.7 mm

Ces données sont comparées avec les courbes IDF mises à disposition par l'IRM aux Figure 6.38, 6.39 et 6.40. Les lignes jaunes indiquent les hauteurs de précipitations maximales observées. Les courbes de l'IRM extrapolent les observations jusqu'à une période de retour de 200 ans. Il est clair que sur base de ces graphes, la période de retour est supérieure à 200 ans.

Il est important de souligner que les données prises en compte par les courbes de l'IRM s'arrêtent après 2012. Par conséquent, des approches différentes sont analysées dans le rapport. Par exemple, les courbes IDF sont ajustées, prenant en compte des données pluviométriques plus récentes. De plus, vu l'importance de l'évènement de 2021, des ajustements ont été fait soit en excluant l'année 2021 et soit en l'incluant. Ces analyses sont détaillées dans le rapport. Les résultats finaux indiquent que l'évènement pourrait avoir une période de retour relativement faible (100 ans ou moins).

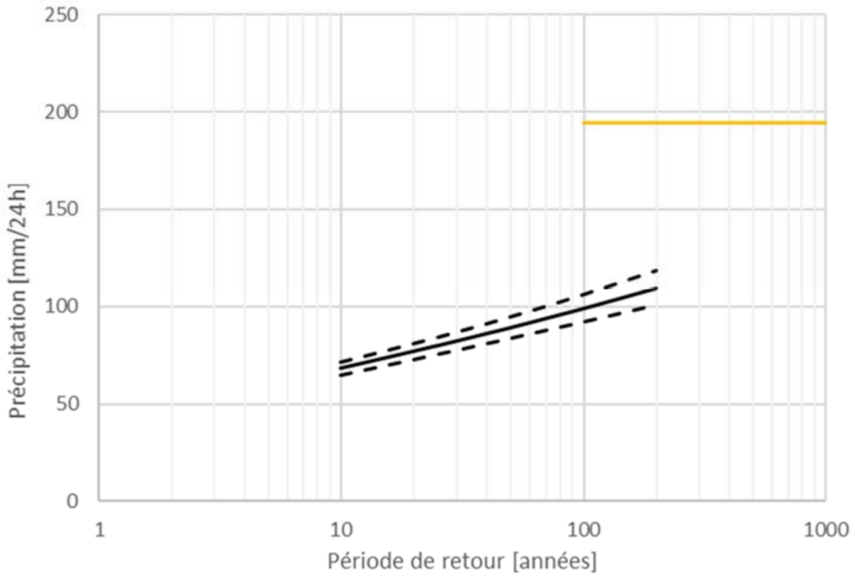


FIGURE 6.38 – Courbe IDF à Jalhay pour les maxima sur 24 h avec intervalle de confiance de 95% et indication du cumul de précipitation maximum sur 24 h de l'événement de juillet 2021 [Zeimetz et al., 2021].

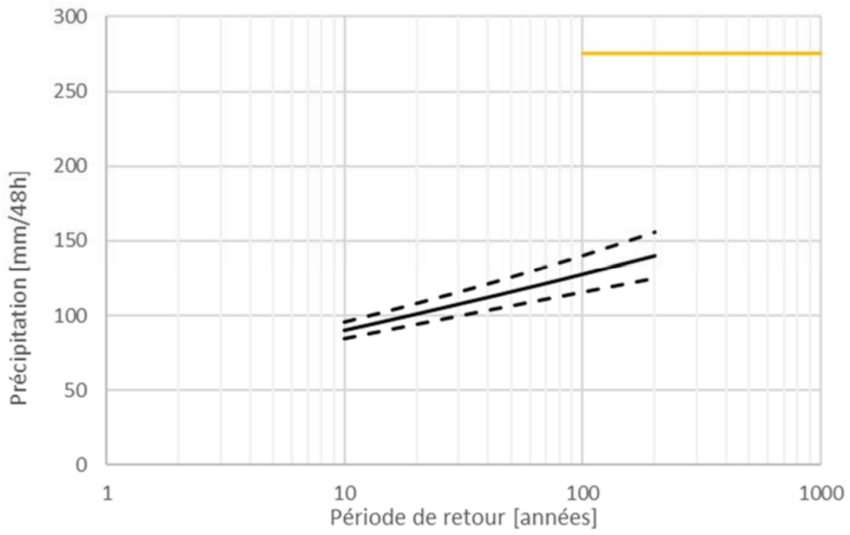


FIGURE 6.39 – Courbe IDF à Jalhay pour les maxima sur 48 h avec intervalle de confiance de 95% et indication du cumul de précipitation maximum sur 48 h de l'événement de juillet 2021 [Zeimetz et al., 2021].

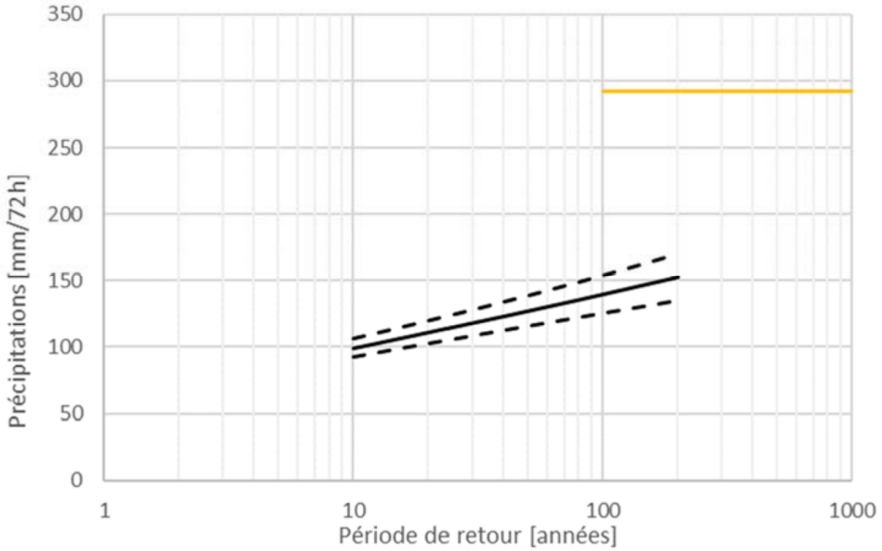


FIGURE 6.40 – Courbe IDF à Jalhay pour les maxima sur 72 h avec intervalle de confiance de 95% et indication du cumul de précipitation maximum sur 72 h de l'événement de juillet 2021 [Zeimetz et al., 2021].

Pour conclure, il est possible d'obtenir différents résultats en fonction des approches utilisées. Les analyses et approximations réalisées durant les premiers mois suivant l'inondation montrent que la période de retour de l'évènement de 2021 pourrait être assez faible. Cependant, cette analyse ne permet pas d'exclure des périodes de retour plus élevées que 100 ans.

Chapitre 7

Étude des pressions et des forces à Pepinster

Ce chapitre porte sur l'analyse des résultats de simulation pour obtenir des estimations de pressions au travers de la ville de Pepinster et de forces appliquées sur les bâtiments. Ces dernières sont obtenues grâce aux formules rappelées au début du Chapitre 5. Cette analyse fournit des valeurs en situation réelle. Elle vient compléter les sections précédentes concernant l'analyse expérimentale des forces.

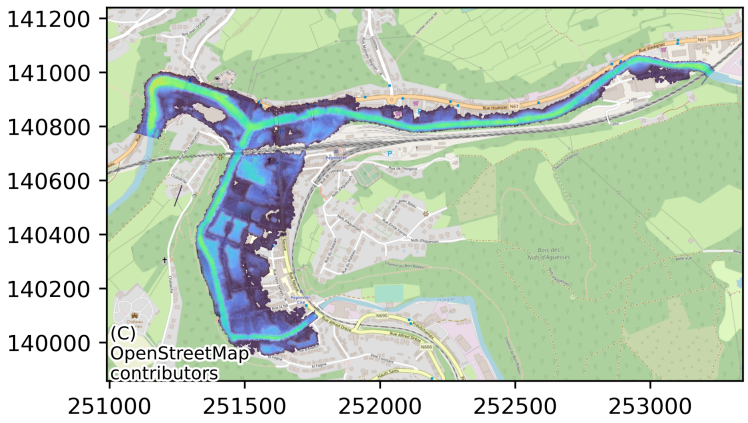
1 Cartes des pressions

Cette section aborde les pressions résultantes de l'inondation. D'une part, les pressions hydrostatiques sont calculées comme à l'Equation (5.1). La pression hydrostatique est isotrope et s'applique perpendiculairement aux surfaces. D'autre part, les pressions hydrodynamiques sont calculées comme à l'Equation (5.2). Ces dernières sont alignées avec la direction des vitesses. Le coefficient de traînée C_D choisi vaut 1.625. Il correspond à la moyenne des coefficients illustrés au Tableau 1.1. En effet, les pressions hydrodynamiques calculées sur les cartes suivantes ne s'appliquent pas directement sur une surface en particulier. Par conséquent, il faut rester critique quant à la valeur du coefficient de traînée sélectionné.

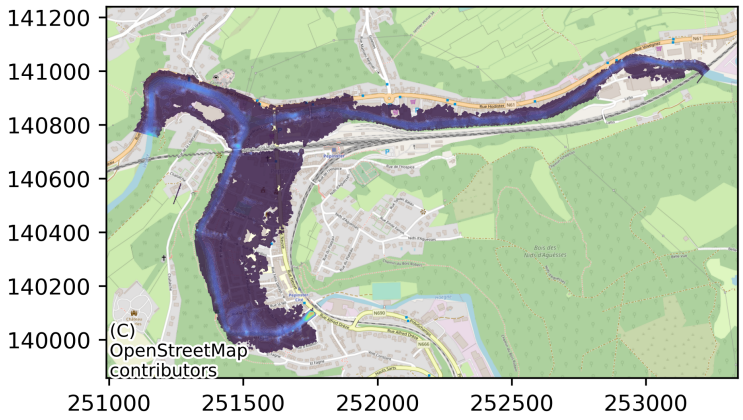
La Figure 7.1 illustre la carte des pressions de l'inondation à Pepinster le 14 juillet 2021 à midi. C'est à ce moment que la montée des eaux est la plus rapide. La Figure 7.1a illustre la pression hydrostatique, la Figure 7.1b illustre la pression hydrodynamique et la Figure 7.1c illustre la pression totale. Tout d'abord, une grande partie de la pression totale est due à la pression hydrostatique. En effet, les valeurs des pressions hydrodynamiques restent assez faibles et localisées à certains endroits, tels que dans le lit mineur de la Vesdre et de la Hoëgne.

De la même manière que les graphes précédents, la Figure 7.2 illustre la carte des pressions de l'inondation de Pepinster le 15 juillet à midi. C'est à peu près à ce moment que les hauteurs d'eau maximales sont atteintes. La pression hydrostatique, la pression hydrodynamique et la pression totale sont illustrées respectivement par les Figures 7.2a, 7.2b, 7.2c. Les observations précédentes sont toujours valables. La totalité des pressions s'exerce sur une surface plus étendue. Les pressions hydrostatiques sont supérieures à celles obtenues précédemment. Par contre, les pressions hydrodynamiques ne semblent pas avoir atteint des valeurs significativement plus élevées.

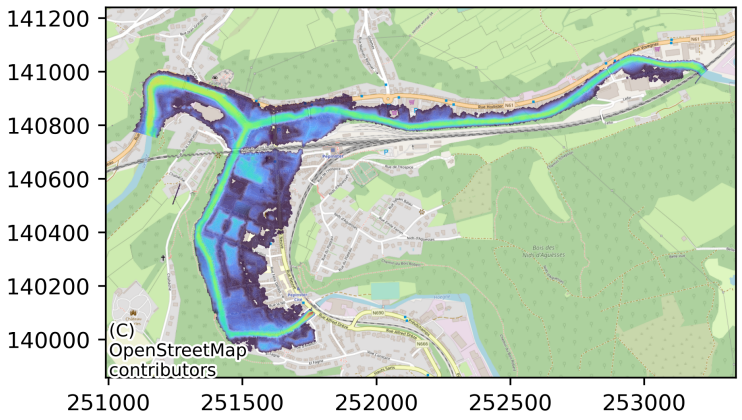
Finalement, la section suivante aborde la valeur des forces induites sur les bâtiments dû à ces pressions. Cette approche permet de donner un ordre de grandeur des forces agissant sur les bâtiments en cas de crue.



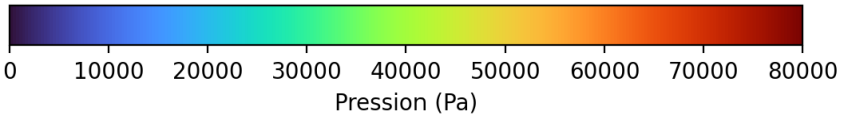
(a) Pression hydrostatique sur l'étendue de l'inondation à Pepinster.



(b) Pression hydrodynamique sur l'étendue de l'inondation à Pepinster.

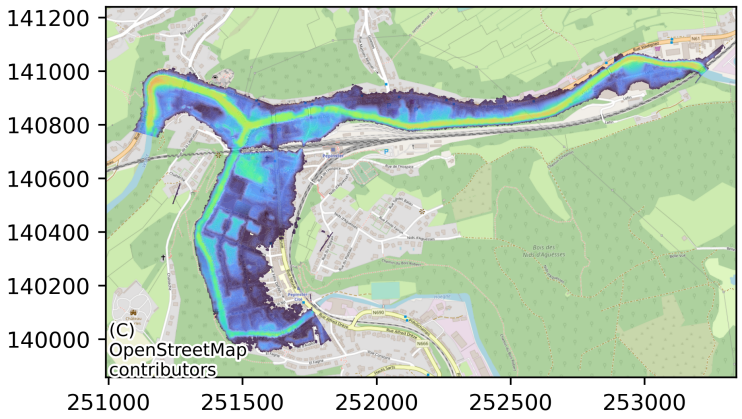


(c) Pression totale sur l'étendue de l'inondation à Pepinster.

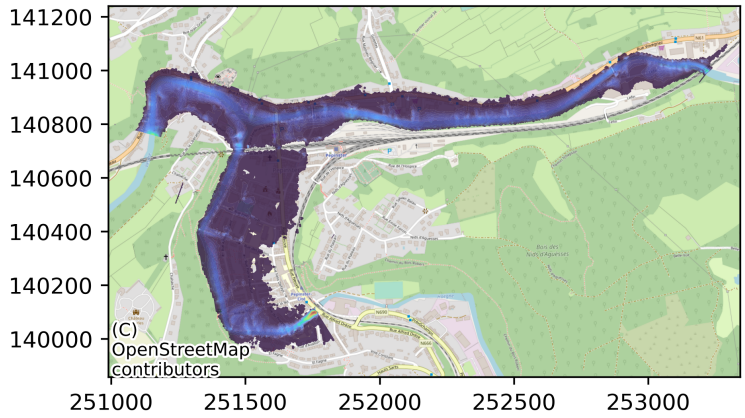


(d) Légende.

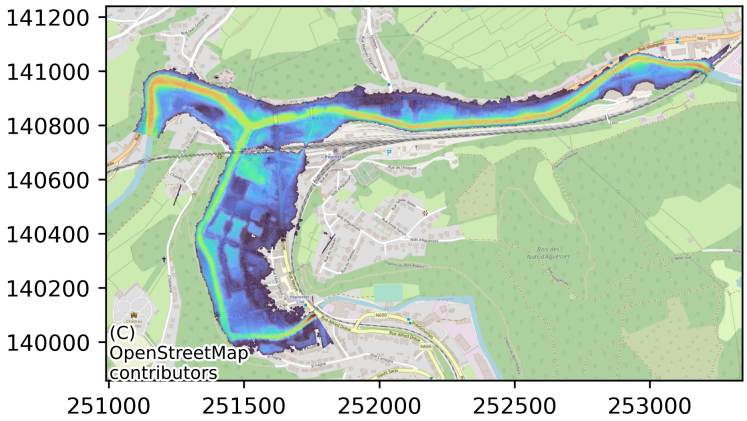
FIGURE 7.1 – Carte des pressions de l'inondation de Pepinster le 14 juillet à midi.



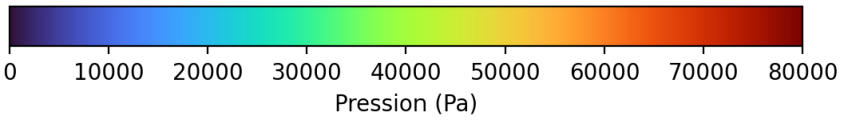
(a) Pression hydrostatique sur l'étendue de l'inondation à Pepinster.



(b) Pression hydrodynamique sur l'étendue de l'inondation à Pepinster.



(c) Pression totale sur l'étendue de l'inondation à Pepinster.



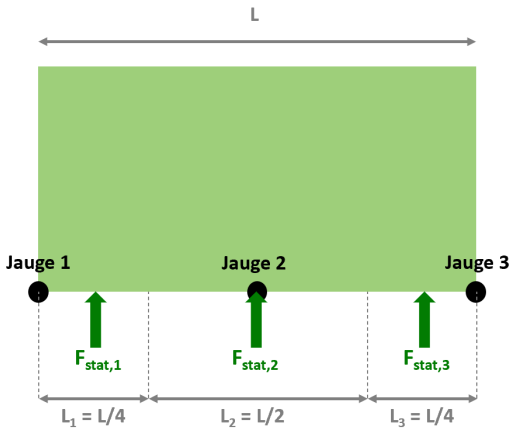
(d) Légende.

FIGURE 7.2 – Carte des pressions de l'inondation de Pepinster le 15 juillet à midi.

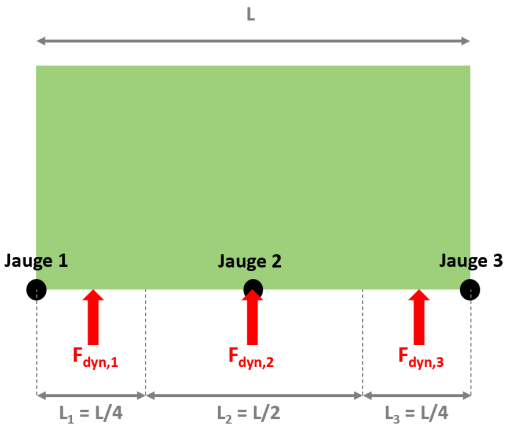
2 Calcul des forces sur les bâtiments

Désormais, l'attention est portée sur certains bâtiments en particulier dans Pepinster. Les forces linéiques seront calculées pour deux faces de chacun d'entre eux. Cette analyse permet de quantifier les efforts qui se sont produits à différents endroits de la ville. De plus, elle aide à comprendre certains phénomènes qui ont impacté les bâtiments. Pour commencer, les équations utilisées sont développées ci-dessous.

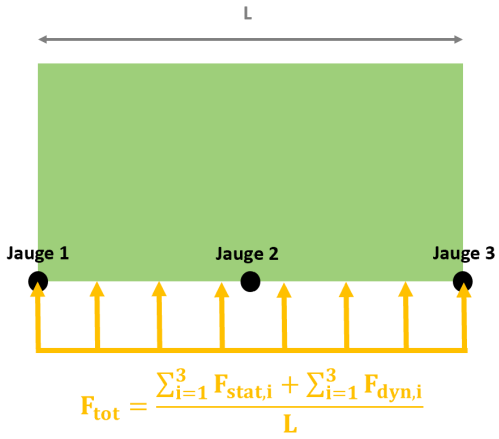
Le calcul des forces est divisé en deux parties : les forces hydrostatiques et les forces hydrodynamiques. Les valeurs calculées correspondent aux forces linéiques appliquées sur chaque façade. En effet, il est préférable de comparer les valeurs linéiques aux valeurs totales. Les façades étant de dimensions différentes, la comparaison est plus aisée.



(a) Schéma vue en plan du calcul des forces hydrostatiques.



(b) Schéma vue en plan du calcul des forces hydrodynamiques.



(c) Schéma vue en plan du calcul de la force linéique totale.

FIGURE 7.3 – Schéma vue en plan du calcul des forces sur la façade d'un bâtiment.

Le calcul des forces se base sur les données récoltées par les trois jauges illustrées à la Figure 7.3 par les points noirs. Les deux extrémités et le centre de la façade sont dotés d'une jauge. Suite à la simulation, cette dernière enregistre les hauteurs d'eau h en (m), les débits linéiques selon la direction x q_x en ($m^3/s/m$) et les débits linéiques selon la direction y q_y en ($m^3/s/m$). Les indices i indiquent que la grandeur correspond aux données liées à la jauge i.

Premièrement, les forces hydrostatiques $F_{stat,i}$ en (N) sont calculées en multipliant les pressions hydrostatiques $p_{stat,i}$ en (Pa) obtenues via l'Equation (5.1) par l'aire sur laquelle la jauge i se situe. Cette aire est calculée comme suit :

$$A_i = h_i L_i \tag{7.1}$$

avec A_i l'aire sur laquelle la jauge i se situe en (m^2), h_i les hauteurs d'eau à la jauge i en (m) et L_i la longueur sur laquelle on considère les données de la jauge i en (m). Cette longueur est illustrée à la Figure 7.3a. Les forces hydrostatiques sont obtenues de la manière suivante :

$$F_{stat,i} = p_{stat,i} A_i \tag{7.2}$$

avec $p_{stat,i}$ en (Pa) la pression hydrostatique, $F_{stat,i}$ en (N) la force hydrostatique, s'appliquant à $L_i/2$ sur la longueur considérée, comme illustré à la Figure 7.3a. Cette dernière résultant de la pression hydrostatique, elle s'applique perpendiculairement à la façade.

Deuxièmement, les forces hydrodynamiques $F_{dyn,i}$ en (N) sont obtenues en multipliant les pressions hydrodynamiques $p_{dyn,i}$ en (Pa) obtenues via l'Equation (5.2) par l'aire sur laquelle la jauge i se situe. Cette aire identique à celle utilisée pour la force hydrostatique et est calculée à l'Equation 7.1.

Contrairement au coefficient de traînée C_D utilisé dans la Section 1, il est désormais possible de calculer le C_D adéquat pour chaque façades des bâtiments. Pour ce faire, le rapport b/h est calculé en divisant la longueur de la façade par la hauteur d'eau atteinte sur cette dernière. Grâce à cette valeur de b/h, le coefficient de traînée C_D adapté à la situation est sélectionné et est utilisé dans la formule présentée à l'Equation (5.2).

La pression hydrodynamique s'applique habituellement dans la même direction que les vitesses. Dans le cas présent, seule la composante perpendiculaire à la façade est considérée. Par la suite, les forces hydrodynamiques et hydrostatiques peuvent être sommées, étant donné qu'elles sont considérées dans la même direction. Les vitesses $v_{x,i}$ et $v_{y,i}$ sont calculées à chaque jauge i dans les directions x et y en (m/s) respectivement de la manière suivante :

$$v_{x,i} = \frac{q_{x,i}}{h_i} \tag{7.3}$$

$$v_{y,i} = \frac{q_{y,i}}{h_i} \tag{7.4}$$

avec $q_{x,i}$ le débit linéique dans la direction x à la jauge i en (m^3/s/m) (idem pour $q_{y,i}$ dans la direction y) et h_i la hauteur d'eau en (m) à la jauge i. Ensuite, grâce à ces composantes de vitesse, une transformation trigonométrique adéquate est effectuée en fonction de la façade considérée afin obtenir la composante perpendiculaire à cette dernière.

Enfin, les forces hydrodynamiques se calculent de la manière suivante :

$$F_{dyn,i} = p_{dyn,i} A_i \tag{7.5}$$

avec $p_{dyn,i}$ en (Pa) la pression hydrodynamique, $F_{dyn,i}$ en (N) la force hydrodynamique, s'appliquant à $L_i/2$ en (m), comme illustré à la Figure 7.3b.

Il est désormais possible de calculer la force linéique totale F_{tot} en (N/m) s'appliquant sur la façade, illustrée à la Figure 7.3c. La totalité des forces hydrostatiques $F_{stat,i}$ et des forces hydrodynamiques $F_{dyn,i}$ sont sommées. Le tout est ensuite divisé par la longueur totale de la façade L en (m), de la manière suivante :

$$F_{tot} = \frac{\sum_{i=1}^{3} F_{stat,i} + \sum_{i=1}^{3} F_{dyn,i}}{L} \tag{7.6}$$

Dès à présent, ces formules peuvent être appliquées aux quatre bâtiments situés sur la carte de Pepinster, comme illustré sur la Figure 7.4.

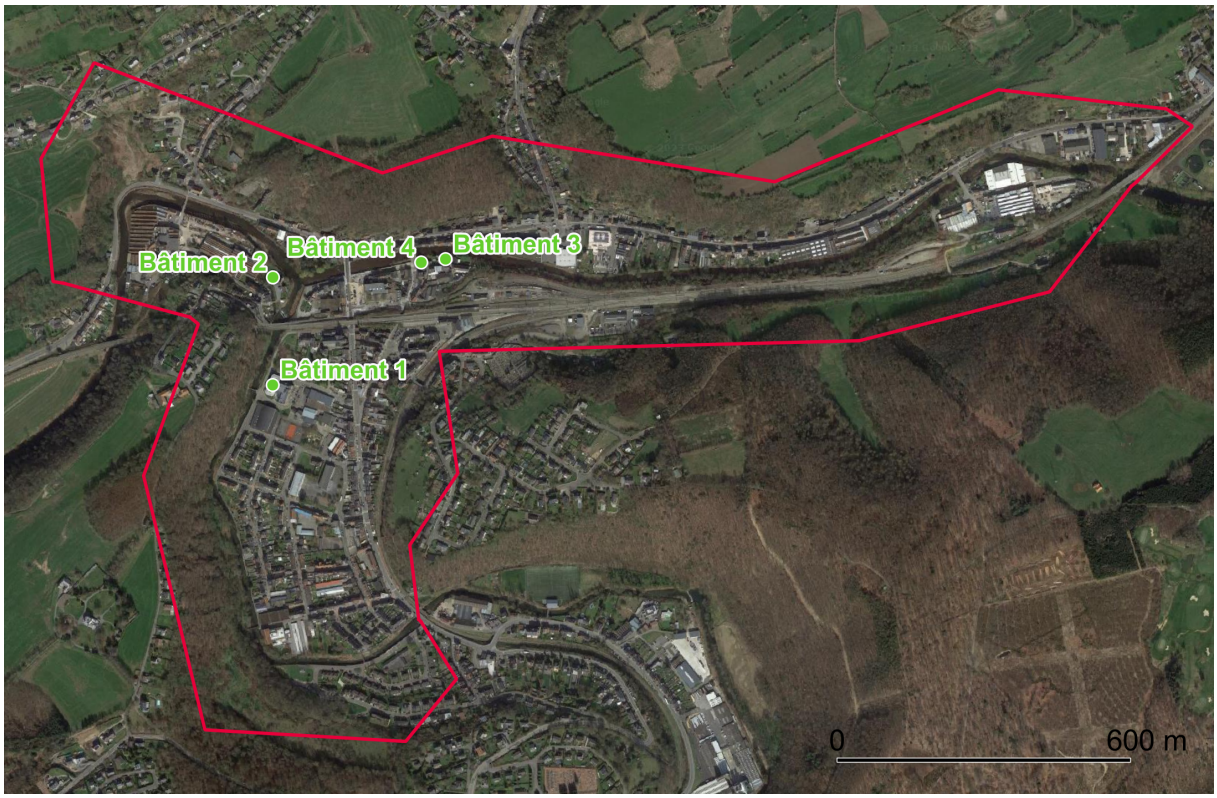


FIGURE 7.4 – Position des bâtiments analysés.

2.1 Bâtiment 1

Le premier bâtiment est illustré à la Figure 7.5. Ce dernier se trouve au bord de la Hoëgne. La prise vue montre qu'il n'a pas subi de dégâts majeurs. Cependant, une trace de la hauteur d'eau atteinte est visible sur la façade. Selon la simulation, la hauteur maximale atteinte est d'environ 0.59 m.

Pour chaque cas, la "Façade 1" est la plus grande des deux, et la "Façade 2" la plus petite.

Tout d'abord, la longueur de la façade 1 est d'environ 38 m. La hauteur d'eau moyenne sur cette dernière est d'environ 0.5 m. Par conséquent, le rapport b/h vaut 76. En se référant au Tableau 1.1, le coefficient de traînée sélectionné vaut 1.75.

La façade 2 quant à elle, a une longueur d'environ 12 m. Sa hauteur d'eau moyenne est de 0.56 m. Par conséquent, le rapport b/h vaut 21.42. Le coefficient de traînée sélectionné vaut donc 1.4.

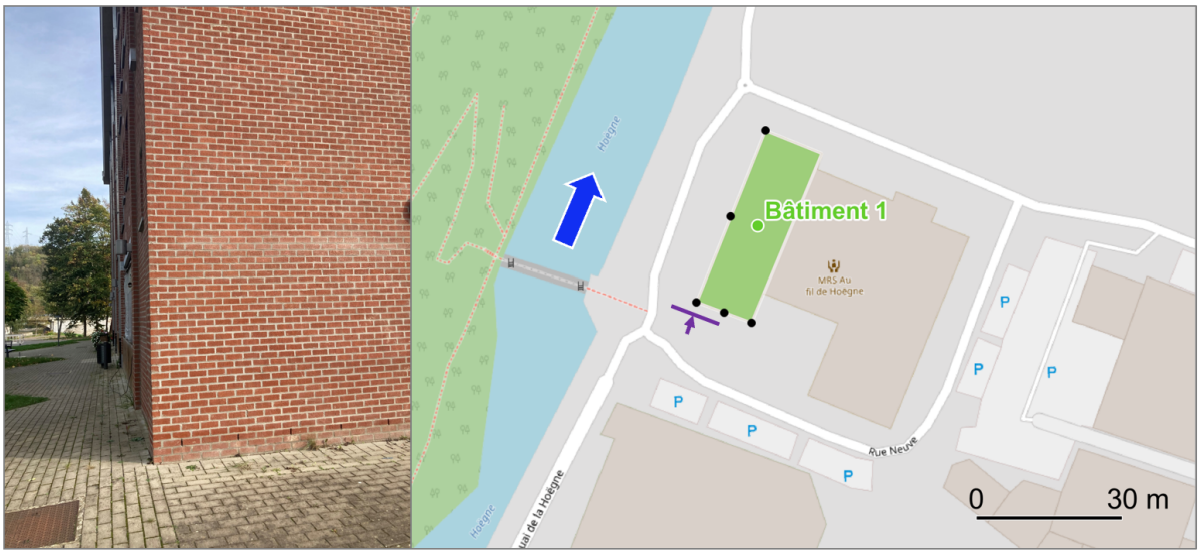
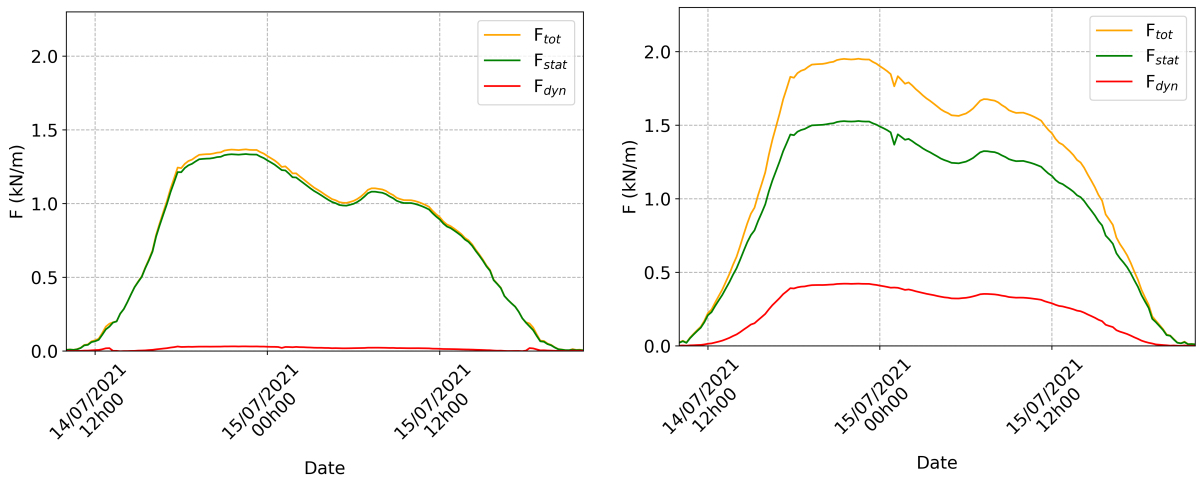


FIGURE 7.5 – Prise de vue du bâtiment 1 en octobre 2022 [Ryckmans, 2022] et positionnement des jauges (points noirs).

La Figure 7.6a illustre la force linéique appliquée sur la façade 1 du bâtiment 1 et la Figure 7.6b illustre la force linéique sur la façade 2 du bâtiment 1 en fonction du temps. Tout d'abord, le pic de la force pour les deux façades survient pendant la soirée du 14 juillet. Selon l'Annexe 2.5, l'évolution de la montée des eaux est très marquée entre le 14 à midi et le 15 juillet à minuit. Par conséquent, il n'est pas étonnant de remarquer une grande augmentation de la force durant cette période.

Malgré que les hauteurs d'eau maximales soient atteintes le 15 juillet vers midi, la force pour le bâtiment 1 décroît déjà à cet instant. Les hauteurs d'eau autour de ce bâtiment ont atteint leur valeur maximale aux environs du 15 juillet à minuit.



(a) Forces linéiques appliquées sur la face 1 du bâtiment 1.

(b) Forces linéiques appliquées sur la face 2 du bâtiment 1.

FIGURE 7.6 – Forces linéiques appliquées sur le bâtiment 1.

Si on observe uniquement les résultats de la façade 1 présentés sur la Figure 7.6a, des valeurs très faibles, voire nulles de la force hydrodynamique sont mises en évidence. En effet, la force totale est quasi égale à la force hydrostatique. Ce constat semble cohérent avec l'analyse de l'orientation de la façade par rapport à la Hoëgne. Cette dernière est parallèle à l'écoulement. Par conséquent, les vitesses perpendiculaires à la façade sont très faibles et ne provoquent pas de grandes forces hydrodynamiques. La valeur linéique maximale obtenue vaut 1.37 kN/m sur cette façade, comme illustré à la Figure 7.7.

Ensuite, seules les forces de la façade 2, représentées sur la Figure 7.6b sont analysées. Premièrement, la force hydrostatique est assez semblable à celle obtenue pour la façade 1. En effet, autour du bâtiment, la hauteur d'eau reste plutôt constante et induit une force hydrostatique du même ordre de grandeur. Par contre, la force hydrodynamique pour la façade 2 n'est plus négligeable, comparé à la façade 1. Cette dernière atteint une valeur de 0.42 kN/m. En effet, cette façade étant perpendiculaire à la Hoëgne, elle subit davantage l'effet des vitesses perpendiculaires, générant ainsi des forces hydrodynamiques non négligeables. Enfin, il en résulte une force supérieure pour la façade 2, atteignant une valeur maximale de 1.95 kN/m.

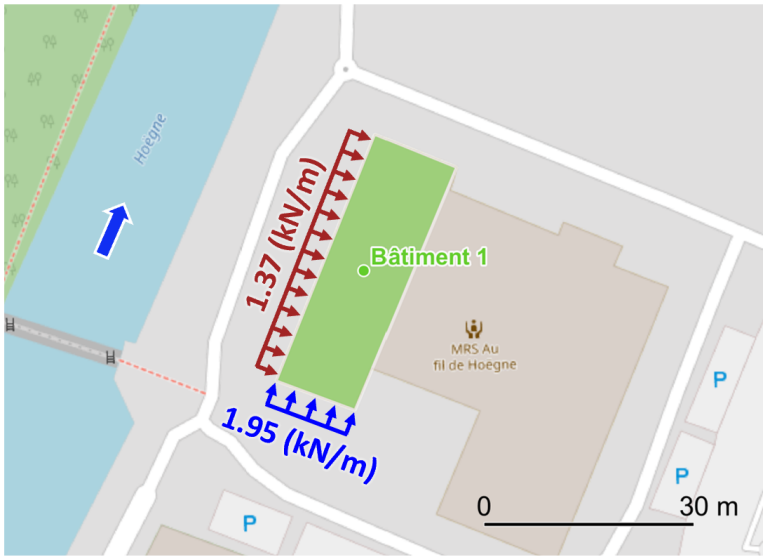


FIGURE 7.7 – Application des forces linéiques sur le bâtiment 1.

Enfin, l'évolution des vitesses moyennes perpendiculaires aux façades en fonction du temps est illustré à la Figure 7.8. Cette dernière confirme que les vitesses atteintes par la façade 1 sont bien inférieures à celles de la façade 2. La vitesse maximale perpendiculaire à la façade 2 atteint une valeur de 1.05 m/s.

Pour conclure, les forces linéiques appliquées sur ce bâtiment restent assez faibles. Par conséquent, il n'est pas étonnant que les dégâts soient minimes sur ces façades.

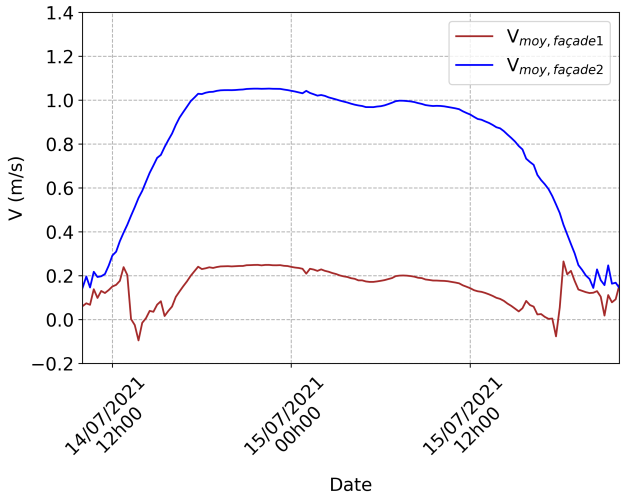


FIGURE 7.8 – Vitesses en fonction du temps sur les façades du bâtiment 1.

2.2 Bâtiment 2

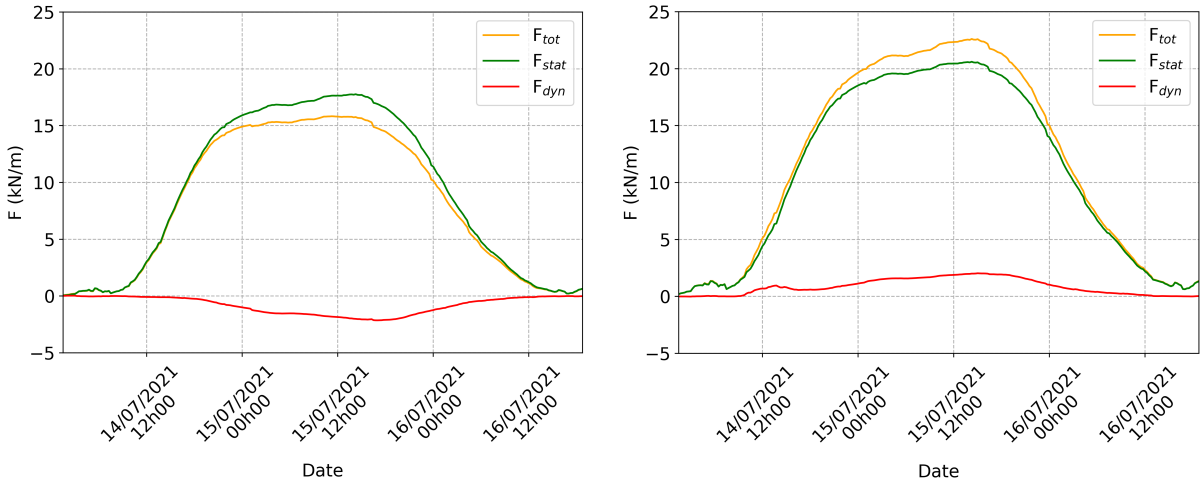
Le deuxième bâtiment est illustré à la Figure 7.9. Ce dernier se trouve juste après la confluence entre la Vesdre et la Hoëgne. Tout d'abord, il a subi une rupture de paroi. En effet, deux parois ont cédé suite aux pressions trop fortes. Selon la simulation, la hauteur maximale atteinte est de 2.06 m. Il est important de souligner que cette dernière est bien supérieure à celle atteinte au bâtiment 1.



FIGURE 7.9 – Prise de vue du bâtiment 2 en octobre 2022 [Ryckmans, 2022] et positionnement des jauges (points noirs).

La longueur de la façade 1 est d'environ 22 m. La hauteur d'eau moyenne sur cette dernière est d'environ 1.89 m. Par conséquent, le rapport b/h vaut 11.64. Le coefficient de traînée sélectionné vaut 1.25.

La façade 2 est longue de 11.2 m. La hauteur d'eau moyenne sur cette dernière est d'environ 2.03 m. Par conséquent, le rapport b/h vaut 5.52. Finalement, le coefficient de traînée sélectionné vaut 1.25.



(a) Forces linéiques appliquées sur la face 1 du bâtiment 2.

(b) Forces linéiques appliquées sur la face 2 du bâtiment 2.

FIGURE 7.10 – Forces linéiques appliquées sur le bâtiment 2.

La Figure 7.10a illustre la force linéique appliquée sur la façade 1 du bâtiment 2 et la Figure 7.10b illustre la force linéique sur la façade 2 du bâtiment 2 en fonction du temps. Tout d'abord, le pic de la force pour les deux façades survient le 15 juillet, un peu après midi. De plus, les forces atteignent des valeurs élevées sur un laps de temps assez long. En effet, le "plateau" de la force maximale s'étend sur une durée d'environ 24h.

Dans un premier temps, on observe uniquement les forces s'appliquant sur la façade 1, illustrées à la Figure 7.10a. Des valeurs relativement faibles et négatives pour la force hydrodynamique sont visibles. En effet, cette façade n'est pas directement orientée face à l'écoulement. Autant du côté de la Hoëgne que de la Vesdre, cette dernière n'est pas directement exposée aux vitesses de l'écoulement. Par conséquent, il y a apparition de recirculations et de vitesses négatives perpendiculairement à la façade. Ces dernières induisent des forces hydrodynamiques négatives. Leur valeur maximale est de -2.14 kN/m. Enfin, cette force hydrodynamique négative vient diminuer la force totale. La force totale linéique maximale est de 15.83 kN/m sur la façade 1 du bâtiment 2, comme illustré à la Figure 7.11.

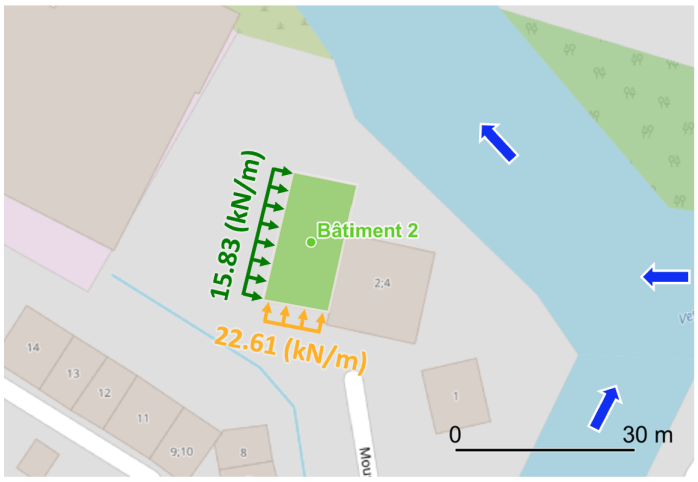


FIGURE 7.11 – Application des forces linéiques sur le bâtiment 2.

Désormais, les forces appliquées sur la façade 2, illustrées sur la Figure 7.10b, sont analysées. Premièrement, la force hydrostatique est assez semblable à celle obtenue pour la façade 1. Ces observations et leurs causes sont les mêmes que celles correspondant au bâtiment 1. Ensuite, la force hydrodynamique atteint de valeurs positives, du même ordre de grandeur que pour la première façade. Sa valeur maximale est de 2.03 kN/m. En effet, cette façade est orientée directement face à l'écoulement de la Hoëgne. Par conséquent, les vitesses perpendiculaires à la façade sont positives, générant des forces hydrodynamiques positives. Par conséquent, la force totale linéique maximale est supérieure à celle obtenue pour la façade 1. Sa valeur est de 22.61 kN/m.

L'évolution des vitesses moyennes perpendiculaires aux façades en fonction du temps est illustrée à la Figure 7.12. Cette dernière met en évidence les vitesses négatives atteintes sur la façade 1 et les vitesses positives sur la façade 2. Leurs valeurs sont assez proches. La vitesse maximale pour la première façade est de 1.31 m/s et de 1.27 m/s pour la deuxième.

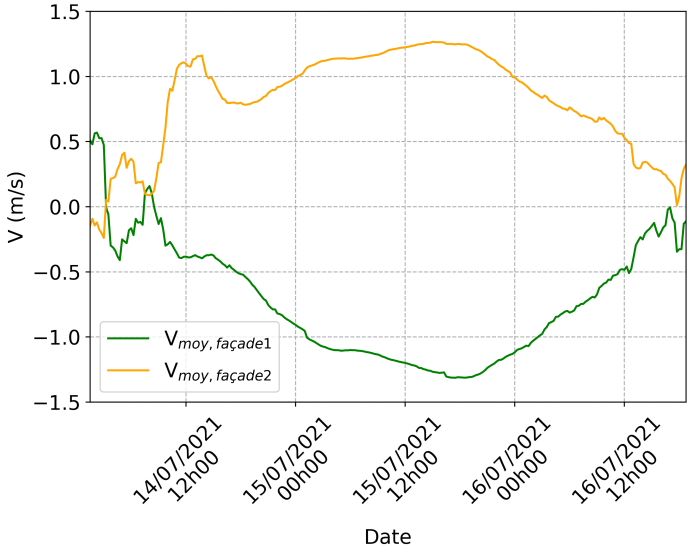


FIGURE 7.12 – Vitesses en fonction du temps sur les façades du bâtiment 2.

Pour conclure, les forces linéiques appliquées sur les façades de ce bâtiment atteignent des valeurs relativement élevées. La rupture de paroi de ce dernier est probablement la conséquence de l'application de ces forces. Néanmoins, il faut garder à l'esprit que l'état initial et la conception du bâtiment peuvent avoir influencé les dégâts infligés sur ce dernier.

2.3 Bâtiment 3

La Figure 7.13 illustre le troisième bâtiment. La prise de vue de ce dernier est identique à celle de la Figure 6.7. Il se situe sur le bord de la Vesdre. Cette zone fut extrêmement impactée par l'inondation de 2021. En effet, certains bâtiments se sont effondrés durant l'inondation. D'autres ont dû être détruits par la suite. Le bâtiment 3 considéré représente en réalité un "groupe de bâtiments". Les deux bâtiments toujours présents, illustrés à la Figure 7.13, en font partie. Ces derniers n'ont pas été détruits mais ont subi de nombreux dégâts toujours visibles lors de la visite en octobre 2022.

La longueur de la façade 1 est d'environ 23 m. La hauteur d'eau moyenne sur cette dernière atteint 1.78 m. Le rapport b/h vaut 12.92 et le coefficient de traînée sélectionné vaut 1.3. En effet, afin d'être sécuritaire, le coefficient C_D choisi correspond à la catégorie b/h comprise entre 13 et 20.



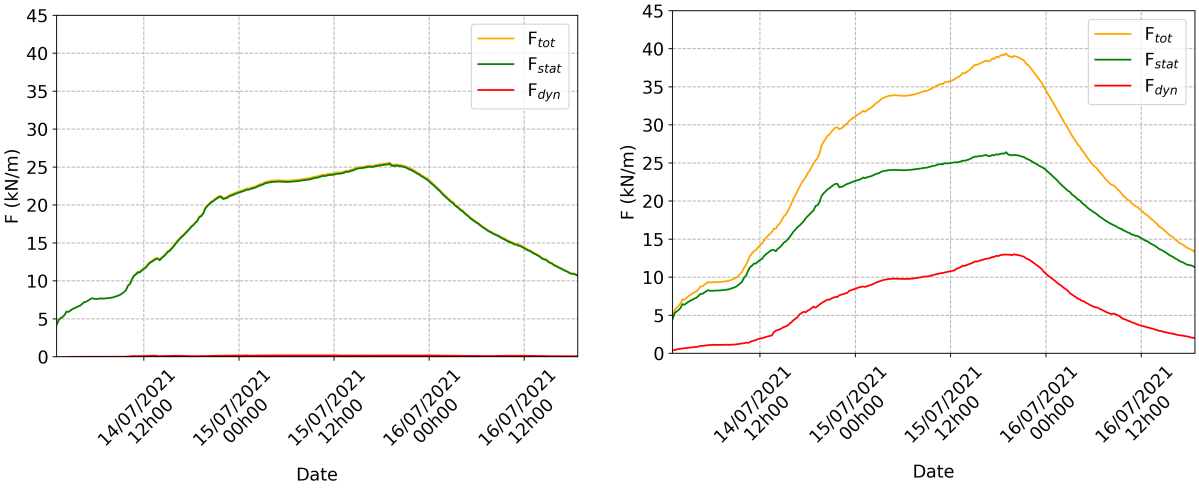
FIGURE 7.13 – Prise de vue du bâtiment 3 (octobre 2022 [Ryckmans, 2022]) et 4 (avant inondation, [Google Street View, 2019]) et positionnement des jauges (points noirs).

La façade 2, quant à elle, mesure 10.9 m. La hauteur d'eau moyenne sur cette dernière est d'environ 1.82 m. Par conséquent, le rapport b/h vaut 5.99 et le coefficient de traînée sélectionné vaut 1.25.

De la même manière que précédemment, la Figure 7.14a illustre la force linéique appliquée sur la façade 1 du bâtiment 3 et la Figure 7.14b illustre la force linéique s'exerçant sur la façade 2 du bâtiment 3 en fonction du temps. Le pic de la force totale se produit le 15 juillet, en début de soirée.

Tout d'abord, seule la façade 1, dont les courbes sont données à la Figure 7.14a, est analysée. On y voit des valeurs extrêmement faibles pour la force hydrodynamique. Comme pour la façade 1 du bâtiment 1, elle est positionnée parallèlement à l'écoulement de la Vesdre. Par conséquent, les vitesses perpendiculaires à la façade sont très faibles, entraînant des forces hydrodynamiques quasi nulles. Par conséquent, la force totale et la force statique sont presque égales. La valeur maximale de la force totale linéique est de 25.61 kN/m.

Ensuite, seules les forces appliquées à la façade 2, présentes sur la Figure 7.14b, sont analysées. Comme précédemment, les forces hydrostatiques pour la façade 1 et la façade 2 sont similaires pour les mêmes raisons. Contrairement à la façade 1, les valeurs de la force hydrodynamiques sont relativement élevées. En effet, cette façade étant en contact direct avec l'écoulement de la Vesdre, les vitesses perpendiculaires à cette dernière sont élevées. Par conséquent, les forces hydrodynamiques sont également élevées. La valeur maximale atteinte est de 13 kN/m. La valeur maximale de la force hydrostatique est de 26.38 kN/m. La force hydrodynamique atteint environ 50% de la force hydrostatique. Dès lors, cette proportion est nettement supérieure à celles rencontrées précédemment. Enfin, la valeur maximale de la force totale linéique vaut 39.37 kN/m.



(a) Forces linéiques appliquées sur la face 1 du bâtiment 3.

(b) Forces linéiques appliquées sur la face 2 du bâtiment 3.

FIGURE 7.14 – Forces linéiques appliquées sur le bâtiment 3.

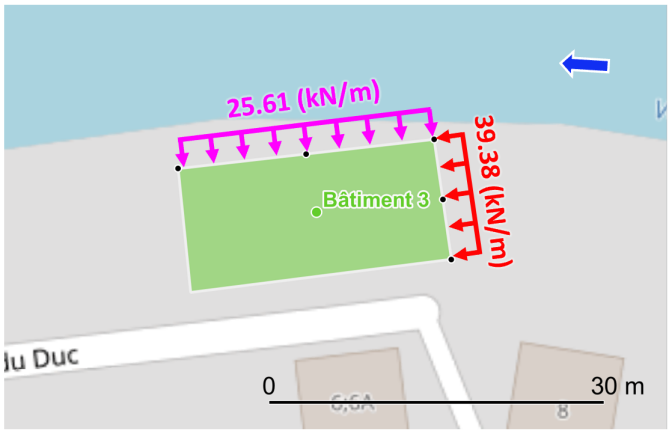


FIGURE 7.15 – Application des forces linéiques sur le bâtiment 3.

L'évolution des vitesses moyennes perpendiculaires aux façades en fonction du temps est illustrée à la Figure 7.16. Cette dernière confirme les hypothèses faites précédemment. D'une part, les vitesses de la façade 1 atteignent des valeurs très faibles. D'autre part, les vitesses contre la façade 2 atteignent des valeurs élevées, allant jusqu'à 3.05 m/s.

Pour conclure, les forces appliquées sur le bâtiment sont très élevées. Ce constat pourrait expliquer le nombre important de maisons détruites dans cette zone. Cependant, le bâtiment analysé n'a pas été détruit, bien que sévèrement endommagé. Le prochain bâtiment analysé se trouve dans la même zone mais a dû être démoli. Cette analyse permet de savoir s'il a réellement subi des efforts supérieurs.

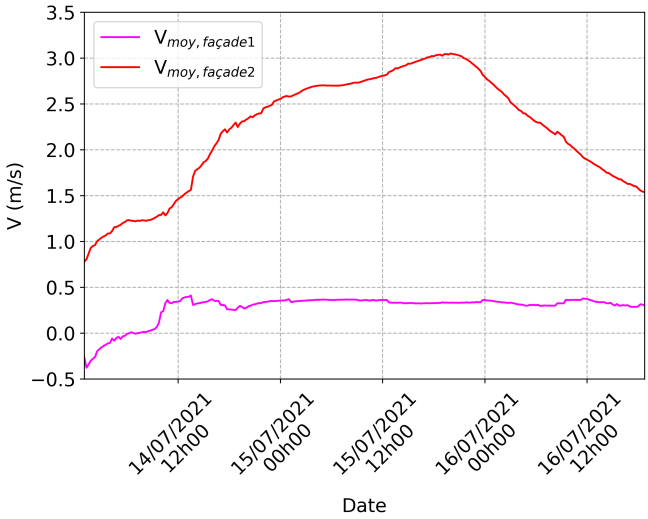


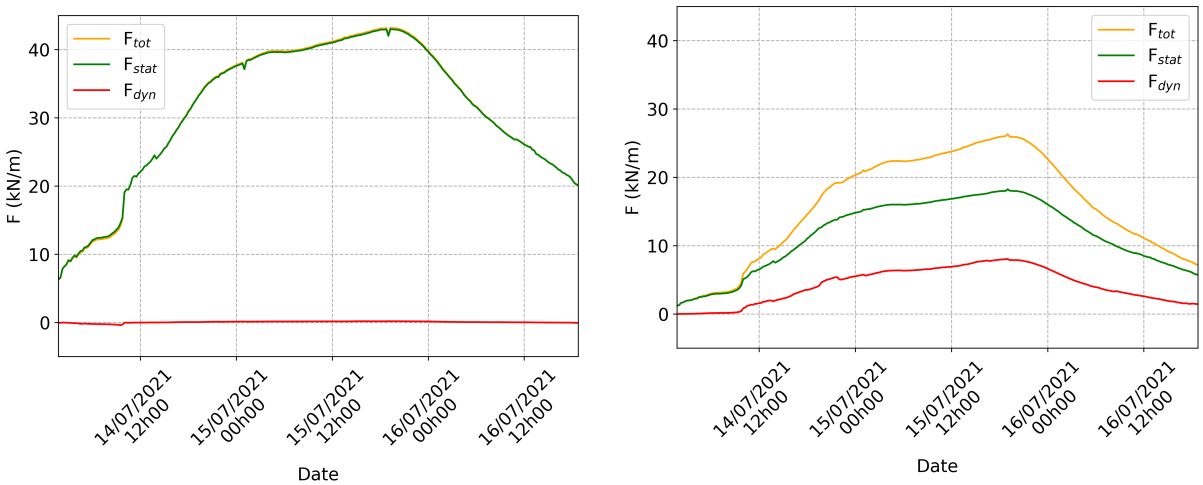
FIGURE 7.16 – Vitesses en fonction du temps sur les façades du bâtiment 3.

2.4 Bâtiment 4

Pour finir, le bâtiment 4 est illustré à la Figure 7.13. La prise de vue du bâtiment est identique à celle de la Figure 6.7. Il se situe également au bord de la Vesdre. Il fait partie des bâtiments démolis après l'inondation pour cause de dégâts trop importants. Comme pour le bâtiment 3, le bâtiment 4 comprend un petit "groupe d'habitations" afin de constituer un bloc.

Comme précédemment, le coefficient de traînée est déterminé de la manière suivante. La longueur de la façade 1 vaut 14.6 m etl a hauteur d'eau moyenne sur cette dernière est d'environ 3 m. Par conséquent, le rapport b/h vaut 4.87 et le coefficient de traînée sélectionné vaut 1.25.

La longueur de la façade 2 est d'environ 9.1 m. La hauteur d'eau moyenne sur cette dernière est d'environ 2 m. Par conséquent, le rapport b/h vaut 4.55. Le coefficient de traînée choisi vaut 1.25.



(a) Forces linéiques appliquées sur la face 1 du bâtiment 4.

(b) Forces linéiques appliquées sur la face 2 du bâtiment 4.

FIGURE 7.17 – Forces linéiques appliquées sur le bâtiment 4.

La Figure 7.17a illustre la force linéique appliquée sur la façade 1 du bâtiment 4 et la Figure 7.17b illustre la force linéique s'exerçant sur la façade 2 du bâtiment 4. Comme précédemment, le pic de la force totale se produit également le 15 juillet, en début de soirée.

Tout d'abord, une comparaison de la façade 1 et la façade 2 est illustrée à la Figure 7.17. Une différence marquante par rapport aux autres bâtiments est que la force hydrostatique est très différente dans les deux cas. En effet, les valeurs maximales de la force hydrostatique linéique pour la façade 1 et la façade 2 sont respectivement 43.02 kN/m et 18.27 kN/m. Ce résultat est dû aux hauteurs d'eau résultantes de la simulation. Ces dernières sont bien supérieures pour la façade 1. La topologie du terrain sur lequel est bâtie la maison en est la cause. La base de la façade 1 se trouve à environ 1 m en contrebas par rapport à la base de la façade 2.

Ensuite, les forces de la façade 1 sont illustrées à la Figure 7.17a. La force hydrodynamique est quasi-nulle. En effet, comme expliqué précédemment, cette façade est orientée parallèlement à l'écoulement de la Vesdre. Par conséquent, les vitesses perpendiculaires à cette façade sont presque nulles, entraînant une force hydrodynamique quasi nulle également. La force totale linéique maximale vaut 43.21 kN/m. Cette valeur est très proche de celle obtenue pour la force hydrostatique maximale.

Désormais, seule les forces de la façade 2 à la Figure 7.17b sont analysées. La force hydrodynamique linéique est relativement élevée. Sa valeur maximale vaut 8.06 kN/m. La façade étant perpendiculaire à l'écoulement de la Vesdre, les vitesses perpendiculaires à cette dernière sont suffisamment élevées pour produire des forces hydrodynamiques non négligeables. Ces dernières représentent près de 44% des forces hydrostatiques. La valeur maximale de la force totale linéique vaut désormais 26.33 kN/m.

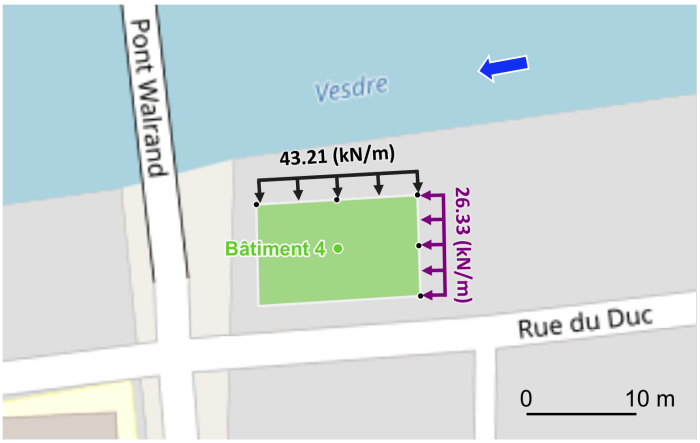


FIGURE 7.18 – Application des forces linéiques sur le bâtiment 4.

L'évolution des vitesses moyennes perpendiculaires aux façades en fonction du temps est illustrée à la Figure 7.19. Cette dernière confirme les hypothèses faites précédemment. D'une part, les vitesses de la façade 1 atteignent des valeurs très faibles. D'autre part, les vitesses contre la façade 2 atteignent des valeurs relativement élevées, allant jusqu'à 2.6 m/s.

Pour conclure, les forces exercées sur ce bâtiment sont très élevées. Par conséquent, les dégâts causés à cette habitation ont dû être très importants et ont mené par la suite à sa démolition. Cependant, il faut considérer l'état initial du bâtiment. En effet, si ce dernier était une construction ancienne ou délabrée, la démolition était probablement la meilleure solution.

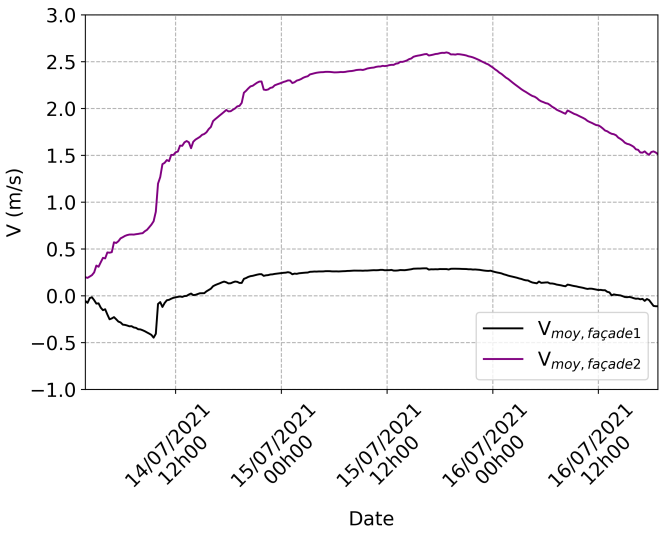


FIGURE 7.19 – Vitesses en fonction du temps sur les façades du bâtiment 4.

2.5 Comparaison des forces linéiques sur les différentes façades des bâtiments

La Figure 7.20 illustre la comparaison des forces totales linéiques pour les façades de chaque bâtiment. Tout d'abord, les forces appliquées sur le bâtiment 1 atteignent des valeurs significativement inférieures aux autres bâtiments. Ce bâtiment n'ayant subi aucun dégât, ce constat est cohérent.

Ensuite, les bâtiments 3 et 4 sont ceux qui ont subi les forces les plus importantes. Comme expliqué précédemment, ces derniers sont situés dans une zone critique. Les ordres de grandeurs sont très similaires. En effet, las courbes rose et violette ont à peu près les mêmes valeurs. Il en est de même pour les courbes rouge et noire. Cependant, la courbe noire, appartenant au bâtiment démoli, est celle atteignant les plus hautes valeurs.

Ces valeurs sont directement dépendantes des résultats obtenus avec les simulations. Par conséquent, elles varieront en fonction des hypothèses et des paramètres considérés dans le modèle. Par exemple, la présence de bâtiments pourrait influencer les directions des forces. L'augmentation du coefficient de Manning pourrait quant à lui augmenter les hauteurs d'eau. En conclusion, un premier ordre de grandeur des forces s'exerçant sur certains bâtiments a pu être estimé.

Désormais, une comparaison avec les valeurs obtenues lors de la mise à l'échelle du dispositif expérimental présenté à la Section 3 du Chapitre 5 peut désormais être faite. Cette discussion est développée dans la conclusion.

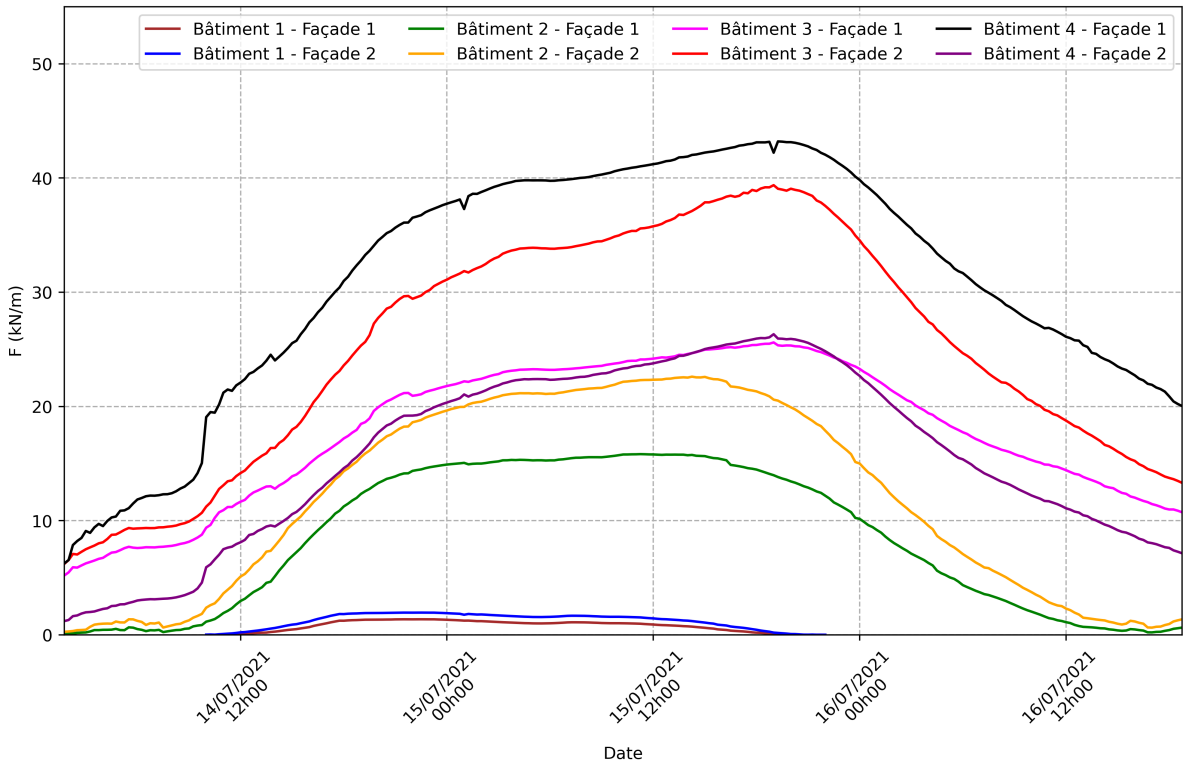


FIGURE 7.20 – Comparaison des forces totales linéiques pour les façades de chaque bâtiment.

Conclusion

Au terme de ce travail de fin d'études, il est désormais temps de tirer des conclusions et d'émettre des perspectives pour les recherches futures. Ce mémoire s'inscrit dans le vaste projet "FLOOD" initié par Buildwise [Buildwise, 2023]. L'objectif poursuivi était de quantifier les sollicitations agissant sur un bâtiment en cas de crue. Pour ce faire, deux grandes parties se sont distinguées : un volet expérimental et une étude approfondie de l'inondation de juillet 2021 à Pepinster.

Tout d'abord, un état des connaissances a été établi afin de mettre en évidence des démarches de calcul adéquates à la quantification de forces et de pressions agissant sur les bâtiments en cas de crue. Ainsi, les normes américaines et australiennes ont été mises en lumière. Des précédentes études scientifiques telles que celle réalisée par [Soares-Frazão and Zech, 2007] se sont également avérées être intéressantes pour le dispositif expérimental actuel.

Ensuite, de nombreux essais ont été réalisés au laboratoire. Ces derniers ont permis de recueillir un ensemble de mesures de hauteurs d'eau, vitesses et pressions. Leur analyse et comparaison avec des expériences antérieures n'ont pas révélé d'incohérences majeures. Ainsi, cela a permis de valider la pertinence des résultats et de rendre possible leur utilisation.

En parallèle, un modèle numérique du canal a été implémenté. Les différentes analyses présentées ont permis de valider la plupart des phénomènes survenant dans l'écoulement. En effet, les valeurs obtenues grâce aux simulations étaient proches des valeurs mesurées expérimentalement. Néanmoins, cela a également permis de mettre en évidence les limites de Hydroflow quant à la reproduction de phénomènes 3D tels que les éclaboussures et les remous. Malgré cela, les résultats ont été qualifiés comme exploitables pour une première analyse du calcul des pressions et des forces s'appliquant sur le bâtiment expérimental.

Dès lors, la récolte de données a permis de quantifier de différentes manières les efforts agissant sur les faces du bâtiment. De manière générale, il a été démontré que les composantes hydrodynamiques de la force et de la pression sont négligeables, hormis au moment de l'impact. En effet, cela peut s'expliquer notamment pas la valeur relativement faible des vitesses observées au droit des parois du bâtiment. Par conséquent, c'est la composante hydrostatique qui est responsable de la quasi-totalité des efforts agissant sur la boîte.

Cette étude ne serait pas aussi pertinente sans son application à un cas concret. Dès lors, les inondations survenues à Pepinster en juillet 2021 ont été analysées. Des simulations numériques ont permis de reproduire de la manière la plus réaliste possible l'évènement. Les résultats ont fourni des données applicables aux formules utilisées précédemment. Grâce à cela, il a été permis de calculer des pressions et d'obtenir des valeurs pour les forces appliquées sur diverses constructions de la ville. Les causes et l'ampleur des dégâts observés dans certaines zones de Pepinster prennent désormais plus de sens.

Désormais, il est intéressant de comparer les valeurs précédemment obtenues avec celles de la mise à l'échelle réelle du dispositif expérimental. D'un côté, la similitude donne lieu à un bâtiment de 20 m de long sur 10 m de large sur lequel s'applique un écoulement caractérisé par une hauteur d'eau de 4.5 m de haut et une vitesse moyenne de 0.5 m/s. Ces conditions donnent alors lieu à une force linéique de 100 kN/m s'exerçant sur le bâtiment. D'un autre côté, dans la ville de Pepinster se trouve un établissement comparable au précédent. Ce dernier, nommé le bâtiment 3 précédemment, mesure 23 m de long sur 11 m de large. Les hauteurs d'eau maximales atteintes valent environ 1.8 m. Les valeurs des vitesses perpendiculaires à la façade orientée face à l'écoulement s'élèvent jusqu'à 3 m/s. Finalement, les forces linéiques résultantes sur cette façade sont de l'ordre de 40 kN/m.

La comparaison des valeurs ci-dessus révèle certaines incompatibilités entre les deux modèles. En effet, les hauteurs d'eau et forces linéiques découlant de la mise à l'échelle du dispositif expérimental atteignent des valeurs bien supérieures au cas de Pepinster. De plus, le cas réel présente des forces hydrodynamiques importantes, résultant des vitesses élevées, qui n'apparaissent pas dans les résultats expérimentaux. Il est donc nécessaire de remettre en question le choix précis du dispositif expérimental. En effet, ce dernier a été basé sur des expériences précédentes mais ne semble finalement pas être la configuration optimale pour modéliser une inondation telle que celles survenues dans la vallée de la Vesdre. Cette première piste d'amélioration permet d'amorcer le sujet des perspectives.

Pour commencer, afin d'améliorer les recherches déjà effectuées, il pourrait être suggéré de diversifier le dispositif expérimental. En effet, la modélisation d'une ville représentée par un ensemble de boîtes pourrait mettre en avant l'influence des bâtiments voisins et permettre l'observation de nouveaux phénomènes survenant dans l'écoulement. De même, l'utilisation d'outils de mesure innovants pourrait permettre d'élargir le panel des résultats. La mesure des vitesses grâce à l'application de techniques d'imagerie à des traceurs placés dans l'écoulement pourrait notamment être exploitée. Par la suite, il est important de se rappeler que les dégâts subis par les bâtiments peuvent venir de causes plus complexes. Parmi ces dernières, on peut citer les charges d'impact de débris, les affouillements ou encore la pression des sols saturés. Dès lors, il pourrait être intéressant de les incorporer à la suite des études.

Concernant les simulations numériques, une suggestion importante découle de ce travail. Cette dernière est l'utilisation d'un modèle numérique 3D pour analyser l'écoulement dans le canal.

Afin d'améliorer l'évaluation des efforts s'exerçant sur les bâtiments, il pourrait être enrichissant d'optimiser les paramètres à utiliser en fonction de la phase de l'écoulement. En effet, au cours des expériences en laboratoire, différentes phases ont pu être observées. Parmi ces dernières, l'impact se différencie de la phase quasi-permanente, atteinte après un certain temps. Les analyses des pressions et des forces ont mené à des composantes hydrodynamiques plus importantes lors de l'impact. Par conséquent, le coefficient multiplicateur du terme hydrodynamique pourrait être adapté, s'inspirant des résultats obtenus précédemment pour les coefficients α, C_p ou C_D.

Pour Pepinster, les résultats peuvent également être améliorés. Une première piste est l'ajout des bâtiments dans le maillage. De plus, récolter davantage d'informations auprès de la commune permettrait d'optimiser les paramètres du modèle. Mais encore, étendre cette étude à des événements similaires survenus dans d'autres villes belges pourrait être enrichissant. En effet, cela permettrait de généraliser les recherches et résultats.

En conclusion, les perspectives sont vastes et intéressantes. Ce travail de recherche ouvre donc la voie à de futurs travaux avec comme objectif final d'élaborer des normes pour la construction en zone inondable.

Annexes

A Tableau des rugosités de Manning

Nature des surfaces	Etats des parois			
	Parfait	Bon	Assez bon	Mauvais
A) Canaux artificiels				
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) Cours d'eau naturels				
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

TABLE A.1 – Valeurs du coefficient n de Manning [EPL - GCE, 2013].

B Évolution de l'inondation de juillet 2021 à Pepinster

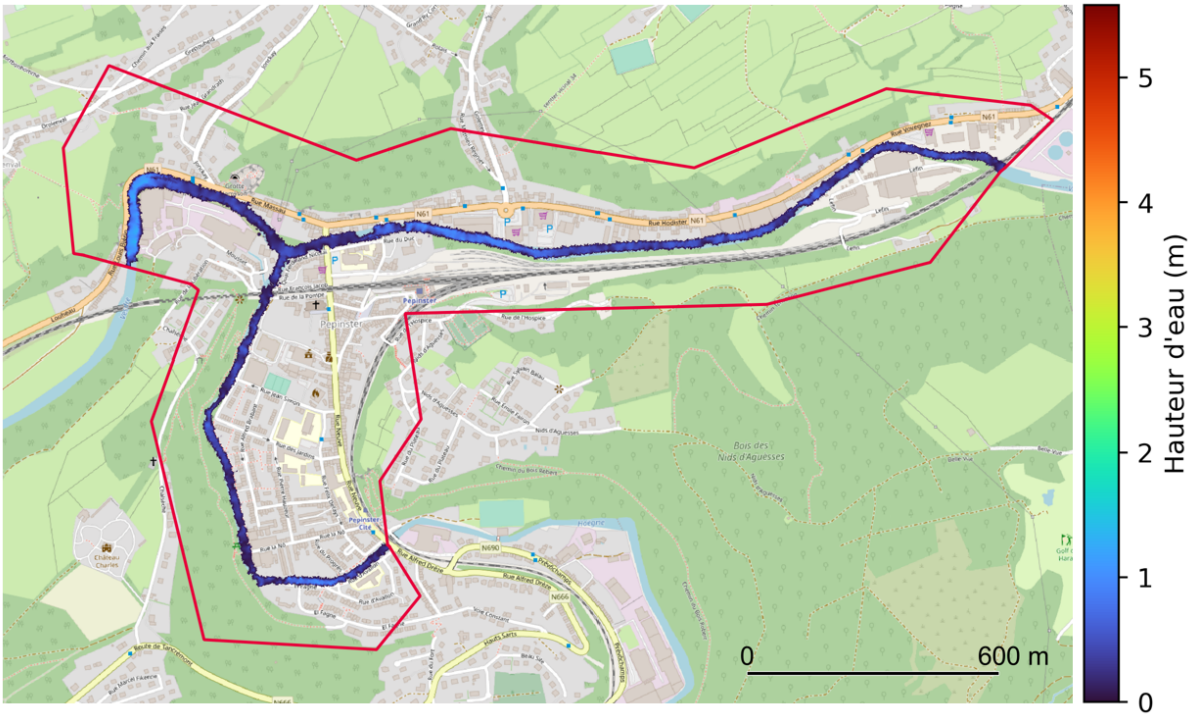


FIGURE B.1 – Hauteurs d'eau de la 3ème simulation de 13 juillet 2021 à 00h00.

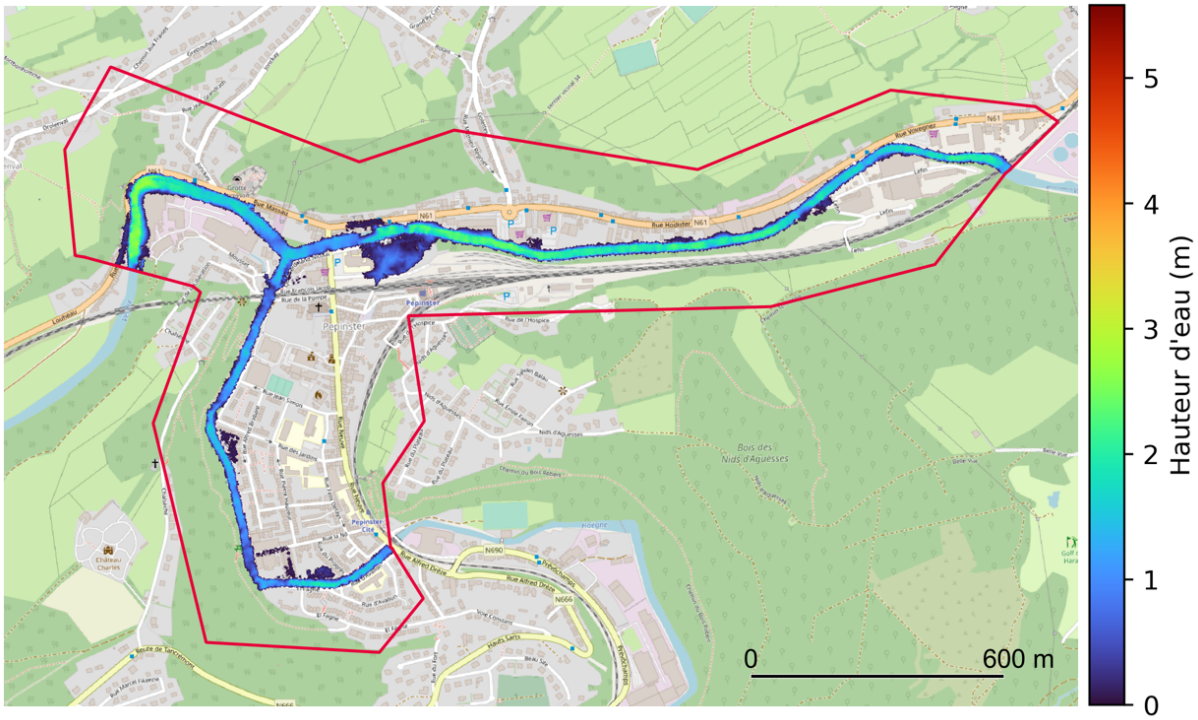


FIGURE B.2 – Hauteurs d'eau de la 3ème simulation de 14 juillet 2021 à 00h00.

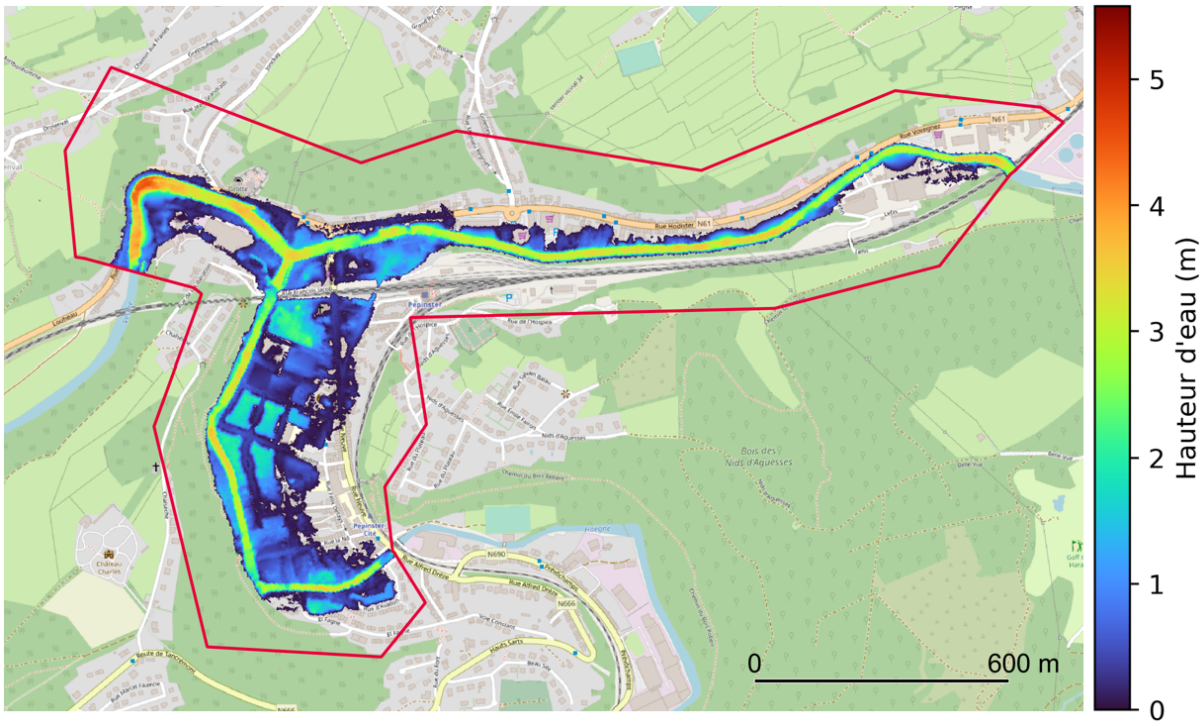


FIGURE B.3 – Hauteurs d'eau de la 3ème simulation de 14 juillet 2021 à 12h00.

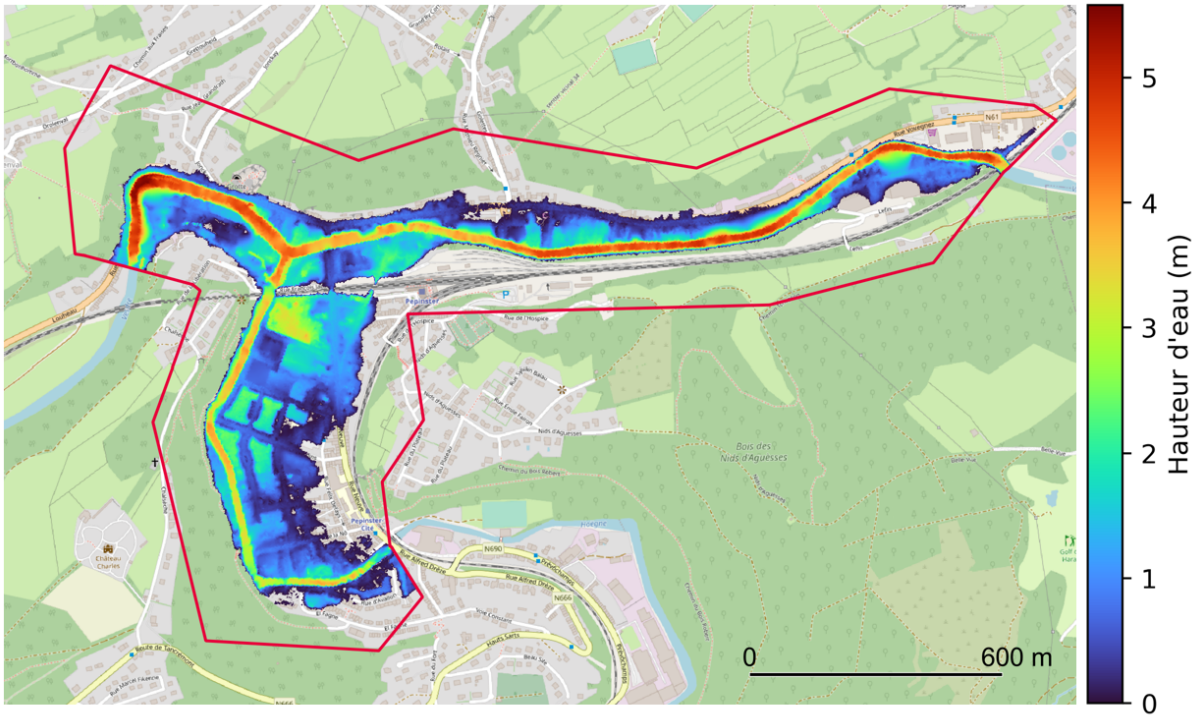


FIGURE B.4 – Hauteurs d'eau de la 3ème simulation de 15 juillet 2021 à 00h00.

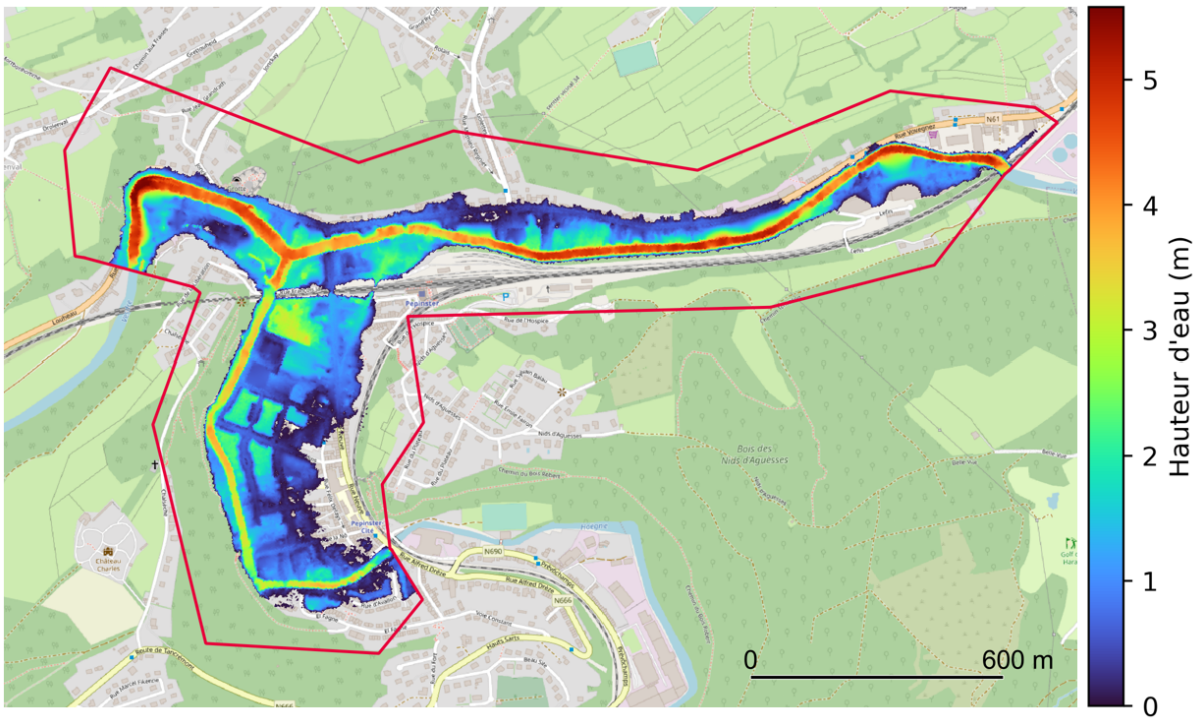


FIGURE B.5 – Hauteurs d'eau de la 3ème simulation de 15 juillet 2021 à 12h00.

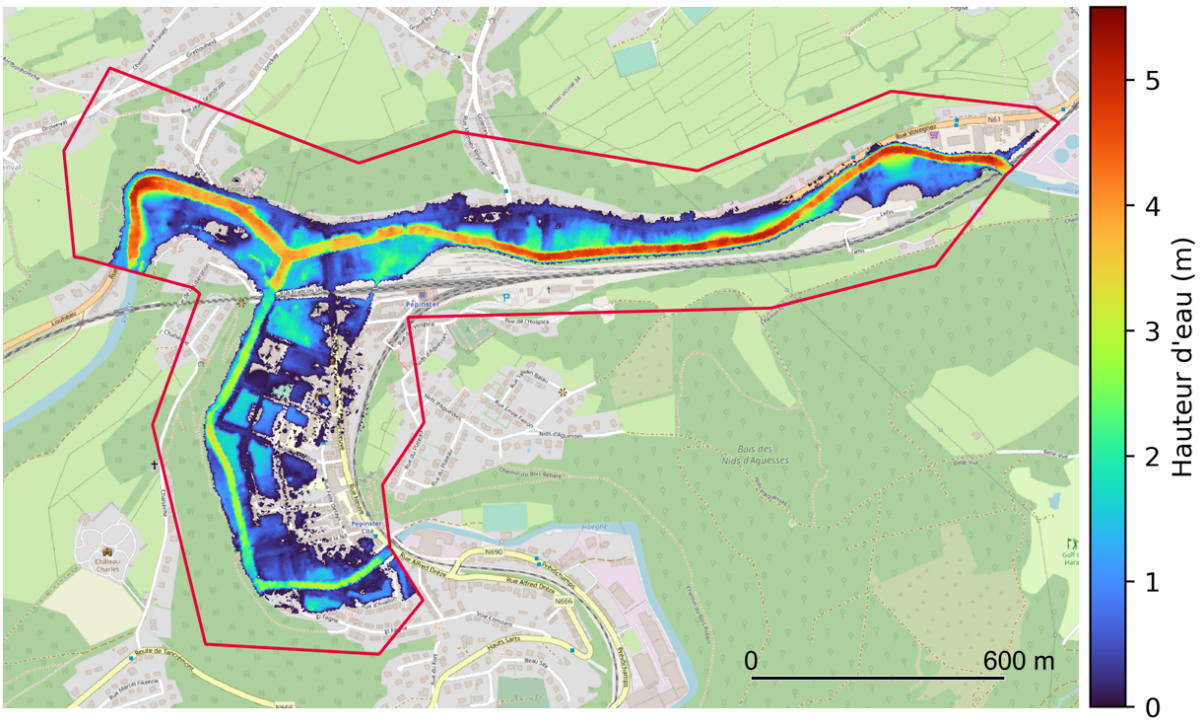


FIGURE B.6 – Hauteurs d'eau de la 3ème simulation de 16 juillet 2021 à 00h00.

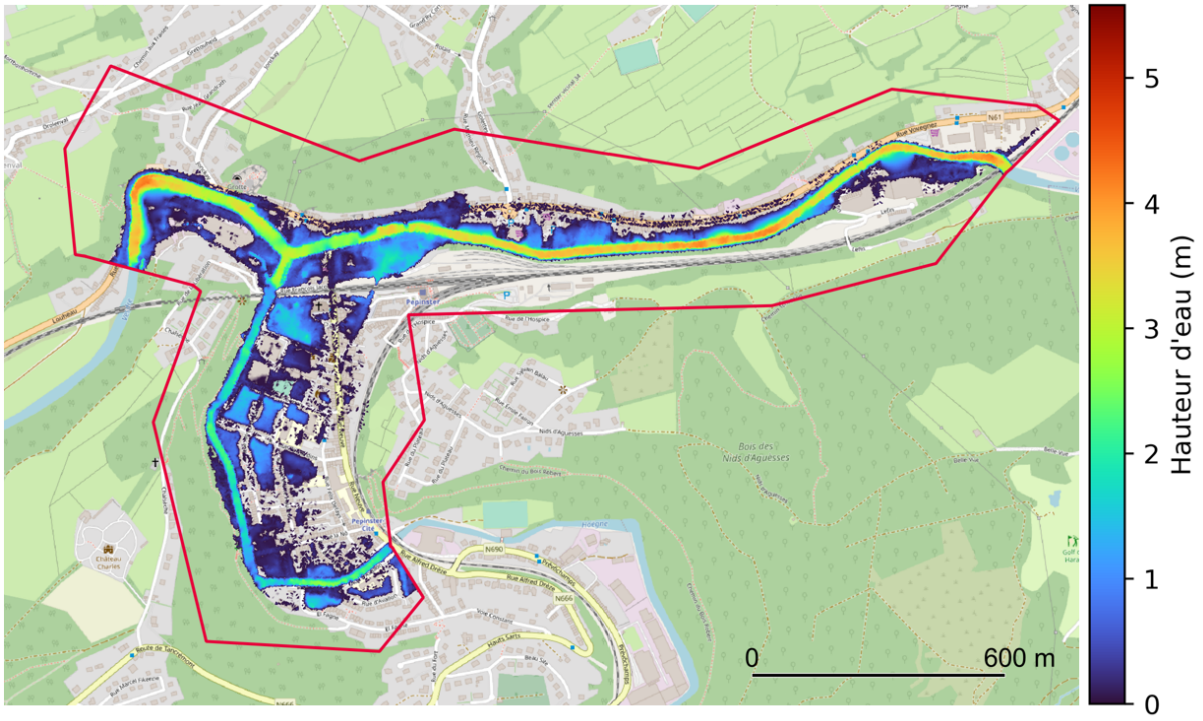


FIGURE B.7 – Hauteurs d'eau de la 3ème simulation de 16 juillet 2021 à 12h00.

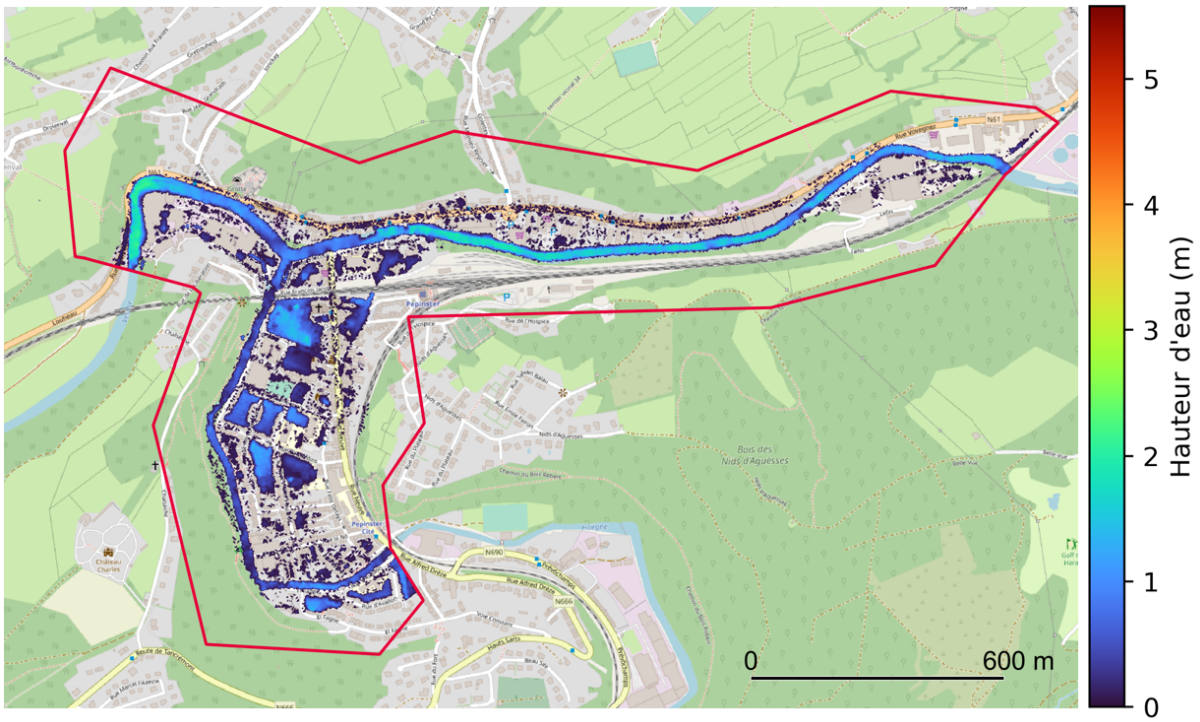


FIGURE B.8 – Hauteurs d'eau de la 3ème simulation de 18 juillet 2021 à 00h00.

Bibliographie

7sur7. La chronologie des inondations meurtrières de la mi-juillet 2021. https://www.7sur7.be/belgique/la-chronologie-des-inondations-meurtrieres-de-la-mi-juillet-2021~a3/578635/, 2022. Accédé le 29/05/23.

American Society of Civil Engineers. Asce 7 : Minimum design loads for buildings and other structures, 2003. Revision of ASCE 7-98.

A. Armanini, M. Larcher, and M. Odorizzi. Dynamic impact of steep waves against a vertical wall. *First IAHR European Congress*, page 6, 2010.

A. Armanini, M. Larcher, and M. Odorizzi. Dynamic impact of a debris flow front against a vertical wall. *Italian Journal of Engineering Geology and Environment*, 2011.

F. Aureli, A. Dazzi, A. Maranzoni, P. Mignosa, and R. Vacondio. Experimental and numerical evaluation of the force due to the impact of a dam break wave on a structure. *Advances in Water Resources*, 76, 2015.

Baumer SAS. Baumer. https://www.baumer.com/fr/fr/apercu-des-produits/capteurs-de-process/detecteurs-de-niveau/detecteurs-de-niveau-a-ultrasons/c/14348, 2023. Accédé le 19/05/23.

V. Bellos, I. Kourtis, E. Raptaki, S. Handrinos, J. Kalogiros, I. A. Sibetheros, and V. A. Tsihrintzis. Identifying modelling issues through the use of an open real-world flood dataset. *Hydrology*, 9 (11) :194, 2022.

G. Bellotti, K. Van Doorslaer, A. Romano, L. Baelus, I. Caceres, J. De Rouck, and L. Franco. Forces on (flood) walls and buildings by wave overtopping. *In Hydralab IV Joint User meeting*, pages 10–10, 2015.

Buildwise. Construire et rénover en zones inondables - flood. https://www.buildwise.be/fr/recherche-innovation/showroom-des-projets/construire-et-renover-en-zones-inondables-flood/, 2023. Accédé le 03/06/23.

Comité européen de normalisation. *EN 1991-1-4 et ANB*. Taylor Francis, 2005.

N. Delpierre. Modélisation numérique de l'écoulement à travers et sur une digue. 2022. Ecole polytechnique de Louvain, Université catholique de Louvain, 2022. Prom. : Soares Frazao, Sandra ; Rattez, Hadrien.

C. Descantons and R. Dujardin. Formation, par débordement, d'une brèche dans une digue en matériau non cohésif. 2014. Ecole polytechnique de Louvain, Université catholique de Louvain.

E. Di Rupo. 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, 2022. Accédé le 03/06/23.

Dupuis, E. and Berten, Q. *ContactPro IV, manuel d'utilisation*. 2006. Laboratoire du Génie Civil.

EPL - GCE. Valeurs du coefficient n de manning. https://sites.uclouvain.be/didacticiel-hydraulique/Lecons/Lecon_II_1/Tableau_n.htm, 2013. Accédé le 24/05/23.

EuroNews. "les inondations ont augmenté de 134% en vingt ans", selon l'organisation météorologique mondiale. https://fr.euronews.com/2021/10/05/les-inondations-ont-augmente-de-134-en-vingt-ans-selon-l-organisation-/meteorologique-mondi, 2023. Accédé le 03/06/23.

FEMA. Engineering principles and practices for retrofitting flood-prone residential structures (third edition), 2012.

GE Sensing. Lpm/lpx 9000 series. https://www.instrumart.com/assets/LPM9000_data.pdf, 2023. Accédé le 19/05/23.

C. Geuzaine and J.F. Remacle. Gmsh : A three-dimensional finite element mesh generator with built-in pre- and post-processing facilities. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 79(11), 2009.

B. Gillet. Pepinster : les démolitions de maisons sinistrées commenceront au plus tard le 30 septembre. https://www.rtbf.be/article/pepinster-les-demolitions-de-maisons-sinistrees-commenceront-au-plus-tard-le/-30-septembre-10839526, 2021. Accédé le 03/06/23.

Google Street View. Capture d'écran à pepinster. https://www.google.com/maps/@50.5693005,5.8050716,3a,75y,95.18h,100.67t/data=!3m6!1e1!3m4!1szwzMb5T9i6BdeqWPfpgh3Q!2e0!7i13312!8i6656?entry=ttu, 2019.

GoPro Inc. Go Pro. https://gopro.com/en/us/shop/cameras, 2023. Accédé le 30/05/23.

Hawkesbury-Nepean Floodplain Management Steering Committee. *Reducing vulnerability of buildings to flood damage*. 2006.

L. T. T. Hien and N. Van Chien. Investigate impact force of dam-break flow against structures by both 2d and 3d numerical simulations. *Water*, 13(3) :344, 2021.

IRD (Institut de recherche pour le développement). Manuel de formation, 2020. Modélisation pluie-débit distribuée avec le logiciel ATHYS.

IRD (Institut de recherche pour le développement). Atelier hydrologique spatialisé. http://www.athys-soft.org/modules-athys, 2023. Accédé le 13/05/23.

L. Jansen, P. A. Korswagen, J. D. Bricker, S. Pasterkamp, K. M. De Bruijn, and S. N. Jonkman. Experimental determination of pressure coefficients for flood loading of walls of dutch terraced houses. *Engineering Structures*, 216 :110647, 2020.

D. Kelly, M. Barker, J. Lamond, S. McKeown, E. Blundell, and E. Suttie. Guidance on the code of practice for property flood resilience. 2020.

L. Liu, J. Sun, B. Lin, and L. Lu. Building performance in dam break flow—an experimental study. *Urban Water Journal*, 15, 2018.

V. Mockus. Estimation of total and peak rates of surface runoff for individual storms. 1949. Exhibit A, Appendix B, Interim Survey Report, Grand (Neosho) River Watershed, US Department of Agriculture.

B. Noël, S. Soares Frazão, and Y. Zech. IMPACT WP3 : Flood propagation - computation on the 'isolated building test case' and the 'model city flooding experiment. 2003. EC Contract EVG1-CT-2001-00037 IMPACT Investigation of Extreme Flood Processes and Uncertainty, Proceedings 3rd Project Workshop, Louvain-la-Neuve, Belgium (CD-ROM).

OpenAI. ChatGPT (version GPT-3.5). https://openai.com, 2021. Accédé le 01/05/2023.

C. Ryckmans. Présentation de la visite de pepinster, 2022. Ecole polytechnique de Louvain, Université catholique de Louvain.

SCS (actuellement NRCS). Usda/scs curve number method. https://hrsl.ba.ars.usda.gov/SPAW/Appendices/AppendixI.htm, 2004. Accédé le 13/05/23.

Service public de Wallonie. Observation des précipitations. hydrometrie.wallonie.be/home/observations/precipitation.html?, 2023. Accédé le 30/05/23.

Service Public Fédéral Belge. Inondations. https://www.belgium.be/fr/logement/problemes_de_logement/catastrophes_naturelles/inondations, 2023. Accédé le 03/06/23.

M. Shige-eda and J. Akiyama. Numerical and experimental study on two dimensional flood flows with and without structures. *Journal of Hydraulic Engineering*, 129, 2003.

M. Shige-eda and J. Akiyama. Discussion and closure to "numerical and experimental study on two dimensional flood flows with and without structures" by mirei shige-eda and juichiro akiyama. *Journal of Hydraulic Engineering*, 131, 2005.

S. Soares Frazão. Dam-break induced flows in complex topographies. theo- retical, numerical and experimental approaches (thèse de doctorat). 2002. UCL-Université Catholique de Louvain.

S. Soares-Frazão. LGCIV2051 Applied hydraulics : open-channel flows. Notes de cours, 2021a.

S. Soares-Frazão. LGCIV2054 Numerical simulation of transient flows. Notes de cours, 2021b.

S. Soares-Frazão. LGCIV1051 Hydraulique. Notes de cours, 2022.

S. Soares-Frazão and Y. Zech. Experimental study of dam-break flow against an isolated obstacle. *Journal of Hydraulic Research*, 45 :sup1, 27–36, 2007.

SPW (service public de Wallonie). Relief de la wallonie - modèle numérique de terrain 2013-2014. geoportail.wallonie.be/catalogue/6029e738-f828-438b-b10a-85e67f77af92.html, 2015. Accédé le 30/05/23.

SPW (service public de Wallonie). Cartographie des zones inondées - juillet 2021. https://geoportail.wallonie.be/catalogue/5fa27752-74a6-4cf5-bfb9-d0d5d7e9d35c.html, 2022. Accédé le 13/05/23.

SPW (service public de Wallonie). Observation des hauteurs d'eau. hydrometrie.wallonie.be/home/observations/debit.html?, 2023. Accédé le 13/05/23.

Statista. Nombre de victimes de catastrophes naturelles dans le monde en 2021, selon le type. https://fr.statista.com/statistiques/659874/nombre-victimescatastrophes-naturelles-par-continent-et-type/, 2023. Accédé le 03/06/23.

M. Sturm, B. Gems, F. Keller, B. Mazzorana, S. Fuchs, M. Papathoma-Köhle, and M. Aufleger. Experimental analyses of impact forces on buildings exposed to fluvial hazards. *Journal of hydrology*, 565 :1–13, 2018.

A. Syed Mehdi. *Structural building design : wind and flood loads*. Taylor Francis, 2018.

The British Standards Institution. *BS 85500 :2015*. BSI Standards Limited, 2015.

The Matplotlib development team. Matplotlib 3.7.1 documentation. `https://matplotlib.org/stable/index.html`, 2023. Accédé le 01/05/2023.

G. Tsakiris and V. Bellos. A numerical model for two-dimensional flood routing in complex terrains. *Water Resour. Manag.*, 28, 2014.

UCLouvain/Aurore Delsoir. Photographie du dispositif expérimental, 2023. Louvain La Neuve.

Wikipedia contributors. Ressaut hydraulique. `https://fr.wikipedia.org/wiki/Ressaut_hydraulique`, 2022. Accédé le 30/05/2023.

Wikipedia contributors. Inondations de juillet 2021 en belgique. `https://fr.wikipedia.org/wiki/Inondations_de_juillet_2021_en_Belgique`, 2023. Accédé le 03/06/23.

WL Delft Hydraulics. *P-EMS Manual*. 2001. Version 2.01.

Y. Zech. Reconstitution des hydrogrammme dans la région de liège pour l'inondation de juillet 2021, 2022a. Ecole polytechnique de Louvain, Université catholique de Louvain.

Y. Zech. Hydrologie des bassins versants - logiciels athys et qgis. Notes de cours, 2022b.

F. Zeimetz, M. Launay, P. Bourqui, E. Calixte, C. Fallon, and J. Teller. Analyse indépendante sur la gestion des voies hydrauliques lors des intempéries de la semaine du 12 juillet 2021. 2021.

Équipe de développement de QGIS. Qgis. `https://www.qgis.org/fr/site/about/index.html`, 2023. Accédé le 13/05/23.

UNIVERSITÉ CATHOLIQUE DE LOUVAIN
École polytechnique de Louvain
Rue Archimède, 1 bte L6.11.01, 1348 Louvain-la-Neuve, Belgique | **www.uclouvain.be/epl**