UCLouvain

epl

École polytechnique de Louvain

Influence d'une barrière de protection sur la force induite par un écoulement permanent contre un bâtiment : étude expérimentale et numérique

Auteur: **Lorenzo Bonsembiante**
Promoteur: **Sandra Soares Frazao**
Lecteurs: **Didier Bousmar, Nathan Delpierre, Charles Ryckmans**
Année académique 2023–2024
Master [120] : ingénieur civil des constructions

Résumé

Les inondations sont devenues les catastrophes naturelles les plus fréquentes au niveau mondial, avec une intensité croissante et une tendance marquée à la hausse. Afin de s'en prémunir, des barrières de protection aux caractéristiques variées peuvent être utilisées.

Dans la présente étude, l'influence d'une barrière de protection sur la force exercée par un écoulement permanent sur la face avant d'un bâtiment est analysée.

Tout d'abord, des expériences en laboratoire ont permis de réaliser des prises de mesures de hauteurs d'eau et de pressions à différents endroits de l'écoulement. A partir de ces mesures, une analyse statistique a été exécutée permettant d'aboutir à une formule de prédiction empirique de la force s'exerçant sur la face avant d'un bâtiment. Bien que la validité de cette formule soit limitée aux gammes de valeurs des paramètres de barrière et d'écoulement testés, elle a permis de mettre en évidence que des facteurs tels que le débit, la porosité de la barrière et sa position par rapport au bâtiment pouvaient potentiellement influencer la force s'exerçant sur le bâtiment qu'elle est censée protéger. De plus, il a été observé que plus l'écoulement est lent, plus la porosité de la barrière doit être élevée pour assurer une meilleure protection du bâtiment ; à l'inverse, plus le débit est important, plus la barrière doit être étanche et positionnée près du bâtiment qu'elle protège.

Ensuite, des simulations numériques ont été réalisées à l'aide du logiciel *Watlab* pour une configuration de barrière et d'écoulement, remettant en cause la capacité du modèle numérique à reproduire fidèlement l'effet de la barrière sur l'écoulement. En effet, bien que le modèle estime une réduction de force induite par la barrière, celle-ci reste du même ordre de grandeur que la variabilité des valeurs de forces obtenues expérimentalement. Ces simulations ont, toutefois, révélé que les remous générés devant le bâtiment agissent comme un mécanisme de protection en réduisant progressivement la vitesse de l'écoulement à mesure qu'il se rapproche du bâtiment. Au vu des possibles limitations du logiciel identifiées, de futures investigations numériques avec d'autres configurations de barrière et d'écoulement sont requises.

Remerciements

Toujours prêt à relever les défis, je suis fier d'avoir porté ce travail de fin d'études à son terme. Ce fut un parcours intensif d'un total de plus de 420 heures de laboratoire en compagnie de Monsieur Charles Ryckmans pour lequel j'ai une profonde estime et souhaite exprimer ma profonde gratitude.

Je tiens également à remercier ma promotrice, Madame Sandra Soares Frazão ainsi que l'entreprise Buildwise pour m'avoir permis de participer à ce merveilleux travail de recherche, nommé "FLOOD", renforçant davantage mon développement dans ce monde qui m'était relativement inconnu et nouveau.

Ensuite, soulignons que ce travail n'aurait jamais été possible sans la collaboration des équipes du laboratoire LEMSC, et plus particulièrement Messieurs Alex Bertolet, Vincent Forzee ainsi que Antoine Bietlot. Je remercie chaleureusement ceux-ci pour leur disponibilité et pour avoir mis à ma disposition du matériel de laboratoire.

Je remercie également Messieurs Pierre-Yves Gousenbourger et Nathan Delpierre pour leur aide précieuse concernant l'utilisation du logiciel Watlab, ainsi que Madame Catherine Rasse pour l'utilisation du logiciel JMP et l'interprétation de ses résultats. Cette dernière m'a fait part de son expérience de manière très pédagogique et a apporté une contribution indéniable à la qualité de ce rapport.

Finalement, je terminerai par remercier ma famille, ma compagne et mes amis qui ont fait preuve de patience face à mon implication au laboratoire et qui m'ont soutenu tout au long de mon parcours, me confortant dans l'idée de rendre un travail qui représente toute ma détermination dans ce projet.

Table des matières

Introduction **1**

1 État de l'art **5**
1 Normes . . . 5
1.1 Types d'inondations . . . 6
1.1.1 Inondations fluviales . . . 6
1.1.2 Inondations côtières . . . 6
1.2 Caractéristiques des inondations . . . 6
1.2.1 Profondeur d'eau . . . 7
1.2.2 Durée . . . 8
1.2.3 Vitesse . . . 8
1.2.4 Energie spécifique et nombre de Froude . . . 8
1.3 Notion de vulnérabilité . . . 9
1.4 Charges à considérer . . . 10
1.4.1 Charges hydrostatiques . . . 11
1.4.2 Charges hydrodynamiques . . . 13
1.4.3 Charges dues aux vagues . . . 15
1.4.4 Charges dues aux débris . . . 17
2 Résultats de recherches expérimentales et numériques . . . 19
2.1 Formules de calcul des forces . . . 19
2.1.1 Expérimentales . . . 19
2.1.2 Numériques . . . 22
2.2 Influence de l'angle d'inclinaison du bâtiment et de la présence d'ouvertures . . . 25
3 Dispositifs de protection contre les inondations . . . 26

2 Étude expérimentale **33**
1 Schéma expérimental . . . 34
2 Appareils de mesure . . . 37
2.1 Capteurs à ultrasons . . . 37

2.1.1 Fonctionnement des capteurs à ultrasons 38
2.1.2 Étalonnage des capteurs à ultrasons 39
2.1.3 Fixation des sondes dans le canal expérimental . . 43
2.2 Sondes de pression différentielle 44
2.2.1 Emplacements des pipettes de mesure 45
2.2.2 Étalonnage des sondes de pression différentielle . . 47
2.2.3 Post-calibration des sondes de pression différentielle et calculs des pressions au sein des pipettes 52
3 Techniques d'imagerie 57
4 Classification des essais 60
4.1 Régime d'écoulement 62
4.2 Position X de la barrière 63
4.3 Porosité de la barrière ρ 64
4.4 Longueur relative de la barrière L^* 65
5 Analyse des essais 67
5.1 Évaluation de la force de l'écoulement s'exerçant sur la face avant du bâtiment 71
5.2 Analyse statistique 73
5.2.1 Modèle statistique 74
5.2.2 Résultats 78

3 Étude numérique **92**
1 Outil numérique : Watlab 93
1.1 Équations de Saint-Venant 2D 93
1.2 Discrétisation par volumes finis 96
1.3 Conditions aux limites 100
2 Étude de la condition aval 103
2.1 Condition aval transmissive 106
2.2 Hauteur aval imposée 109
2.3 Comparaison 113
3 Validation du modèle numérique 116
3.1 Description de l'écoulement 122
3.2 Résultats des simulations numériques 127
3.2.1 Calcul de force 127
3.2.2 Energie spécifique 134
3.2.3 Nombre de Froude 135
3.2.4 Influence de la distance 136

Conclusion **139**

Annexes **143**

A Essais réalisés 143
B Équations de Saint-Venant unidimensionnelles 148
B.1 Propagation de l'information 156
B.2 Chocs et discontinuités 160
B.3 Méthode des volumes finis 162
B.3.1 Équation de discrétisation des volumes finis 162
B.3.2 Calcul des flux $\mathbf{F}^*$ 165
B.4 Stabilité de la méthode 170
B.4.1 Conditions aux limites 172
B.4.2 Condition transmissive à l'aval 174

Table des figures

1 Nombre de catastrophes naturelles enregistrées mondialement entre 1900 et septembre 2023 [13]. 2
2 Inondations de 2023 en Flandre occidentale à Westhoek[2]. 3
3 Inondations de juillet 2021 dans la vallée de la Vesdre à Pepinster[7]. 3
4 Canal du LEMSC de l'École Polytechnique de Louvain en Belgique. 4

1.1 Définition de la profondeur d'eau [1]. 7
1.2 Forces hydrostatiques agissant sur un bâtiment aussi bien au-dessus qu'en dessous du niveau du sol[1]. 12
1.3 Forces hydrodynamiques[21]. 13
1.4 *Set-up* expérimental des expériences de *Wüthrich et al.*[15]. 21
1.5 Schéma expérimental[23]. 23
1.6 Maillage cartésien. 24
1.7 Barrière anti-inondation à l'aide de sacs de sable [18]. 27
1.8 Sacs (A) et boudins (B) anti-inondation autogonflants [18]. 27
1.9 Dispositif d'emballage manuel [18]. 28
1.10 Emballage autonome [18]. 29
1.11 Batardeaux à glissière [18]. 30
1.12 Batardeaux autobloquants [18]. 30
1.13 Fonctionnement des barrières anti-inondation passives à levées verticales et horizontales espectivement (A $\rightarrow$ C) [18]. 31

2.2 Dimensions du canal expérimental en mètres. 34
2.3 Description des différentes sections du canal. 35
2.4 Schéma expérimental classique. 36
2.5 Positions des capteurs à ultrasons J. 38
2.6 Capteurs à ultrasons de la marque Baumer [4]. 39
2.7 Procédure d'étalonnage des capteurs à ultrasons. 40
2.8 Étalonnage du capteur à ultrasons $n°3$ $J3$. 41
2.9 Fixations des Jauges $J1$ et $J2$. 43
2.10 Sondes de pression différentielle $LPM9000$. 44

2.11 Nomenclature choisie pour les faces : 1 = face avant , 2 = face droite , 3 = face arrière, 4 = face gauche. 45
2.12 Positions et noms donnés aux pipettes de mesure des faces avant et droite. 46
2.13 Positions et noms donnés aux pipettes de mesure des faces arrière et gauche. 46
2.14 Procédure d'étalonnage - Schéma du dispositif. 48
2.15 Comparaison des droites d'étalonnage. 49
2.16 Procédure de post-calibration d'une sonde de pression différentielle. 53
2.17 Exemple d'écarts entre les valeurs mesurées par six capteurs de pression différentielle et leurs valeurs théoriques. 56
2.18 Fenêtre initiale demandant à l'utilisateur de définir les coins du damier de dimensions connues. 58
2.19 Détermination des coins du damier en vert par l'utilisateur. 58
2.20 Image redressée avec son nouveau repère placé (x,y). 59
2.21 Détermination des hauteurs d'eau au droit des pipettes. 59
2.22 Configuration en régime transitoire. 62
2.23 Configuration en régime permanent. 62
2.24 Paramètre X : distance entre l'obstacle et le centre de la porte. . . 63
2.25 Exemples de barrières de protection poreuses [37]. 64
2.26 Paramètre ρ : porosité de la barrière. 65
2.27 Paramètre L^* : longueur relative de la barrière. 66
2.28 Zones d'intégration sur la face avant du bâtiment (dimensions en mm). 71
2.29 Distribution des pressions sur la zone I. 72
2.30 Déviations importantes de l'écoulement. 77
2.31 Augmentation locale de la hauteur. 77
2.32 Position des ressauts hydrauliques (vue en plan). 77
2.33 Forces mesurées en fonction des forces estimées statistiquement. . . 79
2.34 Résidus en fonction des valeurs prédites. 79
2.35 Diagramme quantile-quantile. 80
2.36 Débit faible. 86
2.37 Débit élevé. 87
2.38 Cas réel similaire au cas expérimental[35]. 91

3.1 Volume de contrôle Ω. 96
3.2 Maillage non structuré avec des cellules de forme triangulaire. . . . 97
3.3 Discontinuités aux interfaces. 98
3.4 Positions des capteurs à ultrasons $J1$, $J2$, $J3$. 104
3.5 Débit $Q = 15$ l/s - Mesures des hauteurs d'eau expérimentales effectuées par les capteurs de distance $J1$, $J2$ et $J3$. 104

3.6 Débit Q = 100 l/s - Mesures des hauteurs d'eau expérimentales effectuées par les capteurs de distance $J1$, $J2$ et $J3$. 105
3.7 Débit Q = 185 l/s - Mesures des hauteurs d'eau expérimentales effectuées par les capteurs de distance $J1$, $J2$ et $J3$. 105
3.8 Maillage avec Q_{in} en bleu et Q_{out} en rouge. 106
3.9 Condition transmissive : comparaison des profondeurs d'eau obtenues numériquement et expérimentalement pour les débits $Q_{in} = 15$ l/s et $Q_{in} = 100$ l/s. 107
3.10 Condition transmissive : comparaison des profondeurs d'eau obtenues numériquement et expérimentalement pour un débit $Q_{in} = 185$ l/s. 108
3.11 Exemple de recirculations parasites pour un débit $Q_{in} = 185$ l/s et une hauteur aval imposée de 10 cm en fin de T. 109
3.12 Maillage sans T avec Q_{in} en bleu et h_{av} en rouge. 110
3.13 h_{av} imposée : comparaison des profondeurs d'eau obtenues numériquement et expérimentalement pour un débit $Q_{in} = 15$ l/s. 110
3.14 h_{av} imposée : comparaison des profondeurs d'eau obtenues numériquement et expérimentalement pour les débits $Q_{in} = 100$ l/s et $Q_{in} = 185$ l/s. 111
3.15 Coupe longitudinal au milieu du maillage (y=0) pour un faible débit $Q = 15$ l/s et une hauteur aval $h_{av} = 15$cm. 112
3.16 Coupe longitudinal au milieu du maillage (y=0) pour un débit élevé $Q = 185$ l/s et une hauteur aval $h_{av} = 14$cm. 113
3.17 Profils en long superposés (y=0) pour un débit $Q_{in} = 15$ l/s. 114
3.18 Profils en long superposés (y=0) pour un débit $Q_{in} = 100$ l/s. . . . 114
3.19 Profils en long superposés (en y=0) pour un débit $Q_{in} = 185$ l/s. . . 115
3.20 Maillage pour la configuration moyenne du domaine d'intérêt. . . . 116
3.21 Points de mesures numériques. 117
3.22 Mesures expérimentales au niveau des jauges. 118
3.23 Comparaisons des profondeurs d'eau (jauge $J1$). 118
3.24 Comparaisons des profondeurs d'eau (jauge $J2$). 119
3.25 Comparaisons des profondeurs d'eau (jauge $J3$). 119
3.26 Comparaisons des profondeurs d'eau h_I. 120
3.27 Comparaisons des profondeurs d'eau h_{II}. 121
3.28 Comparaisons des profondeurs d'eau h_{III}. 121
3.29 Profil en long de l'écoulement (y=0). 122
3.30 Ressauts hydrauliques induits par la présence de la barrière. 122
3.31 Norme des vecteurs vitesses. 123
3.32 Séparation en deux écoulements principaux à la suite de la barrière. 124
3.33 Zones de recirculation. Points rouges = jauges $J1$ et $J2$. 125
3.34 Recirculations à l'amont de la barrière. 125

3.35 Recirculations après la barrière. 126
3.36 Déviation de l'écoulement autour du bâtiment. 126
3.37 Forces s'exerçant sur la face avant du bâtiment pour les cas avec et sans barrière. 128
3.38 Proportion de la composante hydrostatistique par rapport à la composante hydrodynamique de la force. 129
3.39 Ratio de la composante hydrostatique par rapport à la force totale exercée sur la face avant du bâtiment. 129
3.40 Proportion de la composante hydrostatistique par rapport à la composante hydrodynamique de la force pour le cas avec barrière et sans bâtiment. 130
3.41 Ratio de la composante hydrostatique par rapport à la force totale, pour le cas avec barrière et sans bâtiment. 131
3.42 Proportion de la composante hydrostatistique par rapport à la composante hydrodynamique de la force pour le cas sans barrière ni bâtiment. 131
3.43 Ratio de la composante hydrostatique par rapport à la force totale, pour le cas sans barrière ni bâtiment. 132
3.44 Énergie spécifique moyenne le long de la face avant du bâtiment. . . 134
3.45 Nombre de Froude moyen le long de la face avant du bâtiment. . . . 135
3.46 Distribution des vitesses de l'écoulement le long des lignes de calcul (en rouge) situées à une distance d de la face avant du bâtiment. . . 136
3.47 Evolution de la force moyenne en fonction de la distance d. 137
3.48 Evolution de l'énergie spécifique moyenne en fonction de la distance d.138
3.49 Evolution du nombre de Froude moyen en fonction de la distance d. 138
3.50 Système d'axe pour le problème 1D considéré[43]. 149
3.51 Courbures trop importantes rendant l'hypothèse d'une distribution hydrostatique des pressions inadéquate[43]. 149
3.52 Volume de contrôle. 151
3.53 Forces agissant sur le système. 152
3.54 Moment statique de la section obtenu par intégration de tranches horizontales de largeur $d\eta$. η est la coordonnée verticale de la section A de largeur B et h est la profondeur d'eau[43]. 154
3.55 Non-uniformité du profil de vitesse. 155
3.56 Lien entre la largeur B et la section infinitésimale dA. 157
3.57 Courbes caractéristiques [43]. 159
3.58 Zones d'influence et zones de dépendance [43]. 159
3.59 Volume de contrôle autour d'une discontinuité. 160
3.60 Représentation de l'écoulement avec la méthode des volumes finis[44].162

3.61 Volume d'espace-temps, appelé volume fini Ω, qui englobe les discontinuités[44]. 163
3.62 Méthode de Pavie : cas d'un écoulement subcritique [40]. 166
3.63 Méthode de Pavie : écoulement supercritique [40]. 169
3.64 Condition de stabilité. 171
3.65 Condition aux limites - Mur imposé [44]. 173
3.66 Condition aux limites - Mur imposé [44]. 173

Liste des tableaux

1.1 Coefficients C_D en fonction du rapport largeur/hauteur d'une paroi rectangulaire. 15
1.2 Table des coefficients de pression dynamique inspirée du document de *Gilbert Gedeon* [26]. 16
1.3 Valeurs du coefficient de profondeur C_H en fonction de la zone de risque d'inondation et de la profondeur de l'eau. 18
1.4 Valeurs du coefficient de blocage C_B. 18

2.1 Coordonnées des coins du bâtiment selon la convention de la Figure 2.4. 36
2.2 Coordonnées (x,y) des capteurs à ultrasons. 37
2.3 Erreurs de linéarité lors du premier étalonnage (test 3) du capteur $J3$. 42
2.4 Erreurs de linéarité lors du deuxième étalonnage (test 4) du capteur $J3$. 42
2.5 Résumé des coefficients a et b utilisés ainsi que des erreurs de linéarité qui leur sont associées. 43
2.6 Étalonnage correspondant au test 3 de la Figure 2.15. 50
2.7 Étalonnage correspondant au test 4 de la Figure 2.15. 51
2.8 Résumé des coefficients a et b utilisés ainsi que des erreurs de linéarité qui leur sont associées pour la sonde 4. 51
2.9 Exemple de classification réalisée. 61
2.10 Essais analysés. 70
2.11 Données utilisées pour l'analyse statistique JMP. 75
2.12 Tableau montrant les différences entre les valeurs de forces prédites et mesurées. 81
2.13 Coefficients arrondis au centième près pour chaque terme centré réduit (CR) ou non (NCR) présent dans la formule de prédiction. . 83
2.14 Tailles des effets et p-valeurs. 84
2.15 Coefficients arrondis au centième près pour chaque terme centré réduit (CR) ou non (NCR) présent dans la formule de prédiction simplifiée. 89

2.16 Estimations des forces via la formule de prédiction générale (FG) 2.16 et la formule de prédiction simplifiée (FS) 2.17. 90
2.17 Configurations idéales de barrière pour un débit Q particulier. . . . 91

3.1 Condition transmissive : valeurs absolues des erreurs de prédiction du modèle numérique. 108
3.2 h_{av} imposée : valeurs absolues des erreurs de prédiction du modèle numérique. 112
3.3 Erreurs d'estimation en chacune des jauges $J1$, $J2$, $J3$. 118
3.4 Coordonnées (x,y) des jauges h_I, h_{II}, et h_{III} situées au droit des mesures de pressions de la face avant. 120
3.5 Analyse de sensibilité. 133
3.6 Essais réalisés. 147

Introduction

Wikipédia [50] définit une inondation comme une submersion temporaire, naturelle ou artificielle, d'un espace par de l'eau. Selon *S.Soares-Frazão* [41], une inondation peut avoir diverses sources telles que les précipitations (de longue durée ou abondantes [1]), la fonte des neiges considérant que 10mm de pluie à plus de 8°C peut faire fondre en moyenne 1mm de neige, les embâcles de glace et les débris de n'importe quel type (caravanes, arbres, mobilier,...) ou encore les marées de tempête et tsunamis emportant tout sur leur passage, comme ce fut le cas en Indonésie à Banda Aceh le 26 décembre 2004.

Les phénomènes d'inondation sont de plus en plus nombreux et peuvent avoir des conséquences dévastatrices. En effet, ils touchent toute l'Europe, mais également le monde entier. Sur la Figure 1, on observe qu'entre 1900 et 2023, les inondations ont montré une tendance marquée à la hausse en devenant ainsi les catastrophes naturelles les plus fréquentes parmi toutes celles répertoriées. De plus, selon *Oxfam France* [22], le niveau d'intensité des inondations devrait également augmenter dans les années à venir en raison du dérèglement climatique.

Ce présent rapport a comme objectif premier de susciter chez le lecteur une prise de conscience d'une problématique bien spécifique, à savoir les lourdes conséquences de la venue de ces grandes quantités d'eau dans les zones habitées, son aggravation par l'utilisation des terres pour le développement de l'industrie et des villes, l'exploitation de plus en plus fréquente des bassins versants ainsi que les travaux sur les rivières et leurs exploitations, sans compter les risques liés aux mesures de protection telles que les digues et les barrages.

En effet, les conséquences négatives de tels évènements sont nombreuses, d'où l'importance d'une bonne gestion et d'une connaissance approfondie de ces phénomènes

1. Pour avoir un ordre d'idée, la vallée du Rhône peut voir, durant certaines périodes, plus de 400mm de pluie tomber dans sa région en moins de 24 heures. Pourtant, cela représente peu en comparaison des épisodes de pluies aux Philippines, au cours desquels plus de 1000mm peut tomber en 24 heures.

et des paramètres qui les influencent. C'est essentiel pour se prémunir contre les effets néfastes que cela peut avoir sur l'Homme et pour être capable, à l'avenir, de construire et de rénover des bâtiments en zones inondables afin de réduire ces impacts négatifs.

Parmi les risques liés aux inondations, on compte les dégâts sur les bâtiments résidentiels, publics et industriels (voir Figure 3), pouvant mener à des démolitions, des dégâts matériels et des pertes de biens (Figure 2), ainsi que des dégâts physiques, pouvant entraîner des pertes de vies humaines et animales. À titre d'exemple, selon le journal télévisé local de la *RTBF* [39], 39 morts ont été comptés lors des inondations de juillet 2021 en Belgique. Celles-ci peuvent également causer des traumatismes et des pertes économiques importantes tant pour la région que pour les victimes.

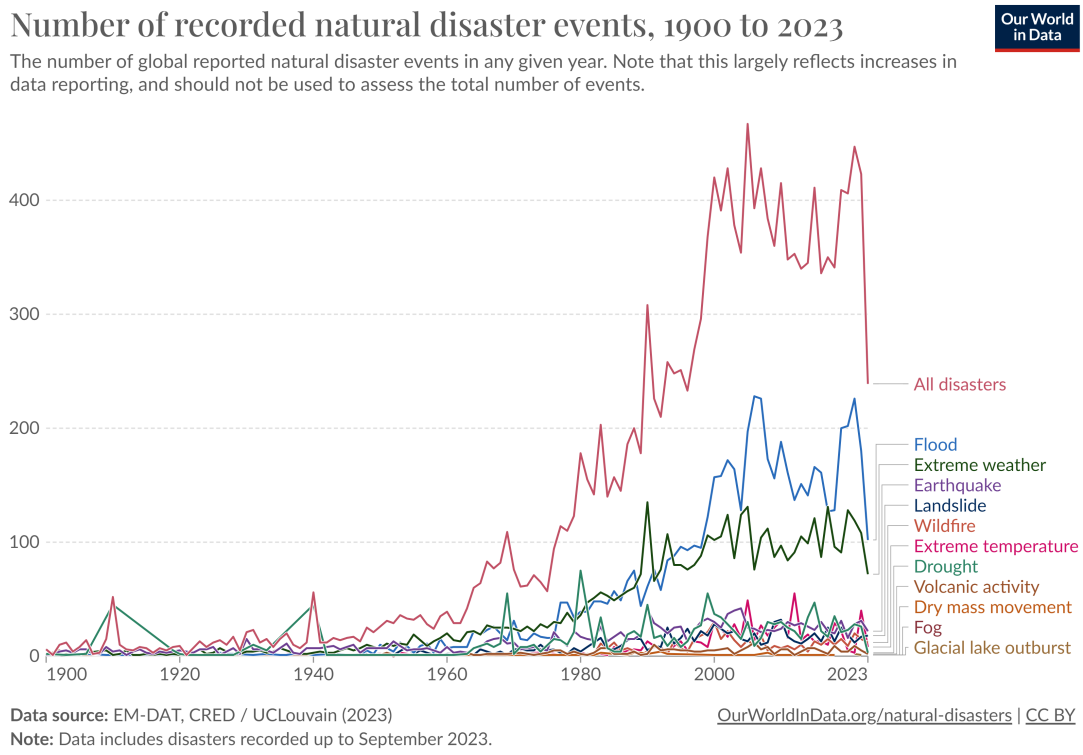


FIGURE 1 – Nombre de catastrophes naturelles enregistrées mondialement entre 1900 et septembre 2023 [13].



FIGURE 2 – Inondations de 2023 en Flandre occidentale à Westhoek[2].



FIGURE 3 – Inondations de juillet 2021 dans la vallée de la Vesdre à Pepinster[7].

Pour toutes ces raisons et à la suite des inondations de juillet 2021 en Belgique, l'entreprise *Buildwise* [8] [2] a instauré le projet "FLOOD" dont l'objectif principal est d'établir les bases nécessaires à l'élaboration d'un cadre normatif belge pour la construction et la rénovation résistante à l'eau. Ce projet est divisé en trois axes principaux. Ce travail de fin d'études s'ancre dans la partie 3 de de ce projet, dédiée aux calculs de stabilité et aux évaluations des efforts statiques et dynamiques sur les bâtiments dans des conditions d'inondations. Par ailleurs, il constitue la suite du travail de fin d'études de *Lisa Adyns* et de *Delphine Adriaens* [34], portant sur le même sujet. Leur contribution, parue l'année dernière, servira de point de référence pour l'écriture de ce rapport.

Ce mémoire, mené tout au long de l'année académique 2023-2024, se compose, d'une part, d'un volet expérimental et, d'autre part, d'un volet numérique.

Durant la première partie du quadrimestre, une série d'essais expérimentaux ont été réalisés dans le canal du Laboratoire Essais Mécaniques, Structures et génie Civil (LEMSC) de l'École Polytechnique de Louvain en Belgique (voir Figure 4). L'objectif de ces essais était de déterminer l'effet des barrières de protection sur les forces hydrodynamiques s'appliquant sur la face avant d'un bâtiment résidentiel à échelle réduite. Bien que des essais aient été réalisés pour des écoulements en régime permanent et transitoire, seuls les régimes permanents ont fait l'objet d'une analyse dans ce rapport. Lors de chaque essai, des mesures de hauteurs et de pressions ont été réalisés à certains endroits stratégiques dans le canal afin d'appliquer certaines formules de calcul de forces issues de la littérature.

Pour l'application d'autres formules basées, quant à elles, sur la décomposition de la force en une composante hydrostatique et une composante hydrodynamique,

2. *Buildwise* n'est autre que le nouveau nom pour le Centre scientifique et technique de la construction (*CSTC*)

des données de vitesse ont été nécessaires. Considérant que les vitesses n'ont pas été mesurées expérimentalement, le recours à des simulations numériques s'est avéré utile. L'outil numérique employé a tout d'abord subi une validation pour un essai particulier du domaine d'analyse et a ensuite été utilisé afin de tirer certaines conclusions supplémentaires quant à l'influence des barrières sur des caractéristiques de l'écoulement, telles que le nombre de Froude et son énergie spécifique.



FIGURE 4 – Canal du LEMSC de l'École Polytechnique de Louvain en Belgique.

Le plan général de ce mémoire comprend, dans l'ordre :

— Un état de l'art présentant les diverses réglementations en vigueur dans d'autres pays pour les constructions situées en zones inondables. Ce chapitre inclut également les résultats expérimentaux et numériques obtenus par différents chercheurs ainsi que les différents moyens de protection existants.
— Une description détaillée du schéma expérimental utilisé et des différents appareils de mesure employés, suivie d'une classification des essais réalisés basée sur les différentes configurations de barrière testées. Ce chapitre se termine par une analyse statistique d'une série particulière d'essais effectués en laboratoire.
— La présentation du modèle numérique utilisé et de ses conditions aux limites imposées, accompagnée de sa validation pour une configuration particulière de barrière.
— Une conclusion récapitulant les principaux résultats obtenus lors des analyses numériques et expérimentales et amenant une discussion sur la validité de ces résultats.

Chapitre 1

État de l'art

La caractérisation de l'interaction fluide-structure est une tâche clé, non seulement pour prédire avec précision l'évolution des inondations, mais aussi pour évaluer les dommages potentiels directs sur les structures. Elle permet également de définir des critères appropriés de défaillance et de dommages, d'élaborer des méthodes de conception efficaces et de planifier des mesures correctives et préventives de réduction des dommages.

Compte tenu du manque de réglementation en Belgique concernant les inondations, il est crucial d'aborder le sujet en examinant les directives et recommandations pertinentes à l'étranger. Ce chapitre présente les résultats de recherches bibliographiques qui se divisent en trois catégories : les normes en vigueur dans les pays étrangers, les résultats d'expériences ou de travaux de recherches numériques, et les mesures de protection déjà existantes. De cette manière, est ciblée une compréhension complète des phénomènes d'inondation et des forces qu'ils peuvent exercer sur les bâtiments.

1 Normes

Des drames tels que les inondations de juillet 2021 en Belgique sont de terribles tragédies mais qui apportent l'opportunité de repenser certains systèmes. En effet, la reconstruction avec de nouvelles normes établies permettrait de construire des infrastructures plus solides et plus adaptées aux risques d'inondations dont la fréquence et l'intensité ne cessent d'augmenter. C'est dans cette optique, et en regard des connaissances relatives aux inondations dans la littérature étrangère, que la section suivante vise à établir des recommandations sur une nouvelle manière de concevoir des bâtiments. La finalité est de construire des bâtiments résistants à

ce type de catastrophe naturelle, pendant et après le phénomène, préservant ainsi la vie de ses occupants et limitant les pertes économiques.

1.1 Types d'inondations

Les inondations sont un processus naturel qui peut se produire sous diverses formes. La *Federal Emergency Management Agency* (FEMA) [1] distingue les inondations fluviales de longue durée, les crues éclair (plus connues sous le nom anglais '*flash floods*') et les inondations côtières accompagnant les marées hautes, les vents de terre, ainsi que les ouragans et les tempêtes.

La *FEMA* souligne l'importance de savoir dans quelle situation on se trouve afin d'adapter les méthodes de conceptions architecturales et le choix des sites de construction. En effet, en fonction du type d'inondations, différentes contraintes devront être respectées.

1.1.1 Inondations fluviales

De manière générale, les inondations le long des voies navigables se produisent à la suite d'une accumulation de ruissellement provenant de précipitations importantes ou de la fonte des neiges, de sorte que les débits créés excèdent la capacité des canaux fluviaux, amenant le volume d'eau à se répandre sur les terres voisines. Sous l'action de la gravité, les inondations fluviales s'écoulent vers l'aval. Elles ont comme caractéristiques leur profondeur d'eau, ainsi que leur vitesse et leur durée qui varient en fonction de la taille et de la pente du bassin versant, du type de sol, de la nature de la flore, de la topographie et, dans certains cas, de la profondeur d'enneigement et du taux de fonte.

1.1.2 Inondations côtières

Les inondations côtières sont principalement causées par des tempêtes et influencées par des systèmes météorologiques cycloniques tropicaux et extratropicaux tels que les ouragans, les dépressions tropicales, les typhons, ainsi que les tsunamis. Elles peuvent également être caractérisées par des vagues poussées par le vent, comparables à celles des côtes océaniques.

1.2 Caractéristiques des inondations

Selon la *FEMA* [1], il existe trois caractéristiques principales pour tout type d'inondation : la profondeur de l'eau, la durée et la vitesse. Néanmoins, pour le cas particulier d'un tsunami, *Toriyama et al.* [48] identifient deux paramètres

représentant les caractéristiques de la vague incidente : le nombre de Froude Fr et l'énergie spécifique E.

Aureli et al. [23] précisent que la présence de constructions dans la zone inondable, ainsi que les irrégularités topographiques, peuvent fortement affecter la dynamique de l'inondation et ses caractéristiques.

1.2.1 Profondeur d'eau

La profondeur d'eau est une donnée cruciale dans la conception des bâtiments, car, de manière générale, le calcul des forces induites par les inondations dépend directement ou indirectement de ce paramètre. De plus, les coûts liés aux moyens de protection des bâtiments contre les inondations augmentent avec la profondeur.

Dans le cas des inondations fluviales, la valeur de celle-ci peut varier selon des facteurs comme la forme de la vallée et la présence ou non d'obstructions (par exemple, un pont). Cette mesure ne tient que rarement compte de la présence d'éventuelles vagues.

Pour les inondations côtières, la profondeur d'eau dépend de paramètres tels que le cycle des marées, la durée des tempêtes, l'élévation des terrains et la présence ou non de vagues. Dans ces zones, la profondeur totale d'inondation est définie par la combinaison de la profondeur d'eau calme avec la hauteur des vagues attendues, comme le montre la Figure 1.1.

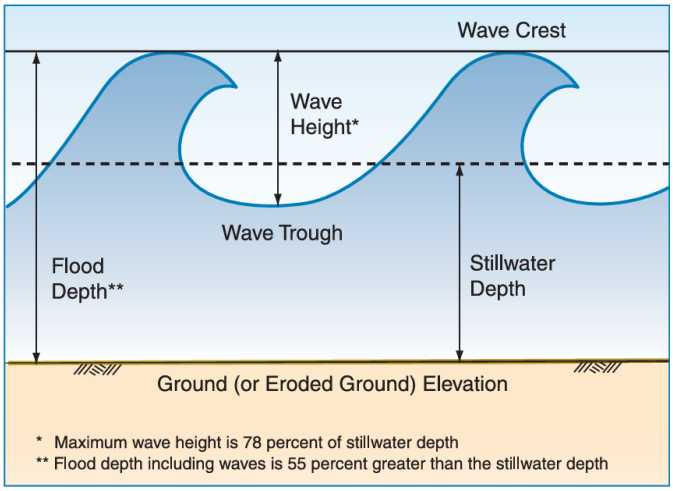


FIGURE 1.1 – Définition de la profondeur d'eau [1].

Pour les zones présentant des sols érodables, le niveau du sol peut s'abaisser ou un affouillement local autour des éléments de fondation (par exemple, un pont) peut

se produire suite au passage des eaux, augmentant ainsi la profondeur d'eau. Si le sol de support ne couvre plus les éléments de fondation, la stabilité de la structure peut être compromise.

1.2.2 Durée

La durée des inondations est une caractéristique importante à prendre en compte dans la conception des bâtiments, car elle affecte leur accessibilité, leur utilisabilité, ainsi que la saturation et la stabilité des sols et des matériaux utilisés pour leur construction. Selon *Kelman et al.* [29], de nombreux ouvrages classifient les durées d'inondation en deux catégories : moins de 12 heures, considérée comme courte, et plus de 12 heures, considérée comme longue.

La durée des inondations fluviales dépend principalement de la taille du bassin versant et de la pente longitudinale de la vallée, laquelle influence également la vitesse à laquelle l'eau s'écoule le long de celle-ci. Ainsi, plus les bassins versants sont de petite taille, plus ils seront susceptibles d'être rapidement inondés.

En ce qui concerne la durée des inondations côtières, celle-ci se retrouve fortement influencée par les cycles de marées ainsi que par la vitesse à laquelle les tempêtes traversent la région. L'eau peut par exemple être retenue dans des zones de dépressions ou encore être piégée derrière un mur anti-inondations ou une digue dont le drainage est inconforme.

1.2.3 Vitesse

Comme il sera vu plus tard, la vitesse joue un rôle essentiel dans l'évaluation des charges hydrodynamiques et des charges d'impact, bien qu'elle soit souvent difficile à estimer précisément.

La vitesse des eaux de crues varie considérablement, allant de très élevée, comme celle observée lors des crues soudaines ou des événements de tempête, à très faible (presque stagnante) dans les zones de contre-courant et les vastes plaines d'inondation.

En fonction de son intensité, elle contribue activement au risque d'érosion qui, comme mentionné ci-dessus, représente un danger potentiel pour la stabilité des ouvrages. Autrement dit, même une eau peu profonde peut présenter un danger si sa vitesse est élevée.

1.2.4 Energie spécifique et nombre de Froude

Toriyama et al. [48], dans leur évaluation des forces maritimes s'exerçant sur les digues sous l'action d'un tsunami, distinguent deux paramètres qui représentent

les caractéristiques de la vague incidente, à savoir le nombre de Froude (Fr) et l'énergie spécifique (E).

Le nombre de Froude (Fr) est un nombre adimensionnel représentant le rapport entre la force inertielle du fluide et la gravité. Il peut être évalué par la profondeur d'eau de surverse (η) et la vitesse de la vague (v) là où la digue (ou le bâtiment dans le cas qui nous intéresse) est située, comme indiqué par l'équation :

$$F_r = \frac{v}{\sqrt{g\eta}} \tag{1.1}$$

L'énergie spécifique (E) représente l'énergie totale par poids unitaire d'eau. Elle s'exprime en mètres et est un paramètre pour tout écoulement en régime permanent non visqueux basé sur la théorie de Bernoulli. Elle est donnée par l'équation :

$$E = \frac{v^2}{2g} + \eta \tag{1.2}$$

Dans le cas particulier d'une vague incidente de type tsunami, le nombre de Froude et l'énergie spécifique atteignent des valeurs maximales au moment de l'impact avec la digue. Ensuite, ces valeurs diminuent à mesure que le temps s'écoule.

1.3 Notion de vulnérabilité

Selon *Cantelmo et al.* [11], l'évaluation de la vulnérabilité des bâtiments situés en zones inondables est une composante essentielle à l'évaluation des risques induits par les inondations, notamment en raison des graves conséquences que les dommages et les effondrements des bâtiments peuvent avoir sur la perte de vies humaines lors des événements les plus extrêmes.

Malgré l'importance de cette notion, l'évaluation des dommages potentiels fait encore défaut, étant donné les nombreuses incertitudes encore présentes dans ces processus. Cela conduit à privilégier les approches probabilistes pour l'évaluation des risques, au détriment des méthodes déterministes déjà établies.

De plus, le rapport de la *FEMA* [1] souligne que de nombreuses installations, bien qu'elles aient respecté les normes en vigueur lors de leur construction, n'ont pas été mises à jour pour répondre aux exigences structurelles actuelles. En effet, certaines ont été édifiées à une époque où les normes étaient inexistantes, les rendant aujourd'hui obsolètes, tandis que d'autres présentent des fragilités dues à un manque de maintenance. Ces facteurs peuvent conduire à des performances médiocres des structures lors de situations extrêmes.

Il va de soi que même des installations plus récentes peuvent également subir des dommages inattendus en raison de défauts de conception ou de l'application de normes inadéquates.

En outre, selon *Wütrich et al.* [16], les bâtiments sont fréquemment conçus pour résister à des forces latérales exceptionnelles, telles que celles induites par des actions sismiques ou des vents violents. Cependant, ils sont rarement conçus pour supporter les charges hydrostatiques ou hydrodynamiques induites par des inondations, ce qui les rend vulnérables en cas de crue.

En plus des structures elles-mêmes, les biens qu'elles contiennent peuvent également être vulnérables aux inondations en cas d'infiltration des eaux. Ces biens comprennent les appareils électroménagers, les ordinateurs et certains composants de construction qui, après un certain temps dans l'eau, changent de composition ou de forme. La plupart des bois, lorsqu'ils sont mouillés, gonflent et peuvent, en cas de séchage rapide, se fissurer.

Si l'évacuation des eaux à l'intérieur du bâtiment se fait attendre, les matériaux risquent d'absorber l'humidité (risque de développer des moisissures et des champignons) et les déchets présents dans les crues (sédiments, essence, huile, peinture, nettoyants ménagers, produits chimiques industriels et autres polluants).

À cet égard, le *Conseil de développement des eaux du Texas* [6] recommande l'utilisation de certains matériaux précis pour la construction de structures de protection contre les inondations. Pour les pieux et les piliers, il préconise l'acier, le bois traité ainsi que le béton. Concernant les fondations, le bois traité, la maçonnerie et le béton sont considérés comme idéaux. Enfin, pour la constitution de l'ossature, l'acier, l'aluminium, le béton et le bois traité sont jugés appropriés.

1.4 Charges à considérer

Les crues peuvent exercer une variété de charges sur les bâtiments et les éléments de construction. Cette section fournit un aperçu de ces charges de crue et des facteurs importants à considérer lors de leur estimation par calcul. On y compte :

1. Les charges hydrostatiques, liées à la pression induite par le poids de l'eau, qui augmentent dès lors avec la profondeur d'eau.
2. Les charges hydrodynamiques qui résultent du déplacement de l'eau et plus particulièrement de la vitesse de l'écoulement.
3. Les charges dues aux vagues qui se produisent généralement dans les zones côtières.
4. Les charges d'impact dues à la présence de débris flottants dans le flux frappant un bâtiment ou tout autre élément de construction.

Selon la *FEMA* [1], d'autres phénomènes peuvent affecter la fréquence, la gravité ainsi que les dommages qui résultent des inondations. Ils sont repris dans la liste suivante et peuvent potentiellement augmenter l'intensité des charges décrites ci-dessus :

- Les obstructions des canaux dues à la chute d'arbres, à l'accumulation de débris et d'embâcles, ou causées par les passages de routes et de chemins de fer. Ces deux derniers peuvent présenter des ponts ou des ponceaux avec des ouvertures insuffisantes pour évacuer les eaux de crue.
- L'érosion des rivages et des rives des cours d'eau pouvant aller jusqu'à l'effondrement progressif de grandes zones de terre.
- Les phénomènes de déposition de sédiments.
- Le développement de surfaces imperméables en amont de cours d'eau et les améliorations du drainage artificiel qui augmentent les volumes de ruissellement.
- L'affaissement des terres qui augmente la profondeur des inondations.
- La défaillance des barrages, susceptible d'engendrer une libération soudaine de grands volumes d'eau.
- La défaillance des digues, pouvant engendrer une inondation soudaine des zones situées derrière celles-ci.

1.4.1 Charges hydrostatiques

Les charges hydrostatiques se produisent lorsque l'eau entre en contact avec un bâtiment ou un élément le composant. Évidemment, cela peut se produire à la fois au-dessus et en dessous du niveau du sol, agissant ainsi respectivement comme une pression latérale et une pression verticale (flottabilité). Les charges hydrostatiques sur des surfaces inclinées ou irrégulières peuvent être considérées comme des charges latérales et verticales en fonction de la géométrie de ces dernières et de la distribution de la pression hydrostatique.

Dans le cas où les charges hydrostatiques latérales deviennent importantes, c'est-à-dire lorsqu'il existe une différence importante du niveau de l'eau entre deux faces opposées du bâtiment ou d'un composant de celui-ci (voir Figure 1.2), une déformation importante peut subvenir. Ceci est d'autant plus fondé étant donné que les charges hydrostatiques sont fonction de la profondeur d'eau.

Quant au déplacement de l'eau, il engendre des forces de flottabilité non négligeables, surtout lorsqu'il s'agit de structures étanches à l'eau. La charge permanente du bâtiment, c'est-à-dire son poids propre, tente de s'opposer à cette force de flottabilité. Pour des questions de design, le poids des occupants ou la contribution d'autres charges variables ne doivent pas être pris en compte. Si le bâtiment n'a pas un

poids suffisant pour annuler la force de flottaison, des mesures de stabilisation supplémentaires doivent être prises afin de contrer le phénomène. Une bonne compréhension de ce phénomène devient importante pour la conception de bâtiments étanches à l'eau. [1]

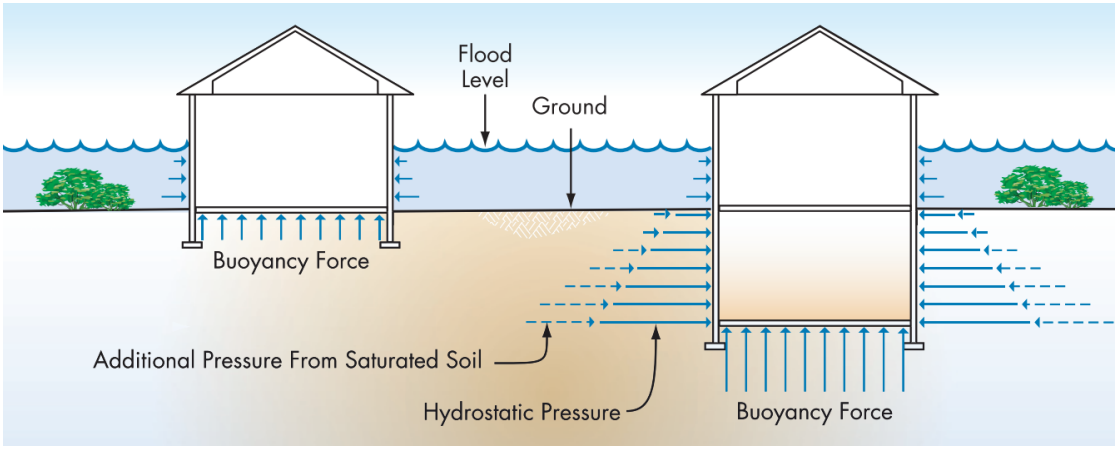


FIGURE 1.2 – Forces hydrostatiques agissant sur un bâtiment aussi bien au-dessus qu'en dessous du niveau du sol[1].

En cas d'inondations prolongées, la saturation des sols entraîne une augmentation des pressions sur les fondations souterraines. Cette situation doit être soigneusement prise en compte pour éviter tout risque d'instabilité.

En ce qui concerne les formules de forces hydrostatiques, la poussée d'Archimède peut être exprimée comme une fonction du volume immergé du bâtiment. Ce volume correspond en réalité au volume d'eau déplacé par ce dernier, soit $A \cdot h$. La force de levage (F_A [N]), capable de faire flotter le bâtiment, peut dès lors se calculer à l'aide de l'équation 1.3 d'après les documents de *Kelman et al.* [29] et du bureau gouvernemental *Texas Water Development Board* [6] :

$$F_A = \rho_w g A h \tag{1.3}$$

où ρ_w est la masse volumique de l'eau en kg/m^3, g est l'accélération gravitationnelle en m/s^2, A est la surface de la base du bâtiment immergé en m^2, et h est la profondeur d'eau.

1. La force de flottabilité est légèrement plus grande dans l'eau salée car sa densité est supérieure à celle de l'eau douce.

Les forces latérales par unité de largeur de bâtiment F_{stat} provenant de la pression hydrostatique de l'eau libre et qui agissent sur les murs d'une structure se calculent de la façon suivante, selon le *Texas Water Development Board* [6] :

$$F_{stat} = \frac{1}{2}\rho_w g H^2 \tag{1.4}$$

où H est définie comme la hauteur de l'eau stagnante.

Dans le cas où une partie du bâtiment est en dessous du niveau du sol, il convient de calculer une force latérale cumulative due à la pression hydrostatique du sol saturé pour arriver finalement à l'expression 1.5 de F_{stat} :

$$F_{\text{sat}} = \frac{1}{2}SD^2 + \frac{1}{2}\rho_w g H^2 \tag{1.5}$$

où S est le poids équivalent du fluide présent dans le sol saturé (N/m^3) et D est la profondeur du sol saturé.

1.4.2 Charges hydrodynamiques

Les charges hydrodynamiques résultent de l'eau circulant autour d'un bâtiment ou d'un élément structurel. Elles dépendent essentiellement de la vitesse de l'écoulement et de la géométrie de la structure. Lorsque ces forces agissent sur un bâtiment, comme illustré à la Figure 1.3, elles comprennent l'impact frontal sur la face avant, la traînée le long des aires mouillées des parois latérales, et la succion sur la face arrière.

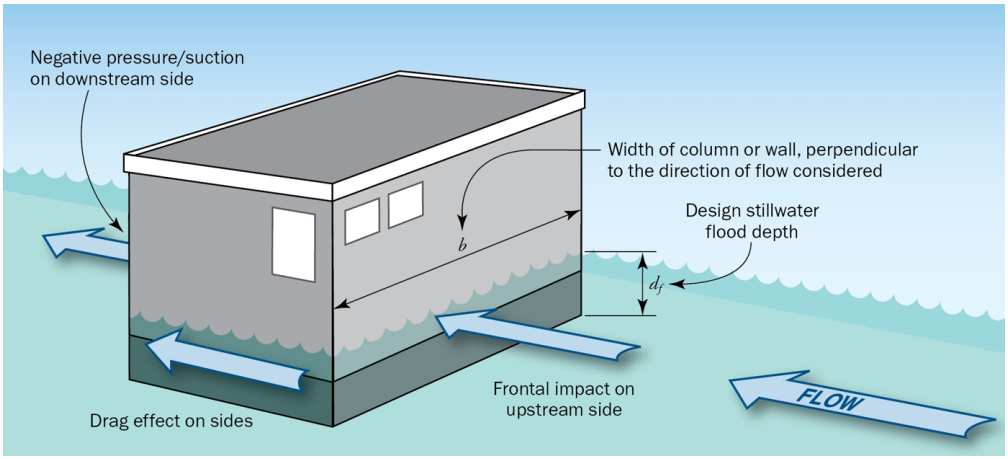


FIGURE 1.3 – Forces hydrodynamiques[21].

Les méthodes de calcul les plus courantes font l'hypothèse d'un d'écoulement en régime permanent (vitesse d'écoulement constante). Selon la *FEMA* [1], pour des vitesses inférieures à $\approx 3.05m/s$, la composante dynamique de la force peut-être considérée comme une force hydrostatique équivalente. Cette conversion s'effectue par l'addition d'une profondeur de surcharge équivalente à la profondeur d'eau en amont de l'ouvrage. Il y a donc un lien direct entre la profondeur de surcharge ajoutée et la vitesse de l'écoulement.

Dans le cas où les vitesses dépassent les $3.05m/s$, les forces hydrodynamiques doivent être déterminées selon les principes de la mécanique des fluides.

Les normes australiennes (*ABCB*) [3], quant à elles, fixent ce seuil de vitesse à 1.5 m/s et fournissent l'équation 1.6 pour l'évaluation de la profondeur de surcharge h_s :

$$h_s = \frac{CV^2}{2g} \tag{1.6}$$

où V est la vitesse de l'eau en mouvement en m/s, g est l'accélération gravitationnelle en m/s^2 et C est un facteur de forme (une valeur de 1.25 est donnée pour les bâtiments).

L'*ABCB* décrit la formule valide pour des vitesses d'écoulement inférieures à $3m/s$ et pour des rapports largeur sur hauteur inférieurs à 12 pour les bâtiments. Si ces conditions ne sont pas remplies, un recours à des analyses d'ingénierie détaillées doit être envisagé.

Selon certains articles, tels que celui de *Kelman et al.* [29], l'apport des forces hydrodynamiques dans le calcul des forces sur un bâtiment peut être négligé pour des vitesses inférieures au seuil australien de 1.5 m/s.

On arrive finalement à l'expression 1.7 générale des forces hydrodynamiques F_d s'appliquant sur la surface des murs d'une structure :

$$F_d = C_D \rho_w \frac{1}{2}(V)^2 A \tag{1.7}$$

avec C_D le coefficient de traînée, V la vitesse de l'eau ($[m/s]$) et A la surface du mur affectée ($[m^2]$).

De manière générale, les valeurs du coefficient de traînée dépendent de la géométrie de la paroi du bâtiment touchée par l'onde incidente. Si cette paroi est rectangulaire, la *FEMA* [25] propose les valeurs de C_D indiquées dans la Table 1.1, qui dépendent du rapport largeur/hauteur de la face.

Rapport largeur/hauteur	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 C_D en fonction du rapport largeur/hauteur d'une paroi rectangulaire.

Dans le cas où l'obstruction est assurée par des pieux, la *FEMA* [25] recommande de prendre une valeur de C_D égale à 2 pour les pieux carrés ou rectangulaires et de 1.2 pour les pieux ronds.

1.4.3 Charges dues aux vagues

Les vagues peuvent affecter les bâtiments côtiers de plusieurs manières, notamment par des vagues déferlantes sur n'importe quelle surface du bâtiment, le ressac, ainsi que la réflexion et la déviation des vagues. Les forces de traînée, les forces d'inertie induites par les vagues, la pression ascendante provoquant le soulèvement de la structure, et l'érosion des fondations due aux vagues doivent, dès lors, toutes être prises en considération.

Pour donner un ordre de grandeur, lors de la conception des bâtiments, il est important de noter que les forces créées par les vagues déferlantes sur une surface verticale peuvent atteindre jusqu'à dix fois la force générée par des vents violents durant une tempête (chiffres de la *FEMA* [1]). En ce qui concerne les vagues non déferlantes, *Kelman et al.* [29] mentionnent que les crêtes et les creux de celles-ci augmenteront et diminueront respectivement les pressions et la force totale exercées sur un bâtiment. Les crêtes peuvent ajouter une force maximale approximativement équivalente à la force hydrostatique, tandis que les creux peuvent réduire la force totale jusqu'à 40 %. Au-delà de ces valeurs, les vagues se briseraient.

Pour être tout à fait exact, le changement de la force totale dépend en réalité du rapport entre la hauteur de la vague et la profondeur de l'eau. Généralement, celui-ci reste inférieur à 0.70 pour les vagues non déferlantes.

Les formules présentes dans les normes américaines pour le calcul des charges dues aux vagues déferlantes sur des murs verticaux sont reprises dans les documents de *Jeffrey Havelin* [31] et *Gilbert Gedeon* [26], basées sur les données de la FEMA [25].

On y distingue deux cas de figure :

Cas 1 : l'espace derrière le mur est sec. Dans ce cas, la charge de vague de rupture par unité de largeur du mur, f_{brkw}, est donnée par :

$$f_{brkw} = 1.1 C_p \gamma h^2 + 2.41 \gamma h^2 \tag{1.8}$$

Cas 2 : le niveau d'eau calme est égal des deux côtés du mur. Dans ce cas, la charge de vague de rupture par unité de largeur du mur, f_{brkw}, est donnée par :

$$f_{brkw} = 1.1 C_p \gamma h^2 + 1.91 \gamma h^2 \tag{1.9}$$

où :

- f_{brkw} est la force totale induite par les vagues déferlantes par unité de largeur de mur ([N/m]).
- C_p est le coefficient de pression dynamique repris à la Table 1.2.
- γ = poids spécifique de l'eau ($[N/m^3]$).
- h = profondeur d'inondation ([m]).

Types de bâtiments	C_p
Bâtiments et autres structures qui présentent un faible risque pour les vies humaines ou les biens qu'elles contiennent en cas de défaillance structurelle.	1.6
Bâtiments résidentiels côtiers	2.8
Bâtiments et autres structures dont la défaillance pourrait représenter un risque important pour la vie humaine.	3.2
Bâtiments à forte occupation, installations critiques, installations désignées comme essentielles.	3.5

TABLE 1.2 – Table des coefficients de pression dynamique inspirée du document de *Gilbert Gedeon* [26].

Dans les deux cas de figure, les vagues sont considérées comme normalement incidentes (c'est-à-dire que les crêtes des vagues sont parallèles au mur). Si, en réalité, celles-ci sont obliquement incidentes (c'est-à-dire que les crêtes des vagues ne sont pas parallèles au mur), les charges calculées seraient plus faibles, ce qui permettrait d'utiliser les formules de manière sécuritaire.

Finalement, F_{brkw}, la force totale induite par les vagues déferlantes ([N]) est obtenable via l'équation suivante :

$$F_{brkw} = f_{brkw} \cdot w \tag{1.10}$$

avec w ([m]) la largeur du mur.

1.4.4 Charges dues aux débris

Kelman et al. [29] distingue les actions statiques des débris qui se produisent lorsque les sédiments s'accumulent à l'extérieur ou à l'intérieur du bâtiment et les actions dynamiques qui se réfèrent à l'impact des débris avec le bâtiment lorsqu'ils sont transportés par l'eau.

Les actions d'impact causées par des débris flottants et la glace constituent dès lors une charge supplémentaire à prendre en considération lors de la conception des structures. L'*ABCB* [3] considère ces charges comme étant concentrées et agissant horizontalement au niveau du point le plus critique.

Le *Texas Water Development Board* [6] évalue la force d'impact F_i agissant sur un bâtiment en fonction de la vitesse et de la masse du projectile selon l'équation 1.11.

$$F_i = \frac{mv}{t} \tag{1.11}$$

où m est la masse de l'objet ([kg]), v est sa vitesse ([m/s]), et t est la durée de l'impact ([s]).

La *FEMA* [25] fait l'approximation simplificatrice que les débris ont la même vitesse que l'écoulement [2] et que la force d'impact agit au niveau de la surface libre. Elle fournit l'équation suivante pour l'estimation de la force d'impact F_i :

$$F_i = mgVC_HC_BC_{str} \ \ [N] \tag{1.12}$$

où

m est la masse de l'objet en kg, v est la vitesse de l'eau en m/s approximée par $\frac{1}{2}\sqrt{gH}$ (H est la profondeur d'eau calme), C_H est le coefficient de profondeur repris à la Table 1.3, C_B est le coefficient de blocage repris à la Table 1.4, C_{Str} est le coefficient structurel du bâtiment dont la définition est donnée à l'équation 1.13.

2. Bien que cette hypothèse puisse être exacte pour de petits objets, elle peut surestimer les vitesses des débris pour les objets de grande taille qui traînent sur le fond ou qui heurtent des structures à proximité.

$$C_{str} = \frac{3.14 C_I C_O R_{max}}{2g\Delta t} \tag{1.13}$$

avec C_I un coefficient d'importance fixé à 1, C_O un coefficient d'orientation imposé à 0.8, Δt la durée d'impact des débris supposée égale à 0.03 s, R_{max} le rapport de réponse maximum en supposant une période naturelle approximative, T, des types de bâtiment comme suit :

— pour les pieux en bois et les colonnes en maçonnerie, $T = 0.75$ s.
— pour les pieux en béton ou les cadres résistants aux moments en béton ou en acier, $T = 0.35$ s.
— pour les murs de fondation en béton armé, $T = 0.2$ s.

Type de zone à risque et gamme de profondeur d'eau calme	C_H
Zones de transit des crues ou zones de type V	1.0
Zones A, profondeur de l'eau calme $\geq$ 1.524 m	1.0
Zones A, profondeur de l'eau calme = 1.219 m	0.75
Zones A, profondeur de l'eau calme = 0.762 m	0.375
Zones A, profondeur de l'eau calme $\leq$ 0.305 m	0.00

TABLE 1.3 – Valeurs du coefficient de profondeur C_H en fonction de la zone de risque d'inondation et de la profondeur de l'eau.

Selon les conventions de la *FEMA* [20], les zones de type V désignent les zones côtières ayant une probabilité d'inondation de 1 % ou plus, avec un risque supplémentaire associé aux vagues de tempête. En revanche, les zones de type A (*cf.* le document de la *FEMA* [19]) sont définies comme les zones côtières situées à l'intérieur des zones de type V ou le long d'une côte ouverte sans zones V cartographiées. Ces zones côtières de type A sont soumises à des inondations principalement causées par les marées astronomiques, les surcotes de tempête, les séismes ou les tsunamis.

Degré de protection en amont dans un rayon de 30 m	C_B
Aucun écran en amont, chemin d'écoulement plus large que 9 m	1.0
Protection en amont limitée, chemin d'écoulement de 6 m de large	0.6
Protection en amont modérée, chemin d'écoulement de 3 m de large	0.2
Protection en amont dense, chemin d'écoulement de moins de 1,5 m de large	0.0

TABLE 1.4 – Valeurs du coefficient de blocage C_B.

2 Résultats de recherches expérimentales et numériques

2.1 Formules de calcul des forces

2.1.1 Expérimentales

Dans le but de déterminer l'interaction des bâtiments avec des écoulements d'eau claire en régime stationnaire, *Sturm et al.* [36] ont établi la relation expérimentale 1.14, mettant en évidence les paramètres tels que les hauteurs et les vitesses d'écoulement, les angles d'incidence du flux et les possibles zones d'ombre entre les bâtiments qui influencent les forces d'impact sur les éléments de mur des bâtiments. Pour leurs expériences, la composante de force hydrostatique était largement dominante par rapport à la composante de force hydrodynamique.

$$F = 1.01145h + 3.35613h^2 \tag{1.14}$$

avec h [m] la profondeur de l'écoulement incident et F la force normale par unité de largeur de mur [kN/m].

Les auteurs ont mis en évidence que la présence de bâtiments voisins pouvait soit réduire la force d'impact sur un bâtiment, soit l'augmenter par simple déviation du flux.

Armanini et al. (2010) ont défini des formules permettant de calculer les forces d'impact dynamique des vagues contre un mur vertical, illustrées par les équations 1.15 et 1.16 suivantes.

Pour une onde complètement réfléchie :

$$F = \left(1 + 1.51 \cdot F_r^{1.2}\right)^{5/3} \cdot F_s, \tag{1.15}$$

Pour une onde déviée verticalement contre la paroi et formant un ressaut hydraulique :

$$F = \left(1 + 0.5 \cdot F_r^2\right) \cdot \left(1 + \frac{\alpha \cdot F_r^2}{1 + 0.5 \cdot F_r^2}\right). \tag{1.16}$$

Dans ces équations, F_s représente la force hydrostatique, F_r est le nombre de Froude de l'onde incidente défini par l'équation 1.17 et α est un coefficient de calibration fixé à 1.0 (sécuritaire, car α est un paramètre qui ajuste la formule et qui augmente avec le nombre de Froude jusqu'à atteindre une valeur de 1.0).

$$Fr = \frac{u}{\sqrt{gh}} \tag{1.17}$$

où u est la vitesse de l'onde incidente ($[m/s]$), g est l'accélération gravitationnelle ($[m/s^2]$) et h est la profondeur d'eau de l'onde incidente.

Dans le cas des écoulements extrêmes tels que les tsunamis, *Wüthrich et al.* [16] indiquent que ces vagues sont associées à de longues périodes, les rendant hautement transitoires, et présentent des caractéristiques similaires à celles des vagues lors d'une rupture de barrage. Les forces générées par ces vagues dépendent fortement de la profondeur et de la vitesse de l'écoulement.

Pour un régime quasi-statique, ils fournissent l'expression générale 1.18 pour la composante hydrodynamique de la force dans la direction x, $F_{x,D}$:

$$F_{x,D} = \frac{1}{2}\rho C_D B h v^2 = \frac{1}{2}\rho C_D B M \tag{1.18}$$

où ρ est la densité de l'eau ($\rho = 1000\,\mathrm{kg/m^3}$), B est la largeur du bâtiment ([m]), h est la profondeur de l'écoulement sans bâtiment ([m]), v est la vitesse moyenne de l'écoulement ($[m/s]$), M est le flux de quantité de mouvement de la vague par unité de largeur ($[m^3/s^2]$) et C_D est le coefficient de traînée qui dépend de la géométrie de l'obstacle et des conditions d'écoulement.

Quant à *Wüthrich et al.* [15], ils considèrent que la force F_x induite par un régime permanent s'exerçant sur un bâtiment imperméable, parallèle au sens de l'écoulement (x), est proportionnelle à la différence de quantité de mouvement entre les sections de contrôle à l'amont et à l'aval du bâtiment. Cette relation est exprimée dans l'équation 1.19, conformément aux conventions de la Figure 1.4.

$$F_x = \rho(M_1 - M_d) = \frac{1}{2}\rho g W(h_1^2 - h_d^2) + \rho W(v_1^2 h_1 - v_d^2 h_d) \tag{1.19}$$

où W est la largeur du canal ([m]), h_1, h_d et v_1 et v_d sont respectivement les profondeurs d'eau ([m]) et les vitesses ([m/s]) à l'amont et à l'aval de la structure et M_1 et M_d sont les flux de quantité de mouvement à l'amont et à l'aval respectivement.

Une simplification de l'équation 1.19 conduit à la somme d'une composante de traînée et d'une composante hydrostatique :

$$F_x = \frac{1}{2}C_D \rho B h v^2 + \frac{1}{2}C_H \rho g B(h_1^2 - h_d^2) \tag{1.20}$$

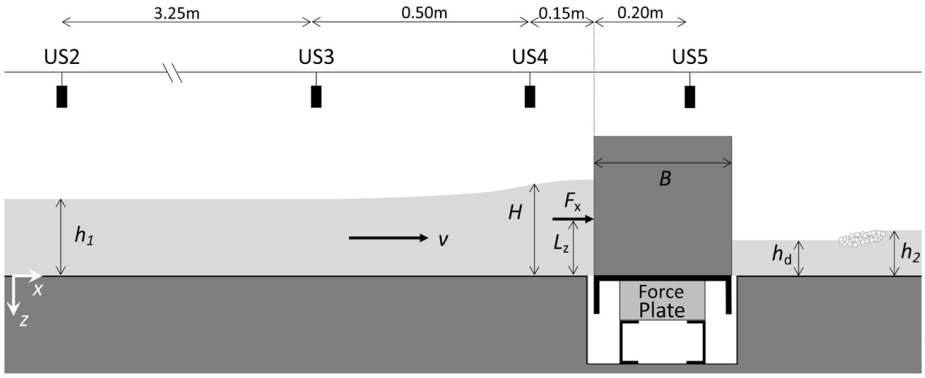


FIGURE 1.4 – *Set-up* expérimental des expériences de *Wüthrich et al.*[15].

où C_D et C_H sont des constantes déterminées expérimentalement et B est la largeur transversale du bâtiment équivalente à la largeur totale projetée de celui-ci.

Wüthrich et al. précisent que le coefficient de traînée empirique C_D est couramment défini comme une fonction du rapport de blocage $\beta = \frac{B}{W}$ pour de faibles nombres de Froude en amont Fr_1, ces derniers étant définis par l'équation 1.21. De façon générale, pour un écoulement subcritique en régime stationnaire, C_D dépend de la forme du bâtiment, du rapport de blocage, du rapport entre la profondeur de l'écoulement amont et la largeur transversale du bâtiment, ainsi que du nombre de Froude de l'écoulement. La dépendance du coefficient de traînée C_D par rapport au nombre de Reynolds est généralement considérée comme faible en raison de la nature hautement turbulente de la plupart des écoulements à surface libre, tant en laboratoire que sur le terrain.

$$Fr_1 = \frac{v_1}{\sqrt{gh_1}} = \frac{Q}{h_1 W \sqrt{gh_1}} \tag{1.21}$$

avec Q le débit en m^3/s.

Si l'objectif est de mettre en évidence l'intensité maximale de la pression des vagues P_{max} ($[Pa]$) situées à une profondeur z sur la surface verticale d'un mur, *Yao et al.* [28] proposent la formule 1.22. Cette formule est valable dans la région des vagues peu profondes, c'est-à-dire lorsque $0.135 \leq \frac{d}{L} < 0.35$:

$$P_{max} = \gamma H \frac{\cosh k(d+z)}{\cosh kd} \tag{1.22}$$

où $k = \frac{2\pi}{L}$ ($[m^{-1}]$) est le nombre d'onde, γ ($[N/m^3]$) est le poids volumique de l'eau, H ($[m]$) est la hauteur des vagues, cosh désigne la fonction cosinus hyperbolique,

et d ($[m]$) représente la profondeur de l'eau. La coordonnée verticale z ($[m]$) est mesurée à partir du niveau d'eau calme, avec des valeurs positives vers le haut. La longueur d'onde moyenne L ($[m]$) est déterminée par le calcul des vagues.

2.1.2 Numériques

Selon *Aureli et al.* [23], les modèles mathématiques sont des outils indispensables pour évaluer les quantités hydrauliques impliquées dans l'analyse des risques d'inondation. Ils doivent non seulement gérer efficacement la topographie irrégulière, les cycles de mouillage et de séchage, ainsi que les écoulements transcritiques, mais aussi prédire avec précision les forces agissant sur les structures situées dans le domaine d'écoulement. La modélisation bidimensionnelle des eaux peu profondes est un outil mathématique validé pour simuler les écoulements à surface libre rapidement variables. Elle est efficace même en présence d'obstacles, de bâtiments (isolés ou multiples) et de singularités topographiques ou de bathymétrie réelle.

Cependant, comme l'ont noté *Lisa Adyns et Delphine Adrians* [34], il existe des limitations dans la reconstruction de l'impact d'une onde de rupture de barrage contre un obstacle. *Aureli et al.* [23] expliquent que ce phénomène est localement tridimensionnel, avec des courbures marquées de la surface libre et une distribution non hydrostatique de la pression le long de la direction verticale.

Ils rappellent que l'approximation en eau peu profonde en 2D repose sur l'hypothèse que les accélérations verticales sont négligeables. Cette hypothèse conduit à une incapacité de l'approche en eau peu profonde à reproduire fidèlement les premiers stades du processus d'impact, en particulier le profil en "toit d'église" observé lors de l'impact avec le bâtiment. En conséquence, cette approche sous-estime légèrement la valeur maximale de la force, avec une erreur d'environ 10%.

Pour évaluer la force agissant sur la face avant de leur bâtiment [3] (face exposée aux premières ondes incidentes), dans le cadre d'un écoulement de type rupture de barrage, ces chercheurs ont utilisé trois méthodes différentes. Le schéma expérimental utilisé est illustré à la Figure 1.5.

3. Le bâtiment était modélisé comme un bloc rigide dans leur domaine de calcul.

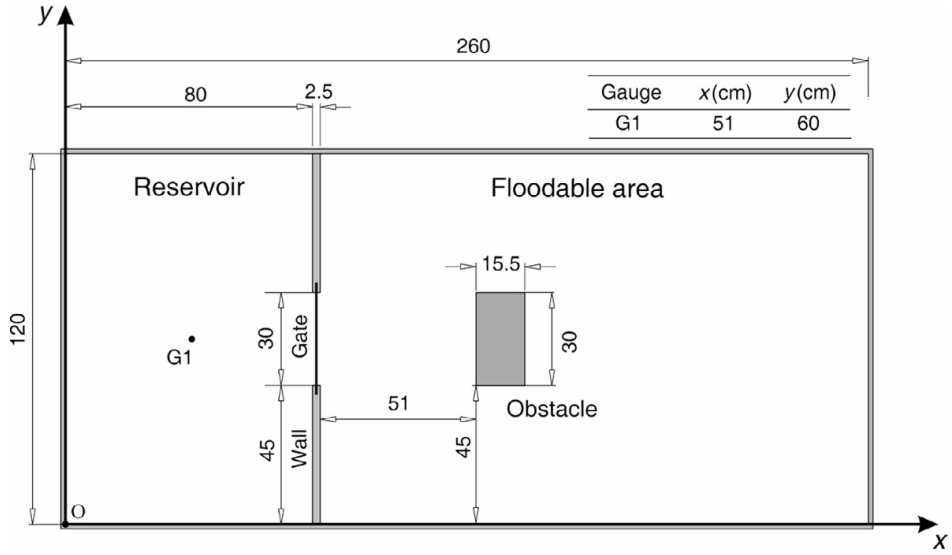


Fig. 1. Plan view sketch of the experimental set-up (measures in cm). G1 indicates a water surface gauge.

FIGURE 1.5 – Schéma expérimental[23].

Les méthodes numériques proposées sont les suivantes :

1. La première méthode consiste à sommer, pas à pas, la force totale (somme de la charge hydrostatique et du terme de flux de quantité de mouvement) calculée pour chaque cellule adjacente aux deux murs normaux à la direction x. Basé sur le maillage cartésien de la Figure 1.6 aux dimensions Δx Δy, la force totale au temps n agissant sur un mur solide parallèle à l'axe y, le long de la colonne i, allant de la ligne j_1 à j_2, est définie par l'équation suivante :

$$F^n = \sum_{j=j_1}^{j_2} \rho g \frac{(h_{i,j}^n)^2}{2} \Delta y + \rho \frac{(u h_{i,j}^n)^2}{h_{i,j}^n} \Delta y \quad [N] \tag{1.23}$$

   où ρ représente la densité de l'eau ($[kg/m^3]$).
2. La deuxième méthode repose sur l'application de l'équation linéaire de la quantité de mouvement, projetée dans la direction x, aux éléments du maillage adjacents aux deux murs perpendiculaires à cette même direction. Cette approche aboutit à l'expression suivante :

$$F^n = \sum_{j=j_1}^{j_2} F_{i+\frac{1}{2},j}^n \tag{1.24}$$

où $F_{i+\frac{1}{2},j}$ est la charge statique à la frontière du solide $(i+1/2, j)$, qui peut être évaluée comme suit :

$$F^n_{i+\frac{1}{2},j} = \rho \frac{uh^n_{i,j} - uh^{n+1}_{i,j}}{\Delta t} \Delta x \Delta y + \rho (f_2)^n_{i-\frac{1}{2},j} \Delta y \tag{1.25}$$

$$- \rho \Big[(g_2)^n_{i,j+\frac{1}{2}} - (g_2)^n_{i,j-\frac{1}{2}} \Big] \Delta x - \rho g h^n_{i,j} (S_{f_x})^n_{i,j} \Delta x \Delta y \tag{1.26}$$

où f_2 et g_2 désignent respectivement les deuxièmes composantes vectorielles des flux numériques f et g.

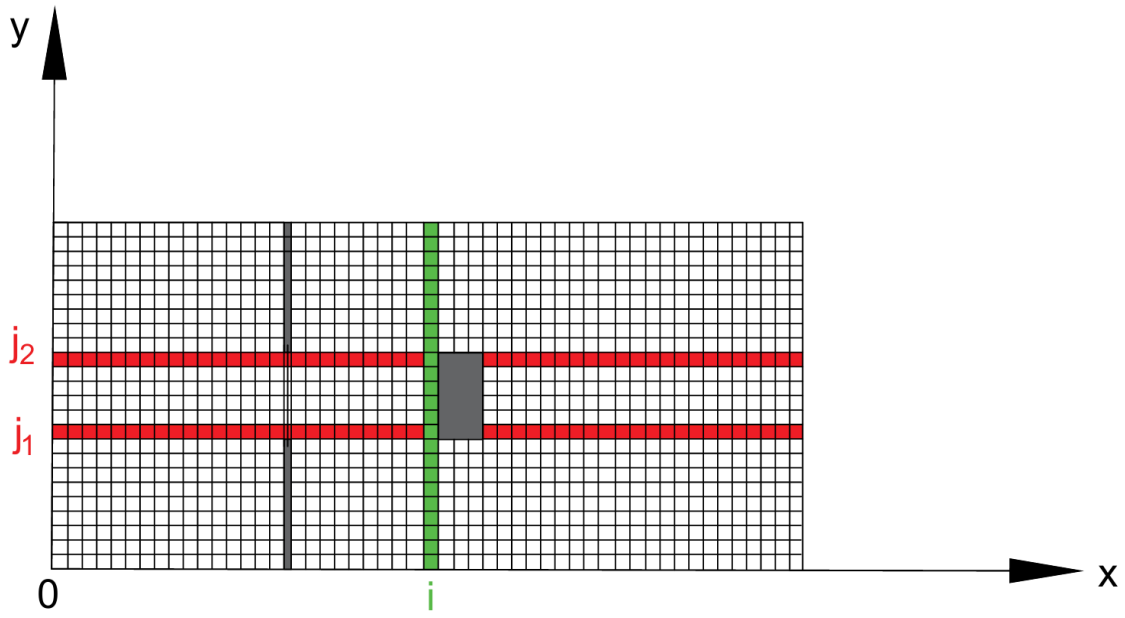


FIGURE 1.6 – Maillage cartésien.

3. La dernière méthode consiste à appliquer l'équation linéaire de la quantité de mouvement, projetée dans la direction x, à un volume de contrôle rectangulaire centré sur le bâtiment et l'incluant.

2.2 Influence de l'angle d'inclinaison du bâtiment et de la présence d'ouvertures

Bâtiment avec angle d'inclinaison

Selon *Aureli et al.* [23], l'évolution temporelle de la charge d'impact, en particulier la valeur de charge maximale, est influencée par la forme du bâtiment, sa position et son orientation dans la zone inondable.

En plus d'influencer la valeur de la force agissant sur un bâtiment, *Wüthrich et al.* [15] ont remarqué que les bras de levier verticaux étaient plus courts dans la configuration avec orientation par rapport à la configuration frontale. Cela confirme de meilleures performances hydrodynamiques en termes de moments agissant sur la structure malgré une augmentation du rapport de blocage et donc une augmentation des forces horizontales par simple rotation du bâtiment.

Leur définition du bras de levier L_z est reprise comme la distance verticale entre le fond du canal et le point d'application de la force. Afin de considérer l'effet de l'orientation θ (rotation autour de l'axe vertical) du bâtiment, ils ont développé l'expression empirique suivante pour l'évaluation de celui-ci :

$$L_z = \frac{h_1}{2} - (0.12 \cdot \sin^2 \theta) \tag{1.27}$$

où h_1 est la profondeur de l'eau en amont, comme illustré dans le schéma de la Figure 1.4.

Cependant, cette influence de l'orientation devient négligeable pour les bâtiments comportant des ouvertures.

Présence d'ouvertures au sein des parois du bâtiment

Wüthrich et al. [15] montrent que la présence d'ouvertures sur chaque face du bâtiment favorise un écoulement à travers celui-ci, réduisant ainsi la différence de profondeur d'écoulement et limitant l'impact de la composante hydrostatique sur le processus de chargement.

En revanche, si le bâtiment présente une façade poreuse à l'avant et une surface arrière imperméable, il subirait des conditions de charge presque identiques à celles d'un bâtiment avec des parois totalement imperméables.

Ainsi, les ouvertures dans les parois du bâtiment contribuent de manière significative à sa résilience et à sa sécurité.

3 Dispositifs de protection contre les inondations

Tel que mentionné par *Sturm et al.* [36], les événements naturels extrêmes tels que les tsunamis, les vagues impulsives, les inondations et les marées de tempête poussent les communautés à adopter des mesures de protection pour réduire les conséquences négatives sur leur environnement bâti et limiter les pertes humaines. D'autant plus qu'en raison des effets du changement climatique, on s'attend à ce que la magnitude et la fréquence de ces aléas augmentent.

Selon le centre de ressources collaboratif et multi-partenarial dédié à la thématique des inondations en Île-de-France (*Episeine*[18]), il existe différents moyens de protection individuels pour se prémunir des inondations tels que des équipements temporaires ou des équipements de type permanent. Ceux-ci sont destinés à protéger les biens lors de ces évènements extrêmes en sanctuarisant les habitations ou, du moins, en limitant l'infiltration des eaux.

Le choix du type de protection individuelle dépendra essentiellement de l'environnement dans lequel elle doit être installée, du niveau de protection souhaité, et surtout de l'aspect économique. *Kelman et al.* [29] précisent d'ailleurs que les mesures de protection contre les inondations seraient économiquement inefficaces pour des vitesses d'écoulement supérieures à 3 m/s.

Parmi les options les plus courantes, on trouve :

Les sacs anti-inondation

Les sacs anti-inondation, comme les sacs de sable, consistent à empiler des sacs remplis de sable de manière à limiter les infiltrations d'eau à travers les portes, fenêtres, soupiraux et autres entrées. C'est une mesure d'urgence qui ne peut être utilisée sur le long terme. Selon la Figure 1.7, elle nécessite un positionnement particulier afin d'être efficace. En plus de cela, chacun des sacs ne doit pas être complètement saturé en sable pour qu'il puisse épouser la forme de ses voisins et donc finalement former une barrière qui tienne en place. Cette dernière peut éventuellement se voir renforcée par des matériaux hydrofuges tels que des bâches plastiques et/ou des mousses isolantes.

Les sacs de sable ont l'avantage d'être économiques et ne nécessitent pas un grand savoir-faire étant donné qu'ils font appel à des matériaux simples et facilement accessibles. Outre le fait de limiter les infiltrations d'eau, cette technique permet une filtration, participant ainsi à la dépollution en eaux usées, en matières en suspension, en hydrocarbures, etc.

Parmi ses désavantages, on peut compter notamment le manque de disponibilité des matières premières, c'est-à-dire de sable, à l'alerte inondation, leur poids élevé,

leur temps de remplissage élevé, la possibilité de nuire à la santé des hommes pour cause de mauvaise odeur ou d'hygiène après une inondation (cela demande une élimination des déchets qualifiés comme dangereux). La *FEMA* [1] mentionne que, souvent, cette solution d'urgence n'est pas adoptée de manière efficace, entraînant alors des fuites et des défaillances. Comme toute mesure de dernier recours, elle ne doit être utilisée que lorsque l'avertissement d'inondation présuppose un délai de préparation adéquat et fiable.



FIGURE 1.7 – Barrière anti-inondation à l'aide de sacs de sable [18].

Une alternative au sable contenu dans les sacs ou boudins serait les cristaux de polymères synthétiques (*cf.* Figure 1.8). Ces cristaux, par leur structure moléculaire, se transforment en gel une fois mouillés et augmentent ainsi de volume. Les sacs ou boudins autogonflants remplis de cette matière peuvent absorber jusqu'à 300 fois leur poids. Ils constituent dès lors une barrière réutilisable (après séchage) plus lourde et plus étanche que les sacs de sable.

Néanmoins, ces cristaux sont plus coûteux que le sable sur le marché. De plus, ils peuvent présenter un risque de dysfonctionnement si les sacs sont trop remplis.



FIGURE 1.8 – Sacs (A) et boudins (B) anti-inondation autogonflants [18].

L'emballage

La méthode de l'emballage se fait manuellement ou de façon autonome. La première méthode de l'emballage est illustrée à la Figure 1.9 et consiste à tendre un film plastique le long des murs afin d'éviter qu'ils ne se gorgent d'eau. Elle permet de limiter les problèmes liés à l'humidité des murs et de réduire leur temps de séchage. Le film plastique doit être fixé au mur grâce à un système de lestage et de drainage l'empêchant de s'en détacher. Son adhérence dépendra de la nature du mur sur lequel il se place.

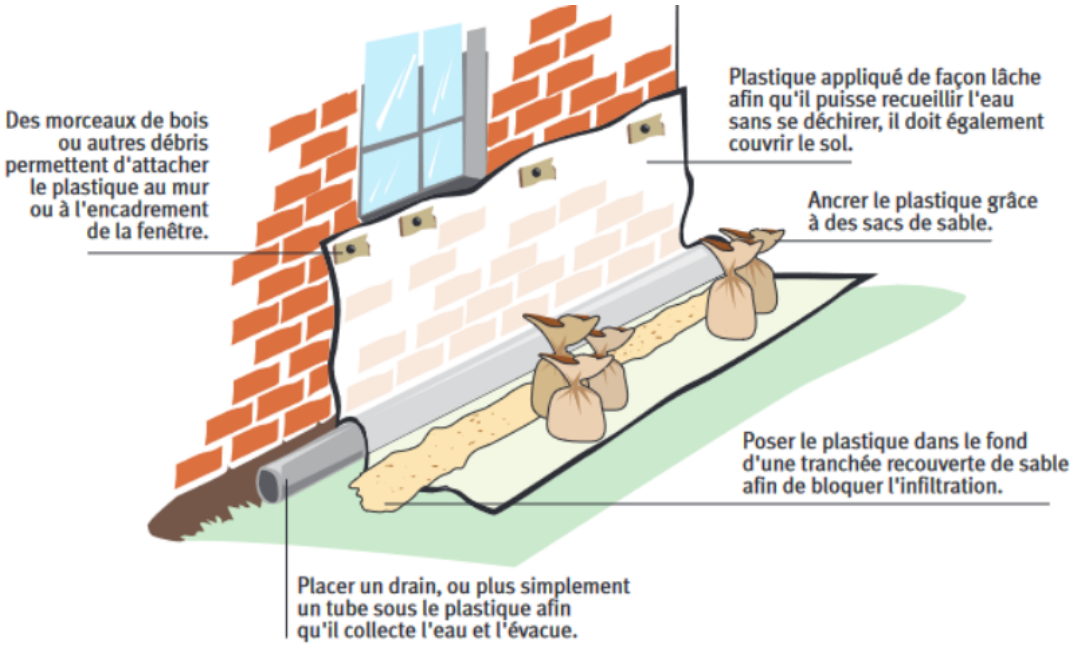


FIGURE 1.9 – Dispositif d'emballage manuel [18].

Le film plastique représente une solution bon marché qui ne peut être envisagée que pour certaines hauteurs d'eau. Il est donc essentiel de se référer auprès du fabricant avant de l'utiliser.

La deuxième méthode (autonome) ne nécessite, comme son nom l'indique, aucune intervention humaine ni électricité. Elle consiste à déployer passivement une barrière de protection le long des murs d'un bâtiment, comme le montre la Figure 1.10. Ce dispositif sur-mesure est réutilisable et peut être déployé manuellement de manière préventive.

Les principaux avantages des dispositifs d'emballage autonome sont leur efficacité même en cas de coupure de courant ou d'absence de personnes, ainsi que leur

absence d'impact sur l'esthétique extérieur du bâtiment qu'ils protègent (dispositifs dissimulés dans des tranchées).

Les principaux désavantages de cette méthode incluent le coût d'investissement élevé, une vulnérabilité aux crevaisons causées par les débris transportés lors des crues et le besoin d'entretien régulier.



FIGURE 1.10 – Emballage autonome [18].

Les batardeaux

Positionnés la plupart du temps devant les portes et fenêtres, les batardeaux sont des barrières amovibles étanches visant à empêcher que l'eau ne s'infiltre au sein du bâtiment. Dans le cas où le passage des eaux se fait par les bouches d'aération, les bouches d'égout ou autres aspérités, des modèles particuliers de batardeaux peuvent être envisagés. Ils ne doivent pas être trop élevés car ils risqueraient d'empêcher l'évacuation des occupants de leur habitation ou de se déstabiliser par excès de pression hydraulique (typiquement 0.8m au maximum).

Il est conseillé d'utiliser des batardeaux en aluminium ou en inox pour une meilleure résistance aux débris.

Les batardeaux peuvent être de type autobloquants (Figure 1.12) ou à glissière (Figure 1.11), en fonction du support disponible pour leur mise en place, du niveau de protection souhaité et du budget disponible.

Les batardeaux à glissière impliquent de fixer des glissières de façon permanente autour de l'ouverture à protéger et d'y insérer une ou plusieurs plaques amovibles. Pour assurer leur étanchéité, des joints doivent habituellement être placés sur la plaque ou dans les glissières, et les supports doivent être lisses et parallèles.

En cas d'urgence, ce type de batardeaux est idéal en raison de son temps de pose très réduit (les glissières étant déjà fixées).

De plus, bien qu'elle soit une solution intrusive et peu esthétique, elle demeure la moins chère du marché.

Moins intrusifs et plus rapides que les batardeaux à glissière, les batardeaux autobloquants sont fabriqués d'une seule pièce. Toutefois, ceux-ci peuvent représenter un coût plus élevé et sont souvent plus lourds que ceux à glissières. Pour assurer leur étanchéité, des joints latéraux y sont placés.



FIGURE 1.11 – Batardeaux à glissière [18].

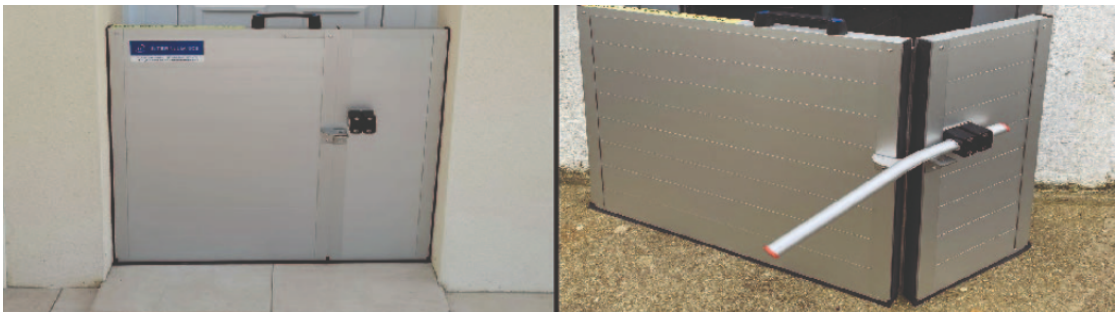


FIGURE 1.12 – Batardeaux autobloquants [18].

Les portes étanches Les portes étanches regroupent tout type de porte d'accès telles que les portes de garage, les portes d'entrée, les cages d'ascenseur, les portillons extérieurs, etc. Souvent construites en aluminium ou en inox, ces portes peuvent résister à de fortes pressions, correspondant à des niveaux d'eau généralement compris entre 0.5m à 5m. Elles s'accompagnent de supports adaptés à leur installation et représentent un budget élevé.

Dans le cas où des niveaux d'eau supérieurs à 1 mètre sont atteints, la pression peut devenir si forte qu'elle exerce des poussées excessives sur les murs porteurs du bâtiment, menaçant ainsi la stabilité globale de la structure.

Les barrières anti-inondation passives

Les barrières anti-inondation passives sont des types de barrières autonomes dont le fonctionnement se base sur le principe de la poussée d'Archimède. Il en existe deux sortes : les barrières à levées verticales et les barrières à levées horizontales. Leurs fonctionnements sont décrits à la Figure 1.13. Comme les dispositifs d'emballage autonome, cette catégorie de barrière n'est pas impactée par des coupures de courant, car elle ne nécessite aucun apport en énergie. Toutefois, elle présente également un coût élevé et demande un nettoyage à la suite de crues. En plus de cela, malgré sa durée de vie élevée (±50 ans), elle présente une difficulté d'installation en raison de sa technicité plus complexe.

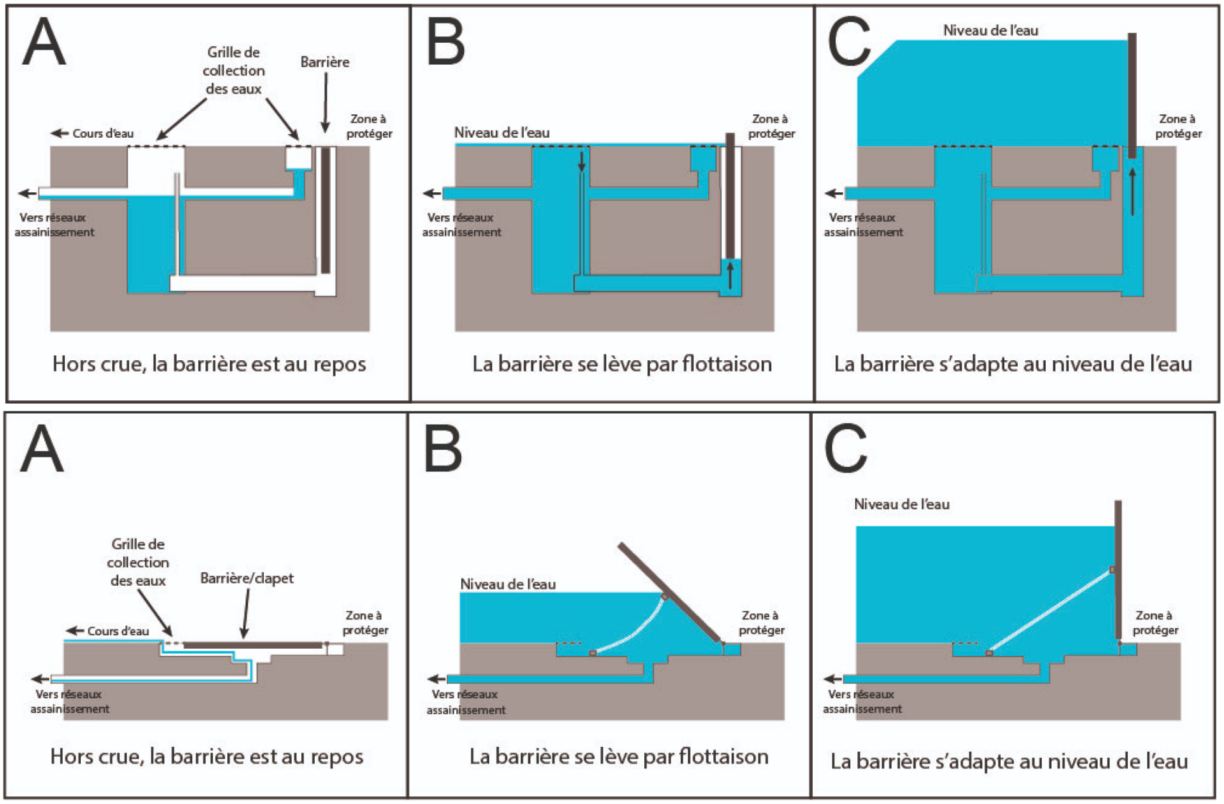


FIGURE 1.13 – Fonctionnement des barrières anti-inondation passives à levées verticales et horizontales espectivement (A → C) [18].

Naturellement, toutes ces méthodes ne peuvent empêcher à elles seules l'infiltration des eaux. Comme mentionné sur le site internet officiel du *Service public de Wallonie* (*SPW*) [47], une attention particulière doit être apportée au réseau d'évacuation des eaux usées pour éviter de possibles refoulements (protection des regards et des bouches d'égout). La pose de clapets anti-retour empêche la remontée des égouts dans les logements. On peut également citer les travaux de rebouchage de fissures, la pose d'enduits hydrofuges en bas des murs extérieurs, la protection des bouches d'aération et de ventilation, le calfeutrage des entrées de réseaux (électriques, téléphoniques, d'assainissement etc.) comme exemples de dispositions supplémentaires à prendre en considération pour éviter, lors d'inondations, tout passage préférentiel à travers les structures.

D'autres encore, comme la *FEMA* [1], évoquent des murs de protection anti-inondation. Ce sont des structures permanentes autonomes, souvent en maçonnerie ou en béton, situées à une certaine distance de l'ouvrage à protéger. Elles sont conçues pour empêcher la progression des eaux de crue par l'extérieur du bâtiment et pour résister aux forces hydrodynamiques qu'elles induisent. Ces murs de protection ne constituent donc pas une solution intrusive. Dans le cas où elles encloisonnent entièrement un bâtiment, elles peuvent rendre compliqué l'accès au bâtiment pour les occupants et elles nécessitent un drainage interne avec un puisard ou une pompe, comme le mentionne le *Texas Water Development Board* [6].

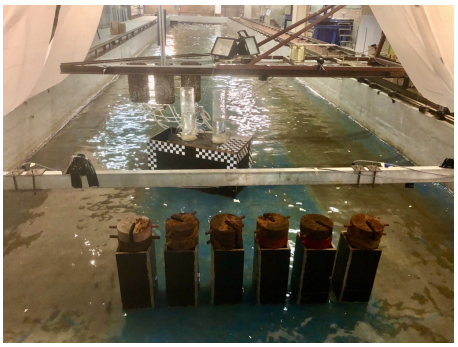
Uniquement pour les nouvelles constructions et quelques structures existantes, des surélévations via des piliers, remblais, murs ou pieux peuvent également être envisagées pour résister aux forces hydrostatiques et hydrodynamiques, ainsi qu'aux impacts de débris et aux phénomènes d'érosion.

Chapitre 2

Étude expérimentale

Ce chapitre traite de l'étude expérimentale menée au sein du canal du Laboratoire d'Essais Mécaniques, Structures et Génie Civil (*LEMSC*) de l'École Polytechnique de Louvain en Belgique. L'objectif de cette étude est de déterminer l'impact d'une barrière de protection sur l'écoulement, tant en régime transitoire que permanent, ainsi que l'influence de ses paramètres (tels que sa porosité, sa longueur relative par rapport à la largeur de la section transversale du canal et sa position X' par rapport au bâtiment) sur les forces hydrodynamiques exercées sur un bâtiment en cas d'inondation.

Cette section décrit, d'abord, le schéma expérimental tel qu'il a été exécuté, ainsi que les outils de mesure utilisés. Ensuite, elle aborde la classification des essais réalisés, l'exploitation et le traitement des données brutes du laboratoire. Enfin, elle présente l'analyse statistique des résultats réalisée, uniquement pour le cas d'un écoulement en régime permanent.



(a) Vue en aval du dispositif expérimental.



(b) Écoulement provenant de l'amont, ralenti par la barrière.

1 Schéma expérimental

Le canal utilisé en vue de réaliser les différentes expériences est décrit à la Figure 2.2. Il est composé de trois parties : deux parties en T, à l'amont et à l'aval, et une partie centrale de plus de 36.18 mètres de long pour plus de 3.6 mètres de large. Il est équipé d'une structure métallique munie d'une porte qui sépare la partie amont de la partie aval du canal et fait office de barrage. Cette porte sert à simuler une rupture de barrage et donc à considérer le cas d'un régime transitoire pour l'écoulement. Il est important de noter que le canal ne présente pas une section uniforme sur toute sa longueur mais qu'il est en réalité composé d'une section de forme trapézoïdale de part et d'autre de la porte et d'une section de forme rectangulaire au droit de celle-ci, comme décrit à la Figure 2.3. Afin d'estimer les pertes de charge par frottement, le coefficient de Manning n du canal a été initialement fixé à 0.010 $\mathrm{sm}^{-1/3}$, conformément aux expériences antérieures décrites dans le document de *S.Soares-Frazão et al.*[24]. Bien que cette valeur soit sujette à des incertitudes en raison des possibles variations de rugosité du canal au fil du temps, elle a été maintenue afin de conserver les mêmes hypothèses que celles de *Lisa Adyns et Delphine Adrians*[34], pour une éventuelle comparaison future.

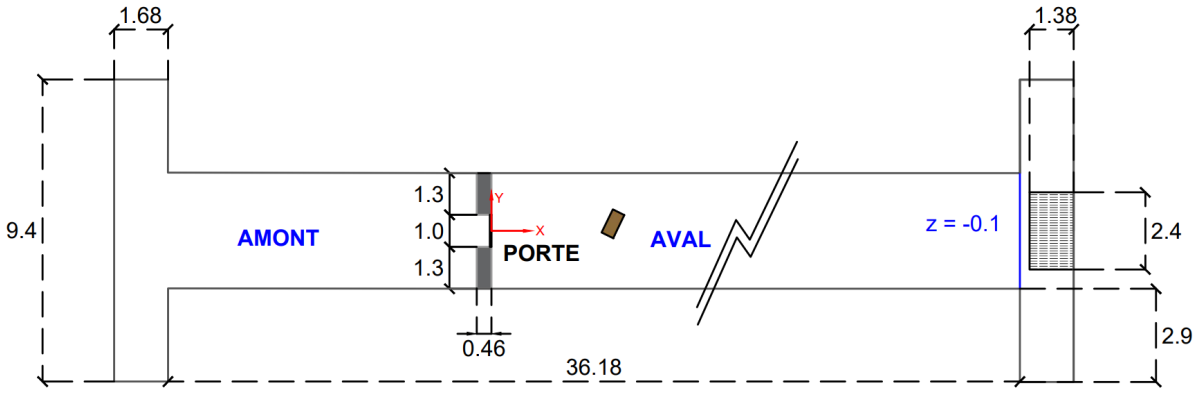
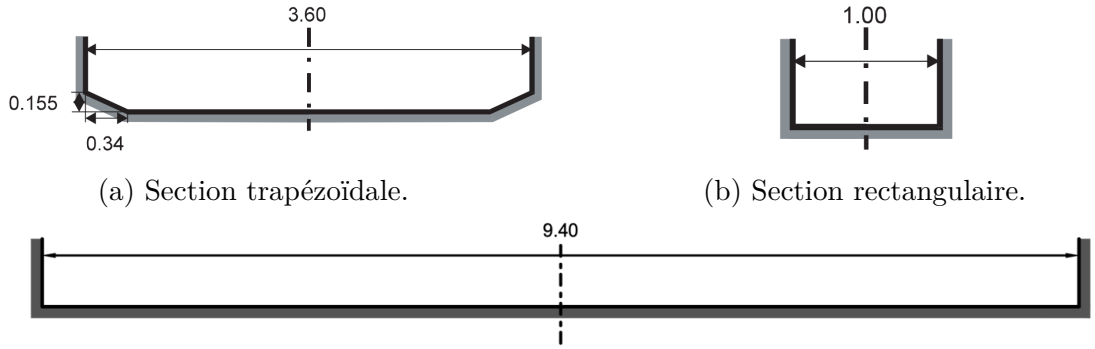


FIGURE 2.2 – Dimensions du canal expérimental en mètres.



(a) Section trapézoïdale.

(b) Section rectangulaire.

(c) Section longitudinale.

FIGURE 2.3 – Description des différentes sections du canal.

Dans le schéma expérimental classique, une boîte en bois rectangulaire, représentant le bâtiment principal sur lequel les efforts hydrodynamiques seront évalués, a été positionnée à un angle de 64° par rapport à l'axe horizontal x [1]. Ses dimensions sont de 0.8 m de longueur, 0.4 m de largeur, et 0.467 m de hauteur, comme illustré à la Figure 2.4. En outre, des petits obstacles carrés en bois, de dimensions 0.162 m x 0.162 m et d'une hauteur de 0.4 m [2], ont été disposés comme une barrière de protection autour du bâtiment principal. Pour les essais expérimentaux visant à évaluer l'influence de divers paramètres tels que la longueur relative de la barrière par rapport à la largeur de la section transversale du canal, sa porosité et sa distance par rapport au bâtiment, ces obstacles ont été placés selon différentes configurations, comme décrit à la Section 4.

Un exemple de configuration est celle illustrée à la Figure 2.4 et qui correspond à la configuration moyenne du domaine expérimental. Dans cette configuration, les paramètres sont évalués à leurs valeurs moyennes. Ainsi, la barrière présente une porosité de 25%, une longueur totale de 1.296 m, une longueur relative par rapport à la largeur B de la section trapézoïdale du canal de 0.444, et une distance par rapport à la porte de $X = 1.7$ m.

1. Le centre du repère (x,y) considéré est fixe et correspond au centre de la face externe de la porte, située du côté aval du canal. La direction x représente le sens de l'écoulement, tandis que la direction y est perpendiculaire à l'axe x.

2. Hauteur suffisante pour éviter leur submersion durant les essais expérimentaux.

Pour chaque essai, le bâtiment est positionné de manière fixe avec ses quatre coins situés aux coordonnées indiquées dans la Table 2.1 suivante :

Coin	Coordonnée x [m]	Coordonnée y [m]
1	3.44	-0.05
2	3.7995	-0.225
3	4.15	0.494
4	3.791	0.669

TABLE 2.1 – Coordonnées des coins du bâtiment selon la convention de la Figure 2.4.

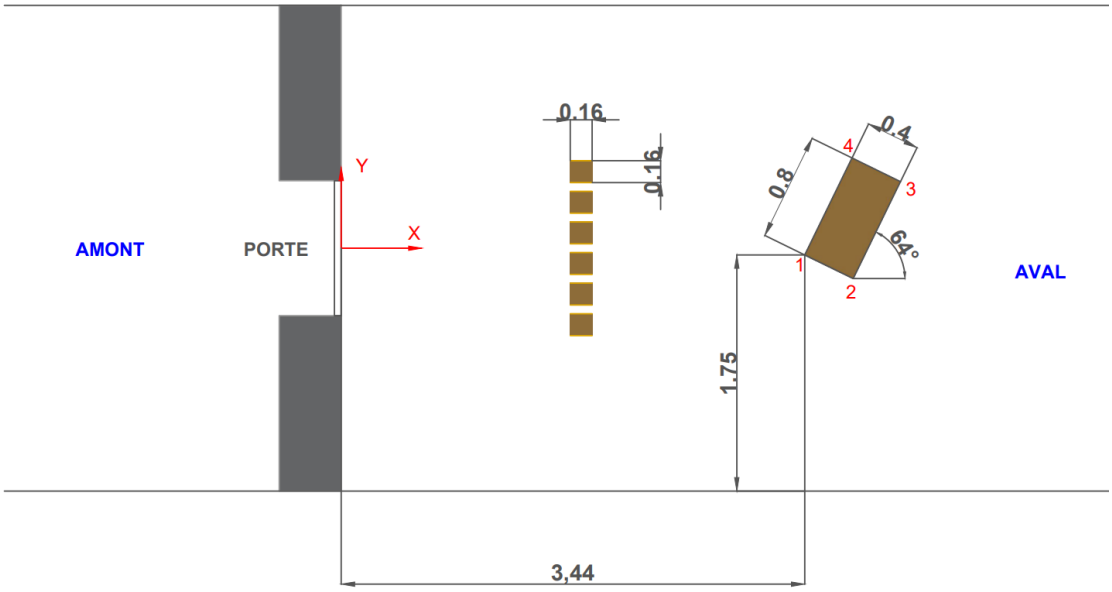


FIGURE 2.4 – Schéma expérimental classique.

2 Appareils de mesure

L'utilisation d'une série de capteurs et de techniques d'imagerie s'est avérée indispensable pour déterminer les diverses caractéristiques de l'écoulement (notamment les hauteurs d'eau en amont et en aval, les vitesses et le débit) et pour évaluer les pressions et les hauteurs d'eau le long des différentes faces du bâtiment.

En ce qui concerne les capteurs utilisés, il en existe deux types : les capteurs à ultrasons et les sondes de pression différentielle. Quant aux techniques d'imagerie (voir Section 3 pour plus de détails), elles reposent sur des images capturées par des caméras GoPro tout au long des essais, permettant ainsi de filmer l'écoulement et les différentes faces du bâtiment sous divers angles. L'objectif principal de ces techniques était de déterminer, à chaque instant, les hauteurs d'eau sur les différentes faces du bâtiment. Pour le cas particulier d'un écoulement en régime transitoire de type rupture de barrage, les images ont également permis de déterminer le moment d'ouverture de la porte.

Il est important de souligner que, pour une éventuelle continuité de ce travail de recherche, des données de vitesse peuvent également être déduites de ces images par des techniques d'imagerie telles que la *Particle tracking velocimetry* [5]. En effet, avant chaque essai, des traceurs ont été préalablement positionnés en amont du canal afin d'en déduire leurs vitesses *a posteriori*.

2.1 Capteurs à ultrasons

Au laboratoire, les hauteurs d'eau, en amont et en aval du canal, ont été mesurées à l'aide de capteurs à ultrasons de la marque *Baumer* [4]. Ces capteurs ont été installés aux emplacements définis dans les expériences antérieures - celles de *Lisa Adyns et Delphine Adrians* [34] et de *S. Soares-Frazão et al.* [24] - afin d'assurer la compatibilité des essais avec les configurations précédemment établies. Les positions des capteurs sont illustrées à la Figure 2.5 et sont détaillées dans la Table 2.2.

Jauge	Coordonnée x [m]	Coordonnée y [m]
J1	2.65	1.15
J2	2.65	-0.6
J3	-1.48	-0.38

TABLE 2.2 – Coordonnées (x,y) des capteurs à ultrasons.

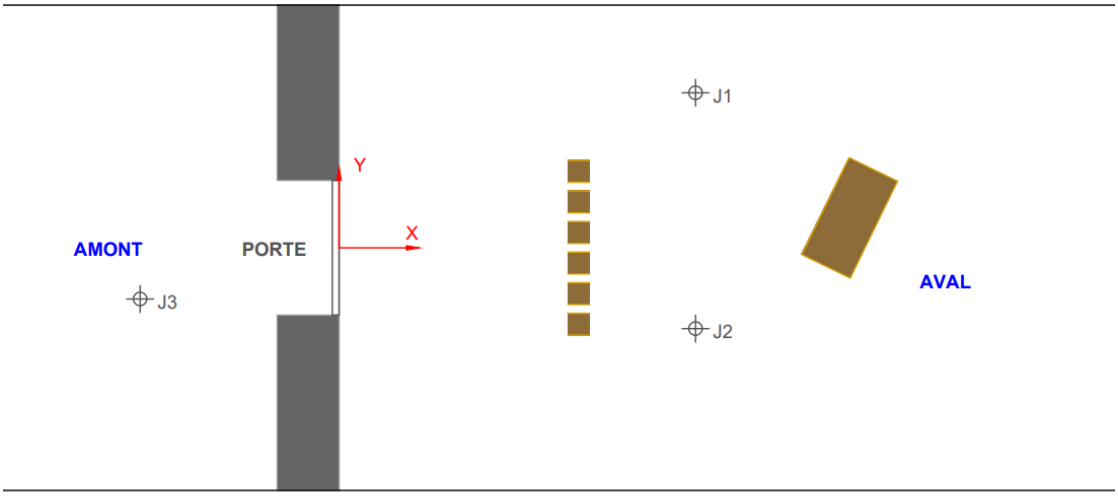


FIGURE 2.5 – Positions des capteurs à ultrasons J.

Ces capteurs sont d'une grande importance car ceux-ci ont rendu possible le contrôle des niveaux d'eau, aussi bien en amont qu'en aval, avant tout essai de type transitoire. En effet, afin de garantir la différence de hauteur d'eau voulue, il était primordial d'utiliser ce type de technologie.

2.1.1 Fonctionnement des capteurs à ultrasons

Le fonctionnement des capteurs à ultrasons est décrit en détail sur le site web du fournisseur (*cf. Baumer*[4]). Ces capteurs exploitent la vitesse de propagation mesurée du signal de commutation en émettant des ondes sonores à haute fréquence qui se réfléchissent à la surface du milieu à mesurer, dans ce cas la surface de l'eau. Ils peuvent être utilisés pour des milieux liquides, granuleux ou poudreux, et leur grande sensibilité leur permet de détecter efficacement des objets transparents ou d'autres éléments difficiles à détecter optiquement.

Dans le cadre des essais en laboratoire, les capteurs à ultrasons transmettent continuellement les valeurs de distance entre ceux-ci et la surface de l'eau sous forme de tensions. Autrement dit, leurs tensions de sortie correspondent à des valeurs de hauteurs d'eau bien spécifiques.

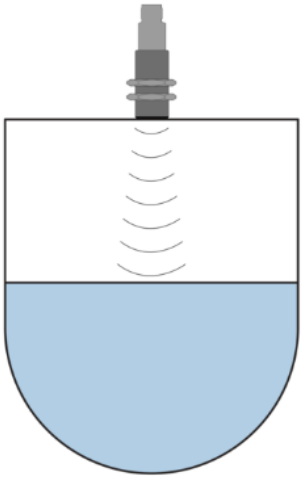


FIGURE 2.6 – Capteurs à ultrasons de la marque Baumer [4].

2.1.2 Étalonnage des capteurs à ultrasons

Comme pour tout appareil de mesure, l'étalonnage des capteurs a été réalisé afin d'établir la relation liant les tensions en sortie V_{out}, enregistrées depuis le logiciel d'acquisition *ContactPro* [17], aux différentes hauteurs d'eau. En outre, la procédure de calibration permet, pour une voie d'acquisition analogique, de vérifier le bon fonctionnement de la transmission du signal entre le capteur et l'instrument. Cette vérification repose sur une augmentation prédéfinie de la valeur électrique fournie par le capteur.

La procédure d'étalonnage (voir Figure 2.7) a été effectuée directement sur le site d'utilisation des capteurs pour minimiser les erreurs de mesure. Elle s'est déroulée comme suit :

- Tout d'abord, un seau, avec une certaine épaisseur de fond, a été placé sous le capteur à étalonner.
- Au fur et à mesure du remplissage du seau d'eau, les hauteurs d'eau (mesurées comme la différence entre la hauteur de la surface de l'eau et la hauteur du fond du seau) étaient enregistrées à l'aide d'un trusquin de laboratoire équipé d'une pointe en acier. Ces valeurs de hauteur d'eau ont été associées aux valeurs de tension de sortie V_{out}, obtenues via le logiciel *ContactPro* [17].
- Finalement, la relation linéaire $dh = a \cdot V_{out} + b$, liant les hauteurs d'eau dh (en mm) mesurées aux tensions de sortie des capteurs correspondantes (en V), a été déterminée.

Cette procédure a été répétée deux fois pour valider l'équation linéaire obtenue. Par la suite, les coefficients a et b de cette même équation ont d'ailleurs été comparés à ceux obtenus l'année dernière après l'étalonnage des mêmes outils (*cf. Lisa Adyns et Delphine Adrians* [34]). Cette comparaison a ainsi permis de mettre en évidence dans quelle mesure les capteurs ont été sujets à des changements.

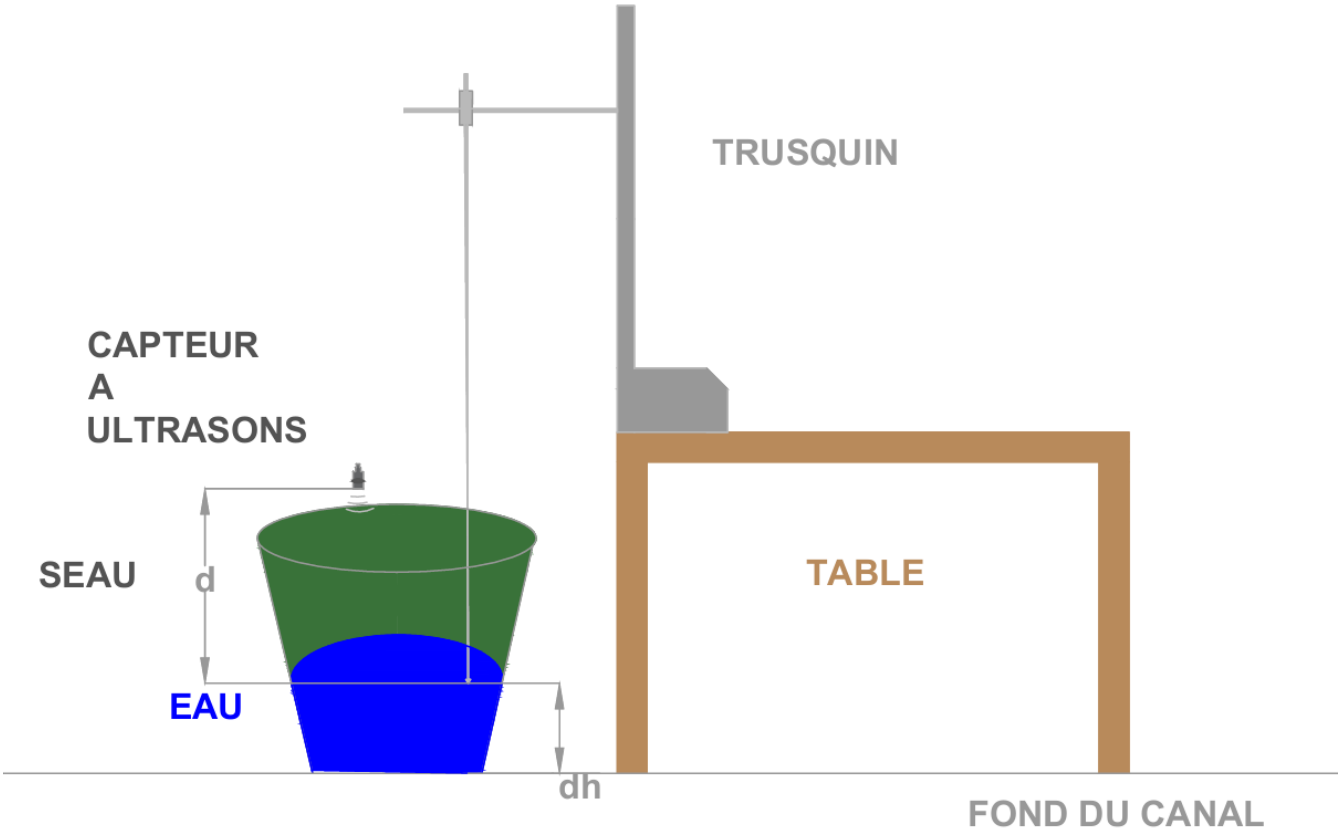


FIGURE 2.7 – Procédure d'étalonnage des capteurs à ultrasons.

À titre d'exemple, les courbes d'étalonnage pour le capteur $J3$ sont représentées à la Figure 2.8, avec les tests 1 et 2 correspondant aux étalonnages réalisés l'année dernière par *Lisa Adyns et Delphine Adrians* [34], et les tests 3 et 4 correspondant aux étalonnages actuels :

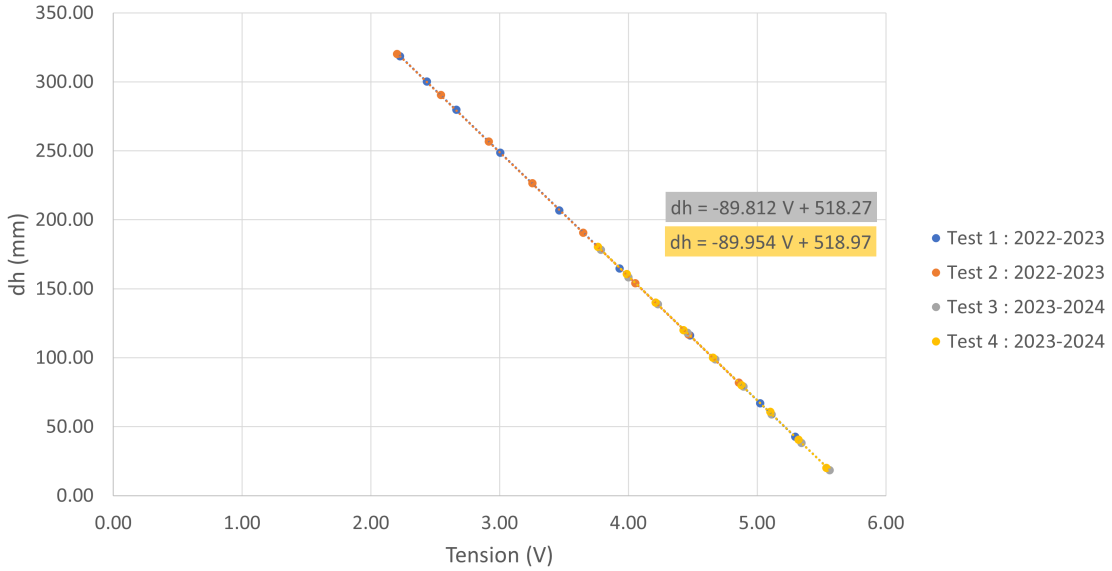


FIGURE 2.8 – Étalonnage du capteur à ultrasons $n°3$ $J3$.

Les mesures de hauteur ($[mm]$) et de tension ($[V]$) sont rassemblées dans les tableaux 2.3 et 2.4. Ces tableaux présentent la plage de hauteurs mesurées, qui correspond à la différence entre la hauteur maximale et la hauteur minimale mesurées. Ils incluent également les coefficients a et b de la régression linéaire, représentant respectivement la pente et l'ordonnée à l'origine de celle-ci.

Finalement, les hauteurs h_{mod} sont calculées en fonction des tensions de sortie du capteur conformément à la loi linéaire déterminée par les coefficients a et b obtenus. Naturellement, une erreur de linéarité est présente en raison de cette estimation et est répertoriée dans ce tableau. La moyenne de ces erreurs est désignée sous le nom d'erreur moyenne et est exprimée à la fois en pourcentage et en millimètres de hauteur.

Gamme [mm]	Test 3			
159.7	h [mm]	Tension (V)	h_{mod} [mm]	Erreur linéarité
	18.5	5.56	18.73	0.15%
	38.3	5.34	38.34	0.03%
	59	5.11	59.16	0.10%
	79.1	4.89	78.83	0.17%
	98.8	4.67	98.49	0.20%
	118.1	4.46	117.94	0.10%
	138.8	4.23	138.47	0.21%
	158.4	4.00	159.04	0.40%
	178.2	3.79	178.20	0.00%
			Erreur moyenne [%]	0.15%
			Erreur moyenne [mm]	0.24
	a	b		
	-89.81	518.27		

TABLE 2.3 – Erreurs de linéarité lors du premier étalonnage (test 3) du capteur $J3$.

Gamme [mm]	Test 4			
160.4	h [mm]	Tension (V)	$h_{mod}[mm]$	Erreur linéarité
	20.1	5.54	20.80	0.44%
	40.7	5.32	40.31	0.24%
	60.9	5.10	60.06	0.52%
	80.1	4.88	80.15	0.03%
	100	4.66	100.06	0.04%
	120.1	4.43	120.66	0.35%
	139.9	4.21	140.01	0.07%
	160.6	3.99	160.38	0.14%
	180.5	3.76	180.47	0.02%
			Erreur moyenne [%]	0.21%
			Erreur moyenne [mm]	0.33
	a	b		
	-89.95	518.97		

TABLE 2.4 – Erreurs de linéarité lors du deuxième étalonnage (test 4) du capteur $J3$.

Une fois ceci établi, une dernière étape consiste à prendre les a et b de chacun des deux tests réalisés et d'en effectuer une moyenne. Les mêmes procédures utilisées précédemment permettent de déterminer les erreurs associées à l'utilisation des

nouveaux coefficients a_{moy} et b_{moy}. Dans ce contexte particulier, l'erreur de linéarité pour le capteur à ultrasons $n°3$ s'élève à plus de 0.18%, ce qui correspond à une moyenne de 0.28 mm, comme le décrit la Table 2.5.

	a_{moy}	b_{moy}	Erreur linéarité [mm]	Erreur linéarité [%]
Total tests 3-4	-89.88	518.62	0.28	0.18

TABLE 2.5 – Résumé des coefficients a et b utilisés ainsi que des erreurs de linéarité qui leur sont associées.

2.1.3 Fixation des sondes dans le canal expérimental

Comme mentionné précédemment, pour assurer une continuité entre les données obtenues lors de ces expériences et celles rapportées par *Lisa Adyns et Delphine Adrians* [34], les sondes ont été positionnées aux mêmes emplacements que ceux indiqués dans le schéma expérimental antérieur (voir Figure 2.5). Ces sondes ont été solidement fixées à une poutre métallique, elle-même fixée aux bords du canal, pour minimiser les perturbations dans les résultats et maintenir une référence constante, comme le montre la Figure 2.9.

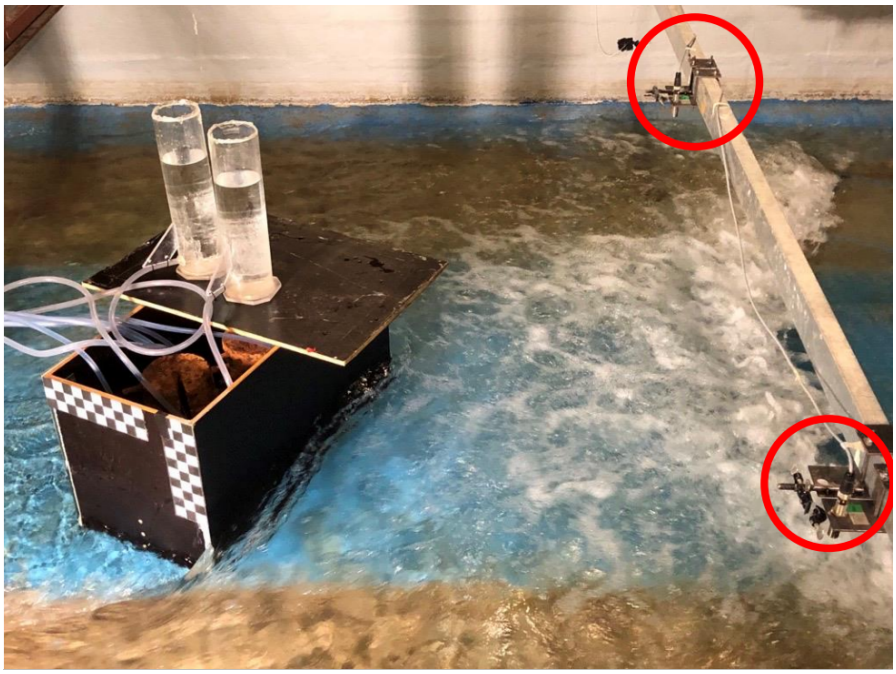


FIGURE 2.9 – Fixations des Jauges $J1$ et $J2$.

2.2 Sondes de pression différentielle

Afin de déterminer le profil de pression s'exerçant sur les différentes faces du bâtiment soumis aux efforts hydrodynamiques, et donc d'en déduire les forces qui y agissent, l'utilisation de sondes de pression différentielle de la série *GE Druck LPM9000* conçues par l'entreprise *Druck* [46]) s'est avérée utile (voir Figure 2.10). Ces sondes de pression utilisent un système de mesure à courants de Foucault, qui permet l'utilisation de membranes de capteur à faible déplacement. Lorsque le fluide, arrive sur les faces du bâtiment, il induit une différence de tension en faisant vibrer les membranes de l'appareil. Tout comme les capteurs à ultrasons, un étalonnage de ces sondes a été effectué afin de déterminer la relation linéaire existante entre les tensions en sortie reçues sur le logiciel d'acquisition et les différences de pression correspondantes. Pour obtenir la pression en un point, il faut procéder à un *post-processing* en utilisant les lois de l'hydraulique, tel qu'expliqué dans la partie 2.2.3.

La Figure 2.10 suivante représente la convention en termes de numérotation de ces sondes. Chacune d'elles sera connectée aux pipettes de mesure désignées par les lettres allant de A à L, conformément aux conventions des Figures 2.12 et 2.13.

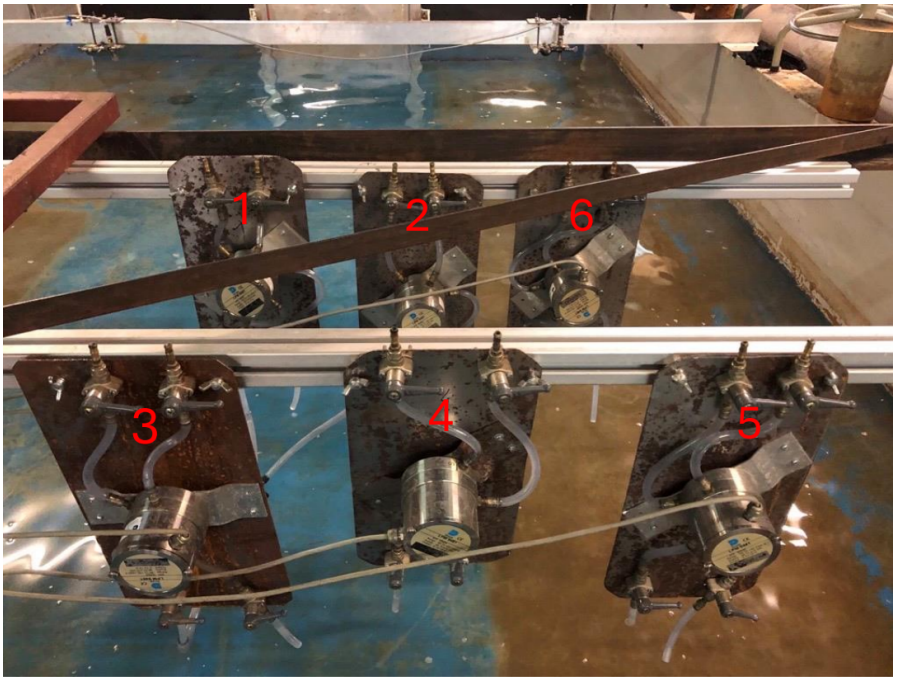


FIGURE 2.10 – Sondes de pression différentielle $LPM9000$.

2.2.1 Emplacements des pipettes de mesure

Disposant d'un total de six capteurs de pression différentielle au laboratoire, un total de dix-huit mesures a été effectué, chacune correspondant à une position spécifique des pipettes sur le bâtiment. Les conventions utilisées, ainsi que la disposition des trous dans lesquels vont venir se placer les pipettes, sont décrites aux Figures 2.11, 2.12 et 2.13 (les dimensions sont exprimées en mètres).

Pour la face avant et la face droite, douze trous ont été réalisés (neuf pour la face avant et trois pour la face droite) afin d'y insérer les pipettes et de venir y mesurer les différences de pression.

Pour la face arrière et la face gauche, seules six positions ont été utilisées pour les mesures (quatre pour la face arrière et deux pour la face gauche). On comprend ce choix car, pour les faces arrière et gauche, les pipettes en A, D, B, C, F et J n'ont jamais été immergées lors des essais réalisés.

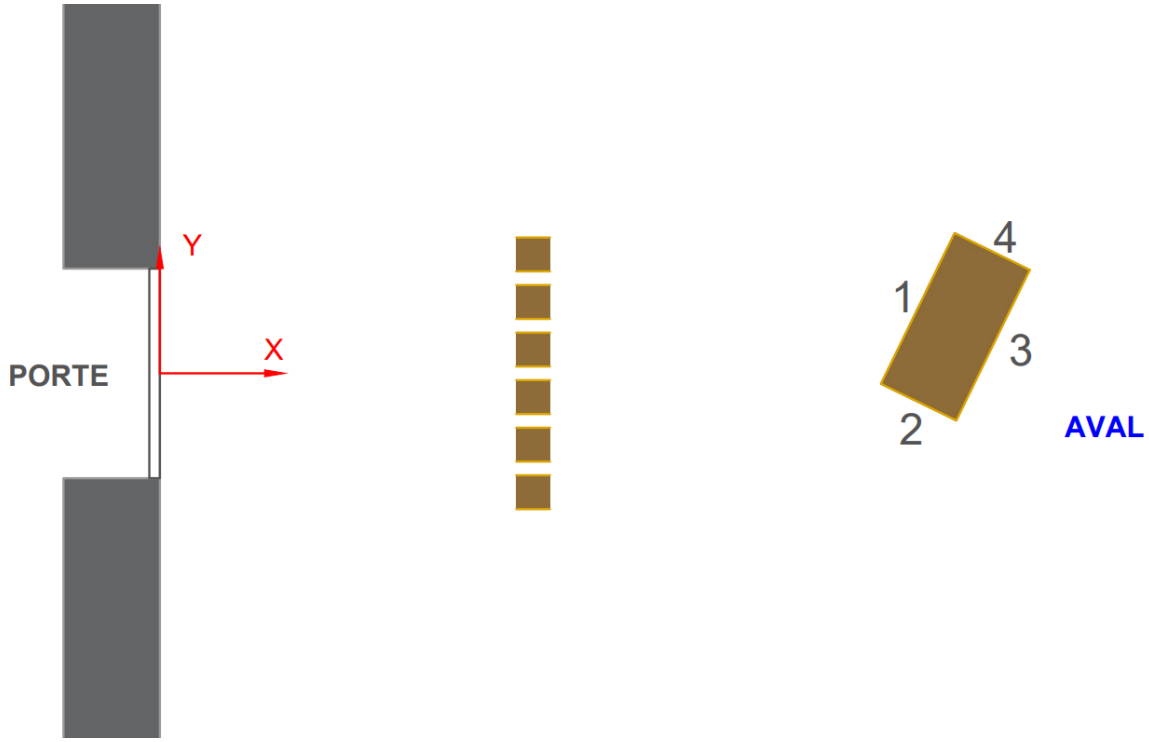


FIGURE 2.11 – Nomenclature choisie pour les faces : 1 = face avant , 2 = face droite , 3 = face arrière, 4 = face gauche.

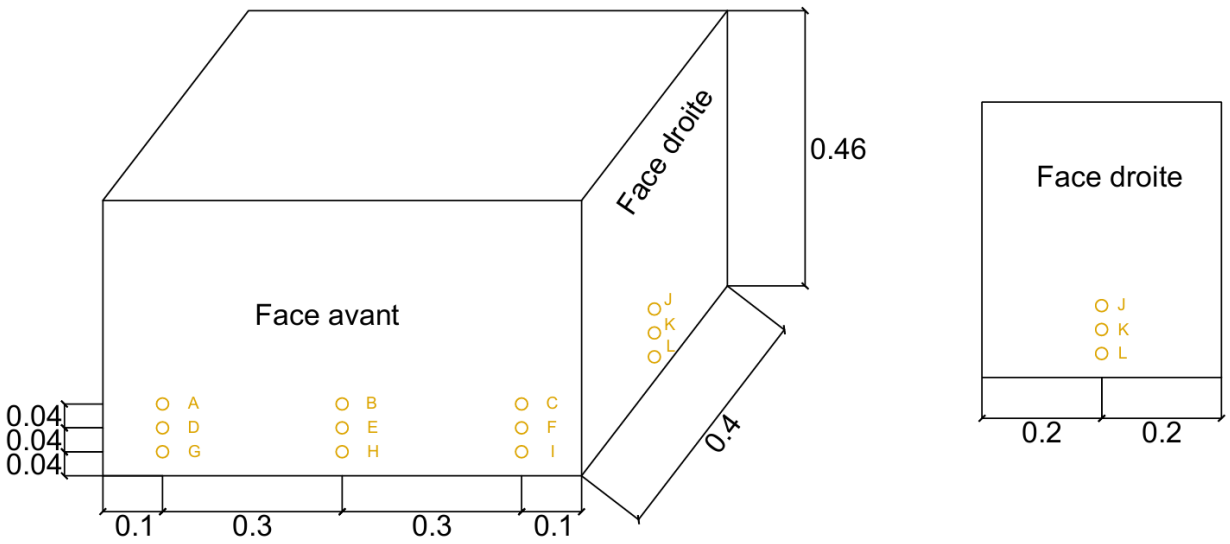


FIGURE 2.12 – Positions et noms donnés aux pipettes de mesure des faces avant et droite.

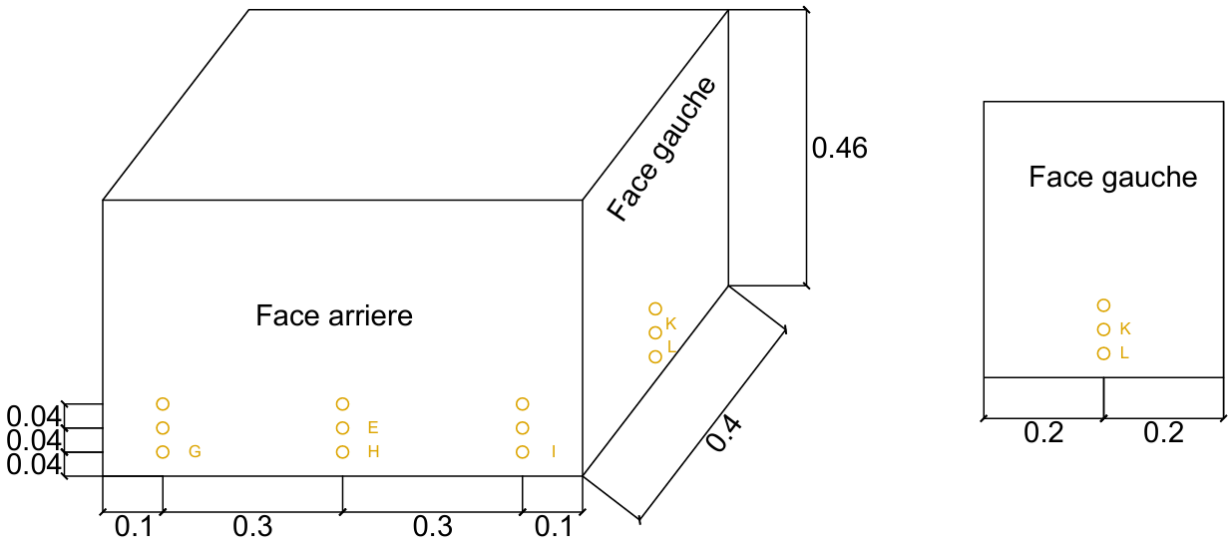


FIGURE 2.13 – Positions et noms donnés aux pipettes de mesure des faces arrière et gauche.

2.2.2 Étalonnage des sondes de pression différentielle

Tout comme les capteurs à ultrasons, les sondes de pression différentielle nécessitent une étalonnage pour établir la relation linéaire entre les tensions de sortie V_{out} enregistrées lors de l'acquisition, et les différences de pression mesurées. Cet étalonnage a été réalisé selon le schéma présenté à la Figure 2.14, et chaque sonde a été étalonnée individuellement à proximité du canal expérimental.

Les sondes n'ont pas été étalonnées directement sur le site de leur utilisation en raison du risque de dépasser la gamme de pression admissible pour les capteurs. En effet, l'utilisation du schéma d'étalonnage sur site aurait entraîné des plages de pression dépassant la capacité limite des capteurs, compromettant ainsi la précision de la relation linéaire recherchée.

La procédure à suivre pour l'étalonnage est la suivante :

- En premier lieu, la sonde à étalonner est isolée et connectée à deux récipients remplis chacun d'une hauteur d'eau préalablement mesurée à l'aide d'un trusquin.
- Deuxièmement, plusieurs différences de niveaux d'eau Δh sont mesurées par remplissage progressif d'un des deux réservoirs afin de déterminer les variations de pression hydrostatique Δp et de tension de sortie V_{out} correspondantes. Ces variations de pression hydrostatique sont évaluées entre la membrane $c1$ et la membrane $c2$ du schéma de la Figure 2.14.
- Enfin, les données répertoriées sont utilisées pour établir la relation entre la variation de pression Δp et la tension de sortie V_{out}.

La différence de pression Δp ($[mbar]$) se déduit à partir de la différence de hauteur Δh ($[mm]$) par l'expression suivante :

$$\Delta p = \gamma \cdot \Delta h \cdot 10^{-5} \tag{2.1}$$

avec $\gamma_{eau} = 9810 N/m^3$ le poids volumique de l'eau.

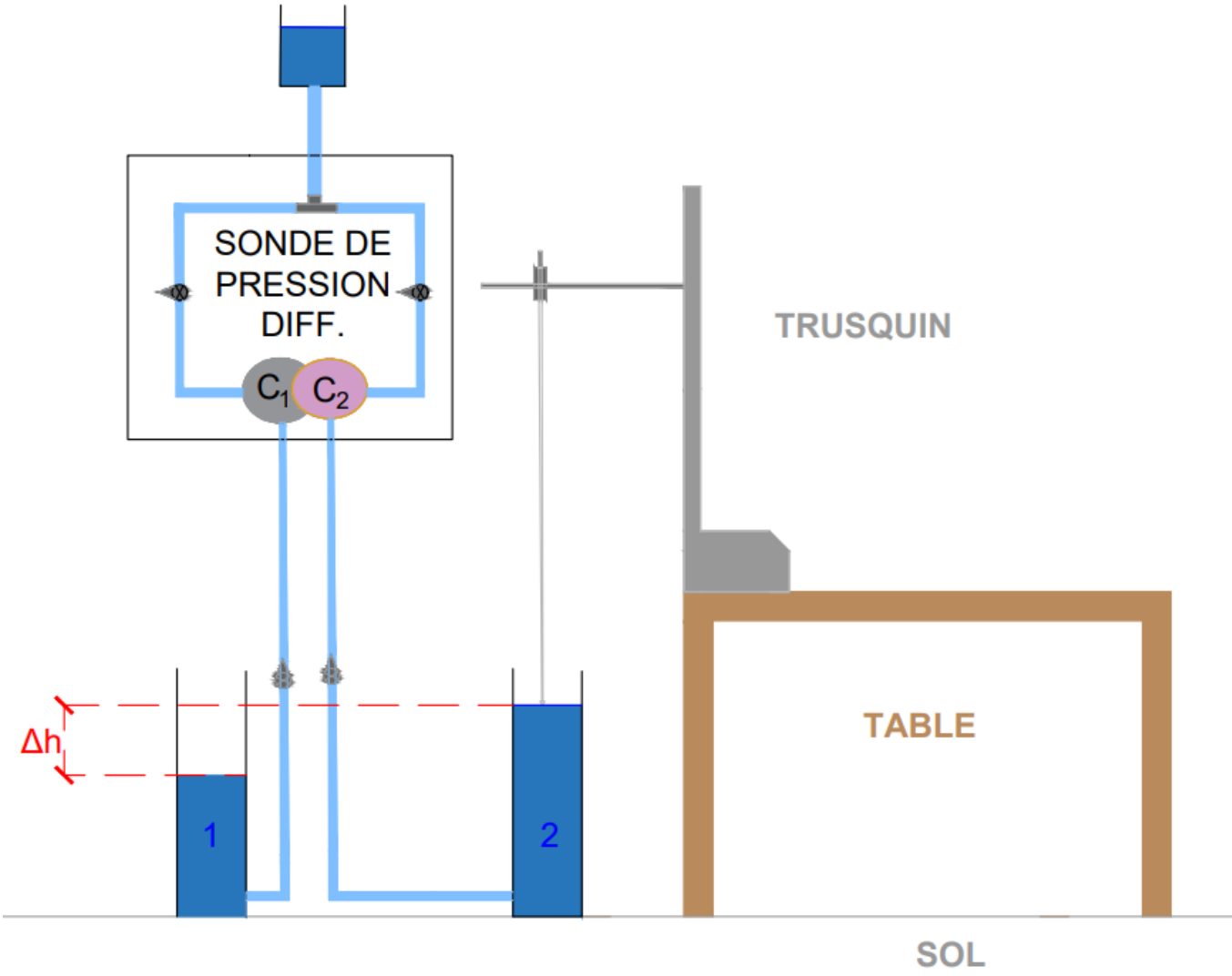


FIGURE 2.14 – Procédure d'étalonnage - Schéma du dispositif.

Pour éviter de dépasser les limites de tension en sortie lors de l'étalonnage, une série de quatorze mesures a été réalisée. Ces mesures ont couvert une gamme de différences de pression Δp allant d'environ -12 mbar à 12 mbar, correspondant à des différences de hauteur Δh comprises entre environ -120 mm et 120 mm.

Cette procédure a été réalisée deux fois afin de valider la relation linéaire $\Delta p = a_1 \cdot V + b_1$ trouvée pour le premier set de quatorze mesures.

Pour finir, la relation linéaire finale, liant la tension de sortie V_{out} à la différence de pression Δp, est trouvée en faisant la moyenne des coefficients a_1 *et* a_2 et b_1 *et* b_2, respectivement trouvés pour le premier et le deuxième étalonnage.

À titre d'exemple, les courbes d'étalonnage pour la sonde $n°4$ sont représentées à la Figure 2.15, avec les tests 1 et 2 correspondant aux étalonnages réalisés l'année dernière par *Lisa Adyns et Delphine Adrians* [34] et les tests 3 et 4 correspondant aux étalonnages actuels :

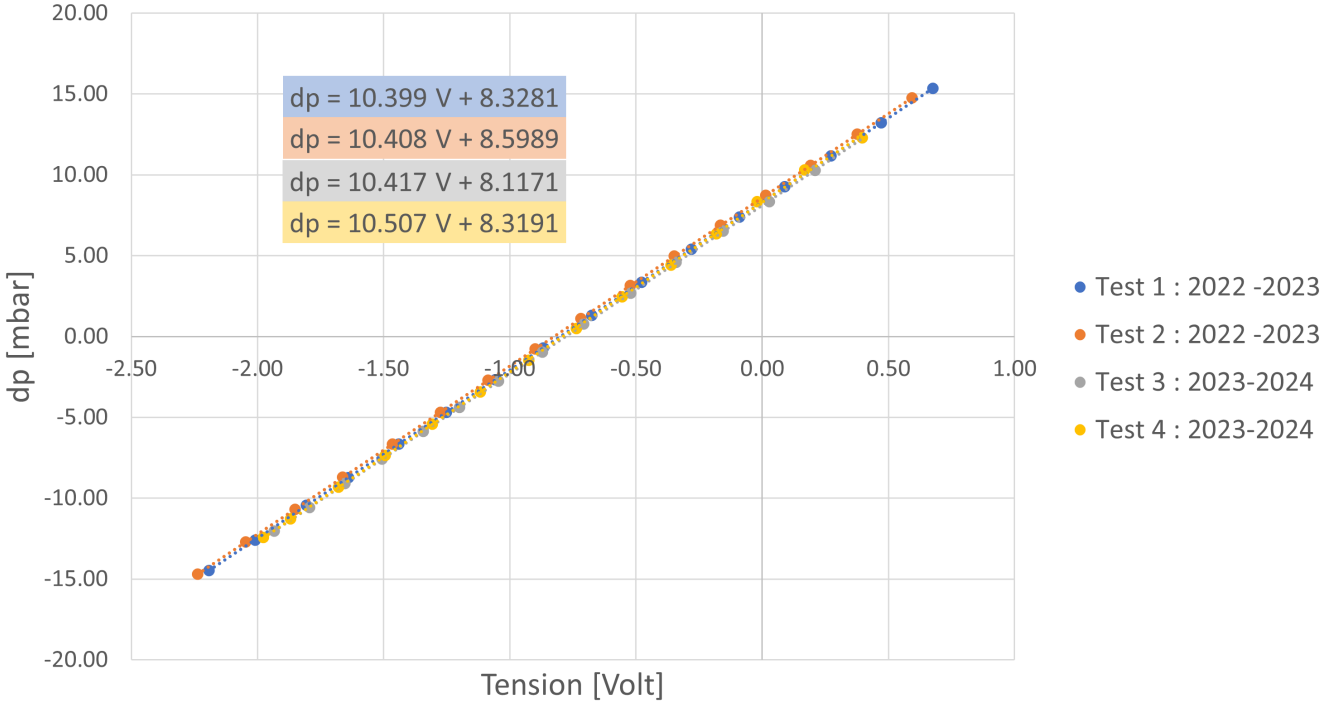


FIGURE 2.15 – Comparaison des droites d'étalonnage.

Au vu de la Figure 2.15, la sonde 4 ne semble pas avoir changé de comportement et maintient une relation linéaire pratiquement constante par rapport à celle trouvée l'année dernière par *Lisa Adyns et Delphine Adrians* [34]. [3]

3. Une analyse approfondie a été effectuée, révélant une erreur linéaire moyenne lors de la prise des anciens coefficients moyens a_{moy} et b_{moy}, s'élevant à $\Delta h = 0.345$ cm, correspondant à $\Delta p = 0.32$ mbar.

Les Tables 2.6 et 2.7 reprennent les différentes mesures réalisées lors des étalonnages ainsi qu'une idée de la précision atteinte, indiquée par l'erreur moyenne de linéarité, en utilisant les valeurs de a_{moy} et b_{moy} trouvées.

Test 3				
Δh [mm]	Δp[mbar]	V_{out} [V]	Δp_{mod} [mbar]	Erreur de linéarité
125.20	12.28	0.40	12.24	0.17%
104.70	10.27	0.21	10.31	0.14%
85.10	8.35	0.03	8.40	0.22%
66.40	6.51	-0.16	6.50	0.05%
46.70	4.58	-0.34	4.56	0.10%
27.40	2.69	-0.52	2.70	0.03%
7.80	0.77	-0.71	0.74	0.11%
-9.80	-0.96	-0.87	-0.96	0.02%
-28.10	-2.76	-1.04	-2.76	0.02%
-44.80	-4.39	-1.20	-4.38	0.07%
-59.80	-5.87	-1.34	-5.88	0.05%
-77.20	-7.57	-1.51	-7.57	0.02%
-92.70	-9.09	-1.65	-9.11	0.05%
-107.70	-10.57	-1.79	-10.57	0.02%
-122.80	-12.05	-1.93	-12.03	0.08%

Erreur moyenne	0.08%

Gamme d'erreur	
Pression	0.02 [mbar]
Hauteur d'eau	0.02 [cm]

a	b
10.42	8.12

TABLE 2.6 – Étalonnage correspondant au test 3 de la Figure 2.15.

Test 4				
Δh [mm]	Δp[mbar]	$V_{out}[V]$	Δp_{mod} [mbar]	Erreur de linéarité
125.30	12.29	0.40	12.48	0.75%
105.00	10.30	0.17	10.09	0.85%
85.00	8.34	-0.02	8.10	0.98%
64.90	6.37	-0.18	6.42	0.20%
45.00	4.41	-0.36	4.52	0.43%
25.00	2.45	-0.55	2.49	0.15%
5.00	0.49	-0.74	0.59	0.39%
-15.00	-1.47	-0.92	-1.40	0.30%
-34.90	-3.42	-1.12	-3.43	0.02%
-55.20	-5.42	-1.31	-5.42	0.00%
-75.00	-7.36	-1.49	-7.38	0.10%
-95.00	-9.32	-1.68	-9.33	0.03%
-114.90	-11.27	-1.87	-11.32	0.20%
-126.80	-12.44	-1.98	-12.45	0.03%

Erreur moyenne	0.32%

Gamme d'erreur	
Pression	0.08 [mbar]
Hauteur d'eau	0.08 [cm]

a	b
10.51	8.32

TABLE 2.7 – Étalonnage correspondant au test 4 de la Figure 2.15.

On observe qu'en prenant les valeurs moyennes des coefficients a et b trouvés dans chacun des étalonnages (voir Table 2.8), les erreurs de linéarité s'élevaient à plus de $\Delta p = 0.07 mbar$, correspondant à une erreur $\Delta h = 0.07$cm.

	a_{moy}	b_{moy}	Erreur linéarité [mm]	Erreur linéarité [%]
Total 3-4	10.46	8.22	0.07	0.07

TABLE 2.8 – Résumé des coefficients a et b utilisés ainsi que des erreurs de linéarité qui leur sont associées pour la sonde 4.

2.2.3 Post-calibration des sondes de pression différentielle et calculs des pressions au sein des pipettes

Étant donné les fortes fluctuations des différences de pression mesurées $\Delta p_{\text{mesurée}}$ (voir Figure 2.17) ainsi que leur écart par rapport à la différence de pression hydrostatique théorique $\Delta p_{\text{th}} = \gamma \cdot \Delta h \cdot 10^{-5}$, un post-traitement, appelé "post-calibration", de celles-ci est nécessaire. Afin d'ajuster les valeurs de $\Delta p_{\text{mesurée}}$ pour qu'elles reflètent au mieux la réalité, ce post-traitement modifie le paramètre b, préalablement déterminé lors de l'étalonnage (voir chapitre 2.2.2). En effet, en raison de la possible présence de bulles dans les différents tuyaux des sondes de pression différentielle et du fait que l'étalonnage n'a pas été réalisé dans la configuration expérimentale mais à l'extérieur du canal, la valeur de b peut potentiellement avoir changé.

Pour tenir compte de ces fluctuations et pour ajuster les mesures aux valeurs théoriques, des mesures de pression ont été effectuées après chaque changement de position des pipettes (source principale de bulles dans les canaux), une fois l'eau au repos avant chaque essai.

Le schéma de la Figure 2.16 décrit la procédure de post-calibration d'une sonde de pression différentielle.

Les mesures suivantes ont été effectuées afin de déterminer la pression ponctuelle réelle (post-calibration) au niveau de la pipette située en 2 :

1. $\Delta p_{mesurée}$: la différence de pression entre la sortie du réservoir d'eau situé en 1 et la pipette située en 2.
2. h_1 : la hauteur d'eau contenue dans le réservoir (eau au repos).
3. h_2 : la hauteur d'eau constante imposée dans le canal (eau au repos).

Les données connues et imposées par la construction du bâtiment et du réservoir d'eau sont les suivantes :

1. z_1 : la hauteur à laquelle se situe le centre de la conduite de sortie du récipient par rapport à la base du réservoir d'épaisseur $e_{base} = 10mm$.
2. $e_{plaque} = 12$mm : l'épaisseur de la planche en bois posée sur le bâtiment afin de maintenir le récipient en place.
3. $z_{boite} = 466$mm : la hauteur totale du bâtiment.
4. z_2 : la hauteur à laquelle se situe le centre de la pipette par rapport au fond du canal.

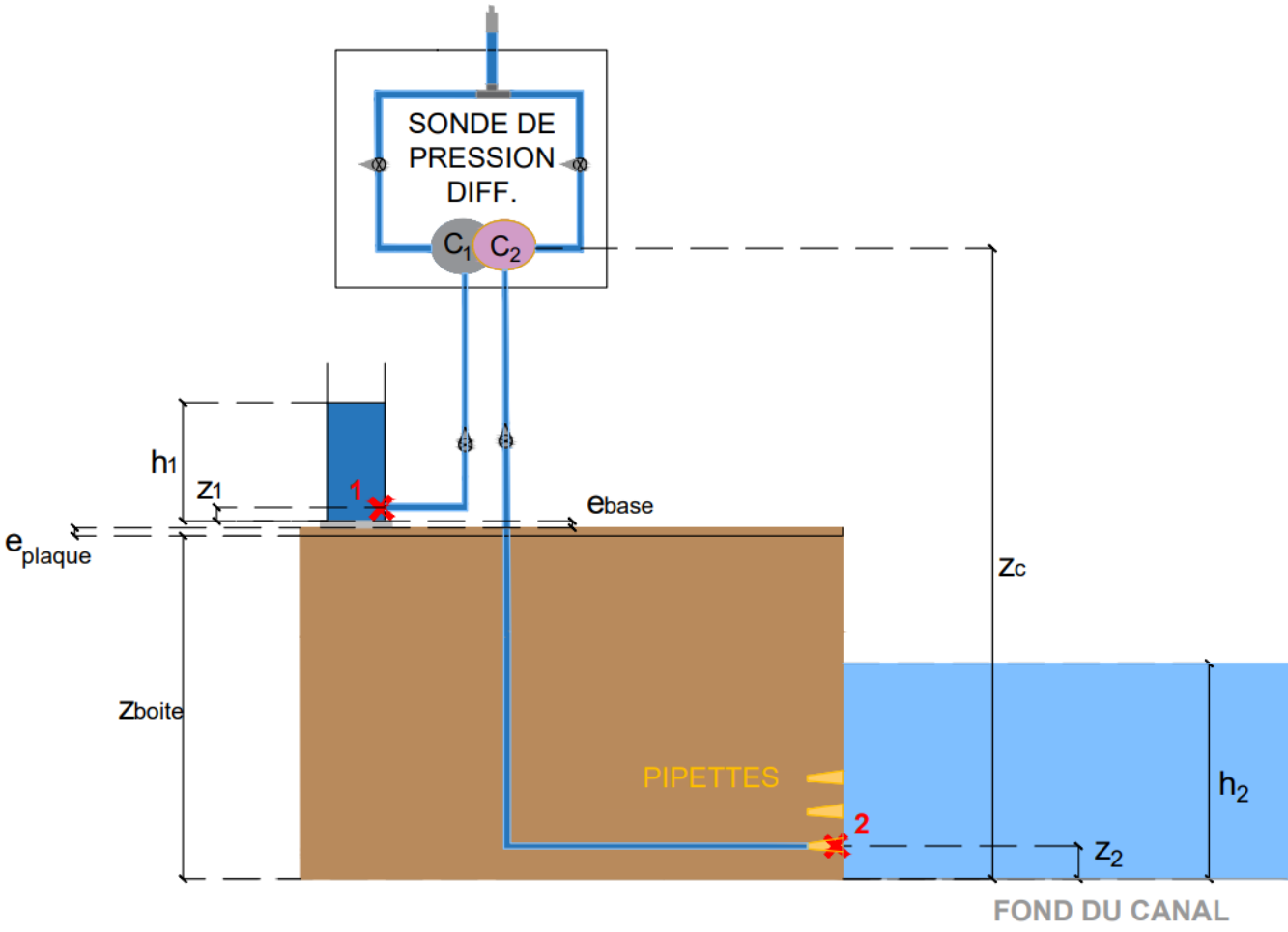


FIGURE 2.16 – Procédure de post-calibration d'une sonde de pression différentielle.

Les équations qui régissent la procédure de post-calibration sont les suivantes :

Pressions hydrostatiques p_1 et p_2

Les pressions p_1 et p_2 sont respectivement les pressions hydrostatiques [4] au niveau du récipient et de la pipette :

$$p_1 = \gamma(h_1 - z_1) \tag{2.2}$$

$$p_2 = \gamma(h_2 - z_2) \tag{2.3}$$

Charges $\mathcal{H}_{c1}$ et $\mathcal{H}_{c2}$

En utilisant la définition de la charge, qui peut, dans ce cas-ci, être égalée à la cote piézomètrique H étant donnée que le fluide est au repos dans le système considéré (le terme lié à l'énergie cinétique disparaît vu que la vitesse v du fluide est nulle) :

$$\begin{aligned} \mathcal{H} &= z + \frac{p}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} \\ &\overset{v=0}{=} z + \frac{p}{\gamma} = H \end{aligned} \tag{2.4}$$

Considérant que les pertes de charge J (générales et locales) sont proportionnelles au carré de la vitesse,

$$J \propto \frac{v^2}{2g} \tag{2.5}$$

celles-ci deviennent nulles.

4. Étant donné que l'eau est considérée au repos aussi bien dans le récipient que dans le canal.

Selon *Bernoulli*, l'égalité entre les cotes piézomètriques au point 1 et au niveau de la membrane c_1 de la sonde ainsi que l'égalité entre les cotes piézomètriques au point 2 et au niveau de la membrane c_2 de la sonde [5] s'écrivent de la manière suivante :

$$\begin{cases} H_{c1} & = H_1 \Leftrightarrow z_c + \frac{p_{c1}}{\gamma} = \frac{p_1}{\gamma} + (z_{\text{boite}} + e_{\text{plaque}} + e_{\text{base}} + z_1) \\ H_{c2} & = H_2 \Leftrightarrow z_c + \frac{p_{c2}}{\gamma} = \frac{p_2}{\gamma} + z_2 \end{cases} \tag{2.6}$$

Ainsi la variation de pression $\Delta p_{théorique}$ peut être trouvée via l'équation [6] :

$$\begin{aligned} &\Delta p_{\text{théorique}} = p_{c_1} - p_{c_2} = p_1 + [(z_{\text{boite}} + e_{\text{plaque}} + e_{\text{base}} + z_1) - h_2] \cdot \gamma \\ &\boxed{\Delta p_{\text{théorique}} = (h_1 + z_{\text{boite}} + e_{\text{plaque}} + e_{\text{base}} - h_2) \cdot \gamma} \end{aligned} \tag{2.7}$$

Écart de pression $\Delta p_{décalage}$

Comme indiqué précédemment, en raison de l'écart $\Delta p_{\text{décalage}}$ entre les valeurs mesurées des différences de pression $\Delta p_{\text{mesurée}}$ et les valeurs théoriques $\Delta p_{\text{théorique}}$ (telles qu'illustrées à la Figure 2.17), il suffit d'ajouter cet écart à $\Delta p_{\text{mesurée}}$ pour obtenir la pression p_2. Cet écart, correspondant à la constante ajoutée à la valeur précédente de b déterminée lors de l'étalonnage des sondes, est obtenu avec :

$$\Delta p_{\text{décalage}} = \Delta_{mesurée} - \Delta_{théorique} \tag{2.8}$$

Les pressions différentielles mesurées post-calibration $\Delta p^*_{mesurée}$ deviennent donc :

$$\Delta p^*_{mesurée} = \Delta p_{mesurée} - \Delta p_{décalage} \tag{2.9}$$

Pression au sein de la pipette située au point 2

Étant donnée les nouvelles valeurs de différences de pression $\Delta p^*_{mesurée}$, il est désormais possible de déterminer la pression au point 2, p_2, en utilisant les équations 2.3 et 2.7 afin d'arriver à l'expression suivante :

$$\Delta p^*_{\text{mesurée}} = p_{c_1} - p_{c_2} = \left(h_1 + z_{\text{boite}} + e_{\text{plaque}} + e_{\text{base}} - z_2 - \frac{p_2}{\gamma} \right) \tag{2.10}$$

$$\boxed{\Rightarrow p_2 = \gamma \cdot (h_1 + z_{\text{boite}} + e_{\text{plaque}} + e_{\text{base}} - z_2) - \Delta p^*_{\text{mesurée}}} \tag{2.11}$$

5. Les deux membranes de la sonde sont situées au même niveau z_c.

6. La sortie *HI* (*high*) des sondes de pression différentielle a toujours été associée à la sortie du réservoir en 1 tandis que la sortie *LO* (*low*) correspond à la sortie au niveau de la pipette en 2.

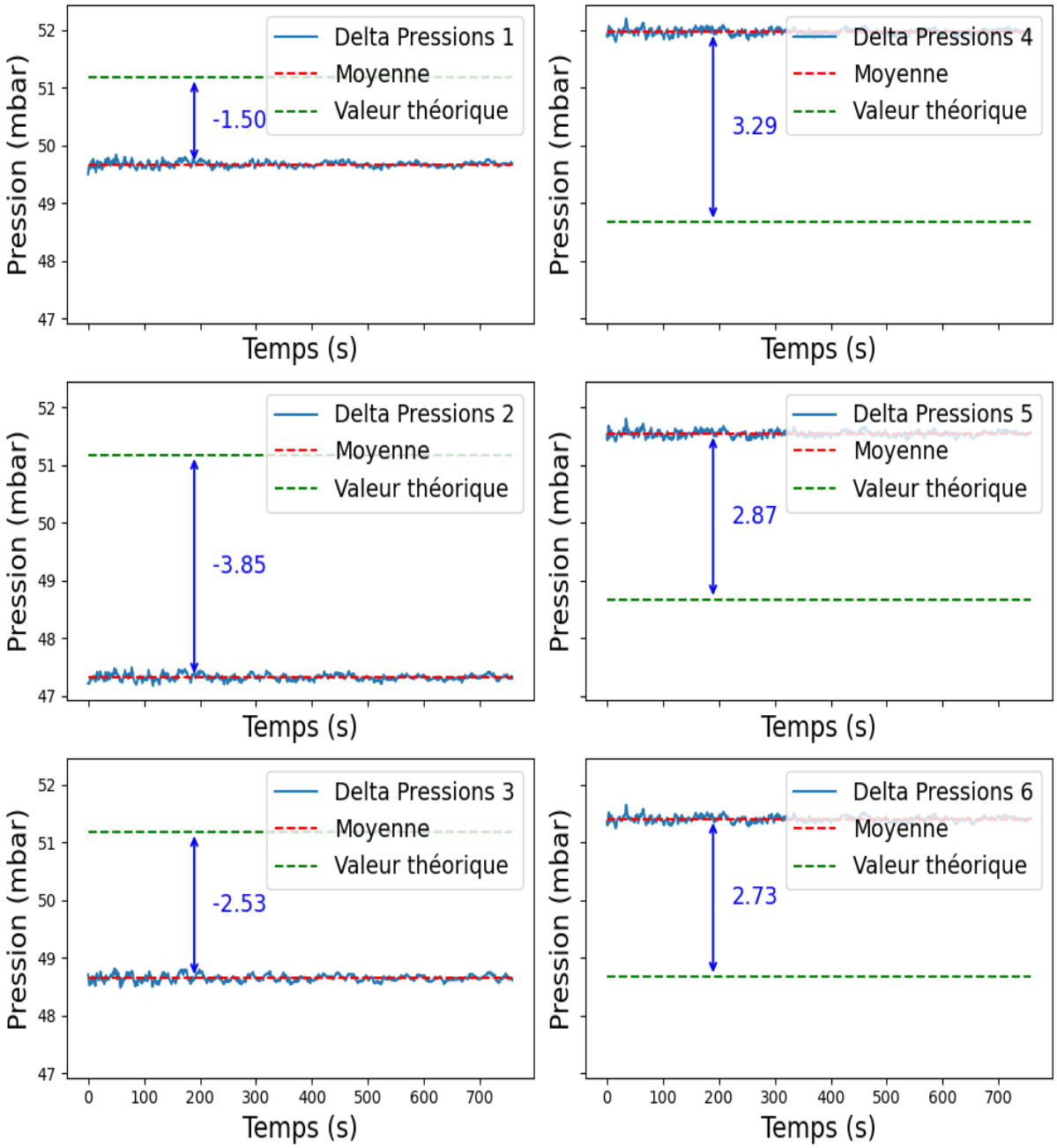


FIGURE 2.17 – Exemple d'écarts entre les valeurs mesurées par six capteurs de pression différentielle et leurs valeurs théoriques.

3 Techniques d'imagerie

Afin d'évaluer la force induite par l'écoulement à partir des prises de mesure des pressions, il est nécessaire de connaître le profil des hauteurs d'eau au droit de la boîte à chaque instant [7].

La meilleure façon de l'obtenir est de filmer l'écoulement à l'aide de caméras *GoPro* [27] positionnées autour de cette boîte et de recourir à des techniques d'imagerie. L'avantage principal de ces techniques est qu'elles sont non-intrusives.

Étant donné que seules les pressions au droit des différentes pipettes ont été mesurées, seules les hauteurs d'eau situées dans l'alignement de celles-ci ont été considérées dans le but d'évaluer la force induite par l'écoulement.

Programme WDMT [8]

Une fois les vidéos des caméras stockées, elles ont été séquencées en plusieurs images. Ces images prises individuellement ont été par la suite traitées en raison de leur sensibilité au phénomène de réfraction [9].

Ce traitement d'images a été implémenté à l'aide d'un programme *Python* [38] nommé "*WDMT*". Les opérations qu'il effectue sont les suivantes :

Tout d'abord, le code prend en entrée l'image à traiter comme celle représentée à la Figure 2.18. Il demande à l'utilisateur de cliquer sur quatre extrémités du damier collé sur la boîte de dimensions connues, ces quatre extrémités étant le coin inférieur gauche, le coin inférieur droit, le coin supérieur droit et le coin supérieur gauche (voir Figure 2.19).

Avec les dimensions connues des carrés composant le damier, le code est capable de déduire la taille réelle de chaque pixel composant l'image - celle-ci a une résolution de 1920x1080 pixels - pour ensuite calculer sa position relative par rapport à un repère orthonormé placé dans le coin inférieur gauche de la paroi filmée (*cf.* Figure 2.20). Dès lors, le programme *WDMT* est capable de déterminer une matrice de transformation afin de redresser la Figure 2.19 en la Figure 2.20.

7. Autrement dit, les capteurs à ultrasons présentés précédemment ne sont pas adaptés pour estimer cette force étant donné qu'ils ne fournissent qu'une mesure ponctuelle de la hauteur d'eau aux emplacements spécifiés sur la Figure 2.5.

8. Water Depth Measurement Tool.

9. Selon l'*Opticiens par conviction* [12] la réfraction est un phénomène au cours duquel l'onde lumineuse dévie de sa trajectoire rectiligne en changeant de vitesse lorsqu'elle passe d'un milieu à un autre.

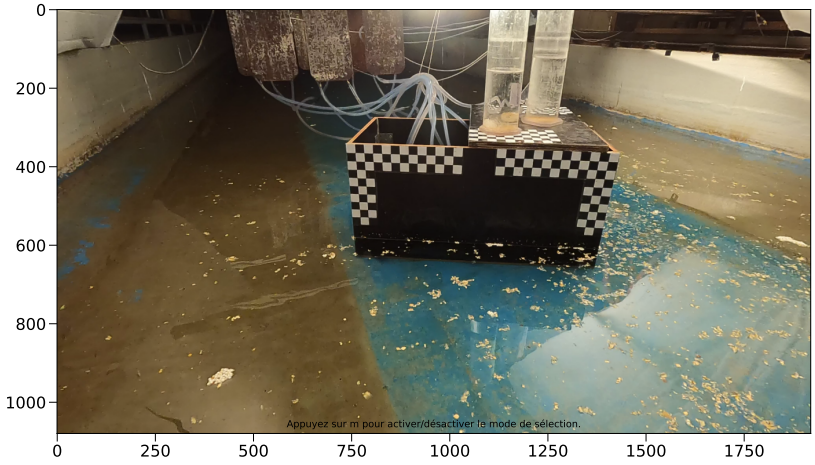


FIGURE 2.18 – Fenêtre initiale demandant à l'utilisateur de définir les coins du damier de dimensions connues.

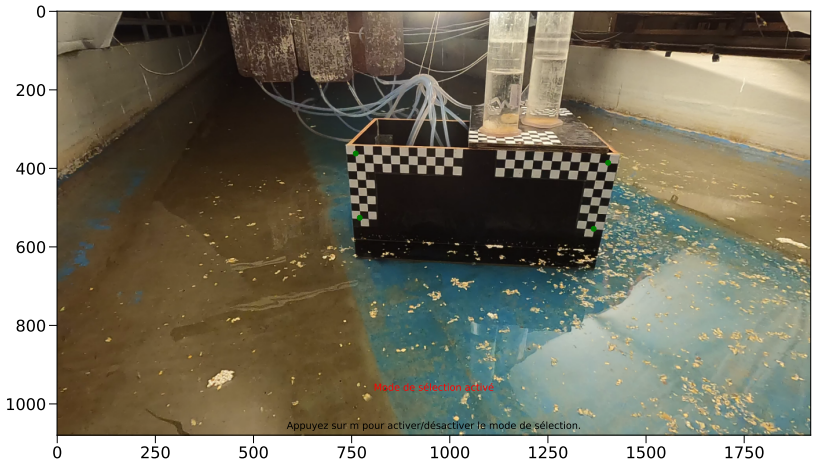


FIGURE 2.19 – Détermination des coins du damier en vert par l'utilisateur.

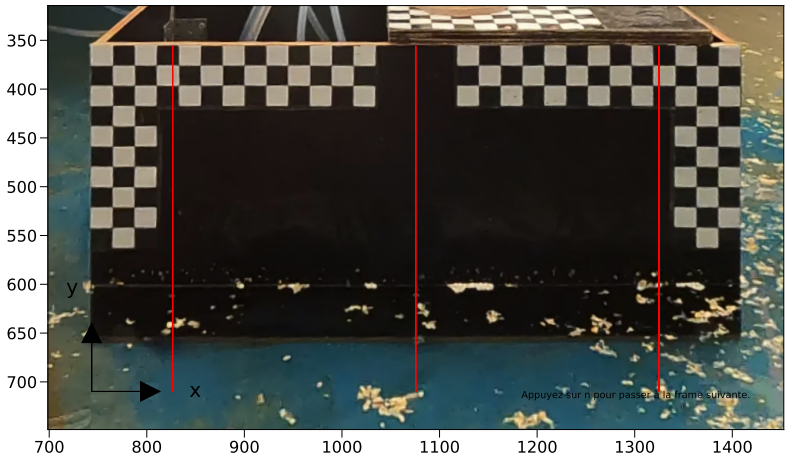


FIGURE 2.20 – Image redressée avec son nouveau repère placé (x,y).

En toute dernière étape, le logiciel demande à l'utilisateur de cliquer sur la surface libre au droit des pipettes dont les axes verticaux ont été tracés en rouge afin qu'il déduise, dans le nouveau repère (x,y), leurs profondeurs d'eau correspondantes. Les 'clics' de l'utilisateur sont marqués par des points rouges comme le montre la Figure 2.21.

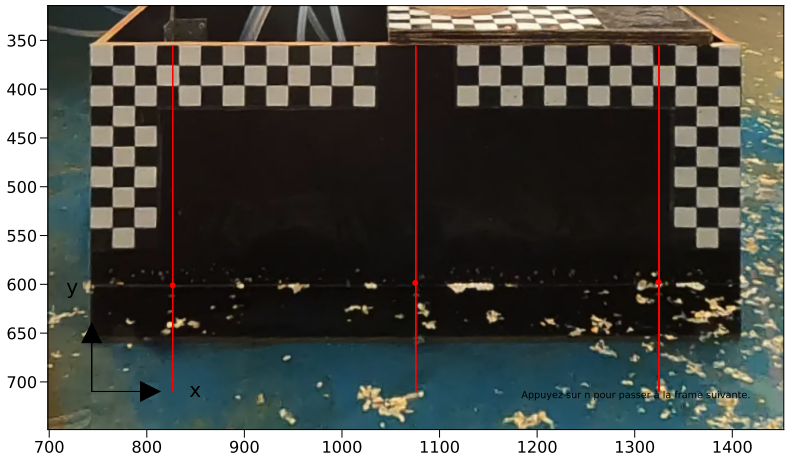


FIGURE 2.21 – Détermination des hauteurs d'eau au droit des pipettes.

Au vu du caractère turbulent des écoulements observé expérimentalement, le code laisse à l'utilisateur la liberté de choisir le nombre n d'images par vidéo, et donc par mesure à traiter. Pour chaque vidéo, il donne finalement en sortie la moyenne des n hauteurs d'eau au droit de chaque pipette de la face considérée.

4 Classification des essais

Pour évaluer l'impact de la présence d'une barrière sur les forces hydrodynamiques agissant sur un bâtiment de position fixe (position ayant déjà été définie dans le document de *S.Soares-Frazão et al.* [24] voir Figure 2.4), divers paramètres doivent être pris en compte tels que le régime d'écoulement (transitoire ou permanent), la porosité de la barrière, sa longueur relative et sa position par rapport au bâtiment. Pour mener cette étude, un plan d'expérience comprenant plus de 186 expériences réparties en 56 séries d'essais (28 en écoulement transitoire et 28 en écoulement permanent), comprenant chacune 3 mesures, a été élaboré en utilisant l'outil statistique *JMP* [33]. Une gestion efficace des données est essentielle pour analyser cette grande quantité d'informations. Ainsi, une classification des essais en fonction des caractéristiques de l'écoulement et des valeurs des paramètres a été envisagée pour faciliter l'interprétation des résultats.

Le tableau 2.9 présente une portion de cette classification concernant les essais allant de 6 à 10.

Pour chaque essai, sont décrits le régime d'écoulement, le débit initial imposé ou la hauteur initiale imposée ainsi que les paramètres X, L^*, ρ représentant respectivement la distance selon l'axe x de la barrière par rapport à la porte, la longueur relative de la barrière donnée par le rapport entre la longueur totale L de la barrière et la largeur effective de la section transversale du canal de 2.92m et, finalement, la porosité de cette dernière.

La classification complète se retrouve en Annexe A.

Régime	**# Essai**	**# Mesure**	Q $[l/s]$ **ou** $\Delta h_0[mm]$	$X[m]$	$L^*[/]$	$\rho[/]$
Transitoire	6	41	300	1.7	0.444	0
Transitoire	6	43	300	1.7	0.444	0
Transitoire	6	31	300	1.7	0.444	0
Transitoire	7	45	400	1.7	0.222	0.5
Transitoire	7	47	400	1.7	0.222	0.5
Transitoire	7	33	400	1.7	0.222	0.5
Transitoire	8	49	200	2.25	0.444	0.5
Transitoire	8	51	200	2.25	0.444	0.5
Transitoire	8	35	200	2.25	0.444	0.5
Transitoire	9	53	200	1.15	0.222	0.25
Transitoire	9	55	200	1.15	0.222	0.25
Transitoire	9	37	200	1.15	0.222	0.25
Transitoire	10	57	300	1.15	0.666	0.5
Transitoire	10	59	300	1.15	0.666	0.5
Transitoire	10	39	300	1.15	0.666	0.5
Permanent	6	42	100	1.7	0.444	0
Permanent	6	44	100	1.7	0.444	0
Permanent	6	32	100	1.7	0.444	0
Permanent	7	46	185	1.7	0.222	0.5
Permanent	7	48	185	1.7	0.222	0.5
Permanent	7	34	185	1.7	0.222	0.5
Permanent	8	50	15	2.25	0.444	0.5
Permanent	8	52	15	2.25	0.444	0.5
Permanent	8	36	15	2.25	0.444	0.5
Permanent	9	54	15	1.15	0.222	0.25
Permanent	9	56	15	1.15	0.222	0.25
Permanent	9	38	15	1.15	0.222	0.25
Permanent	10	58	100	1.15	0.666	0.5
Permanent	10	60	100	1.15	0.666	0.5
Permanent	10	40	100	1.15	0.666	0.5

TABLE 2.9 – Exemple de classification réalisée.

4.1 Régime d'écoulement

Dans le cas d'un régime transitoire, une différence de hauteur d'eau Δh_0 entre l'amont et l'aval fut imposée au préalable (voir Figure 2.22).

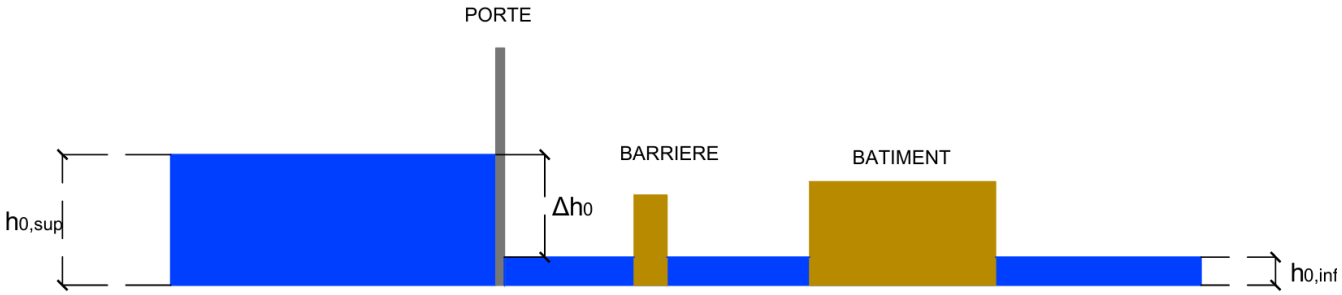


FIGURE 2.22 – Configuration en régime transitoire.

En régime permanent, c'est le débit Q qui a été imposé :

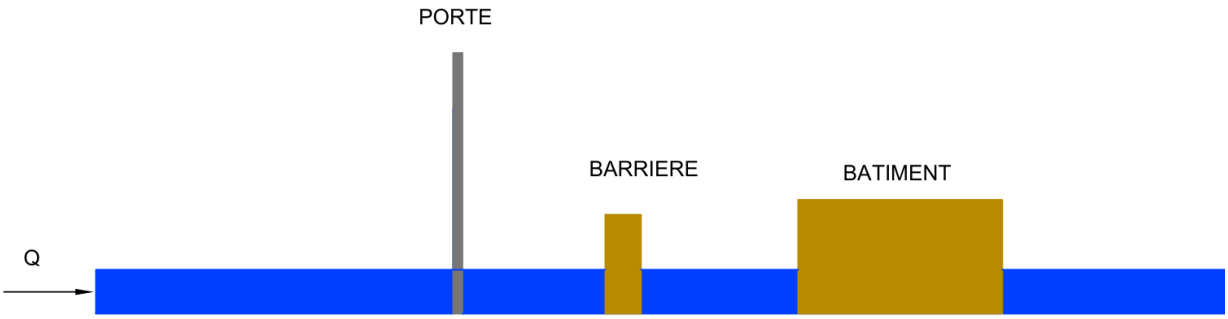


FIGURE 2.23 – Configuration en régime permanent.

4.2 Position X de la barrière

Pour des raisons de facilité, considérant que le bâtiment se retrouve incliné d'un angle $\alpha = 64°$ (voir Figure 2.4) par rapport à la direction de l'écoulement, la position de la barrière a été déterminée par rapport à la porte (en raison de leur parallélisme) et non par rapport au bâtiment, sous la forme du paramètre de distance X.

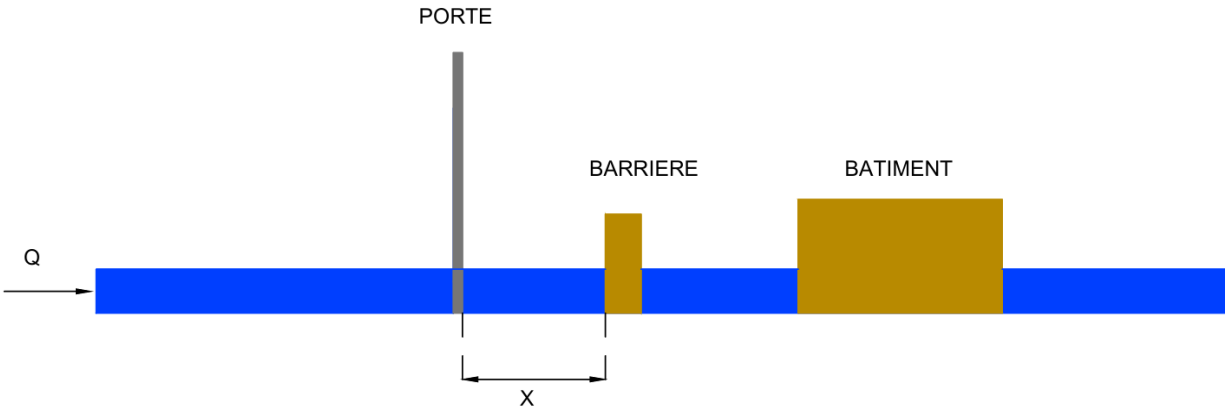


FIGURE 2.24 – Paramètre X : distance entre l'obstacle et le centre de la porte.

En réalité, pour l'étude actuelle, le paramètre intéressant qui en découle est la distance selon l'axe x entre la barrière et le bâtiment que l'on veut protéger via celle-ci. Vu l'orientation du bâtiment, on va définir cette nouvelle distance, notée X' comme étant la distance entre le centre du bâtiment et le centre de sa barrière de protection.

Dans le domaine expérimental testé, ce paramètre X' prendra les valeurs suivantes : 2.564 m, 2.014 m, et 1.464 m, correspondant respectivement aux valeurs 1.15, 1.7, et 2.25 du paramètre X. [10]

10. Le centre du bâtiment a les coordonnées (3.795 m, 0.222 m) dans le repère (x, y).

4.3 Porosité de la barrière ρ

Les barrières n'étant pas toujours parfaitement étanches, elles peuvent présenter une porosité plus ou moins importante. C'est le cas, par exemple, des haies ou des arbres qui peuvent servir de protection pour les bâtiments sans pour autant bloquer totalement le flux incident (*cf.* Figure 2.25).



FIGURE 2.25 – Exemples de barrières de protection poreuses [37].

Dans cette étude expérimentale, la porosité de la barrière se définit comme la différence entre 1 et le rapport entre la surface de la barrière sans prendre en considération les espaces entre les obstacles, S_{nonpor}, et la surface totale de la barrière en les prenant en compte, S_{por}.

Celle-ci s'écrit sous la forme :

$$\rho = 1 - \frac{S_{nonpor}}{S_{por}} = 1 - \frac{n_{obstacle} \cdot 16.2}{n_{obstacle} \cdot 16.2 + (n_{obstacles} - 1) \cdot t} \tag{2.12}$$

où t ([cm]) est l'espace entre les obstacles de largeur 16.2 cm et $n_{obstacles}$ est le nombre d'obstacles.

Par exemple, dans le cas où six obstacles sont espacés d'une distance $t = 6.48$ cm l'un de l'autre pour une longueur totale de barrière $L = 129.6$ cm, la porosité ρ sera égale à 0.25.

Cette définition peut être illustrée à la Figure 2.26 suivante :

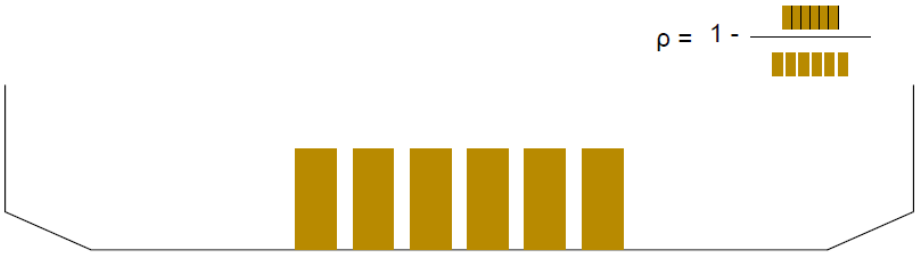


FIGURE 2.26 – Paramètre ρ : porosité de la barrière.

4.4 Longueur relative de la barrière L^*

La longueur relative de la barrière est un paramètre décrivant le rapport entre sa longueur totale L, en considérant les pores entre les obstacles, et la largeur du canal B = 3.6 m diminuée de la largeur de ses deux rebords valant 0.34 m chacun. Dans la réalité, ce paramètre peut être vu comme le rapport entre la longueur de la barrière et la largeur occupée par l'écoulement.

Ceci se traduit par :

$$L^* = \frac{L}{B} \tag{2.13}$$

La Figure 2.27 montre un exemple pour une barrière d'une longueur de 1.296 m pour une longueur relative de 0.444.

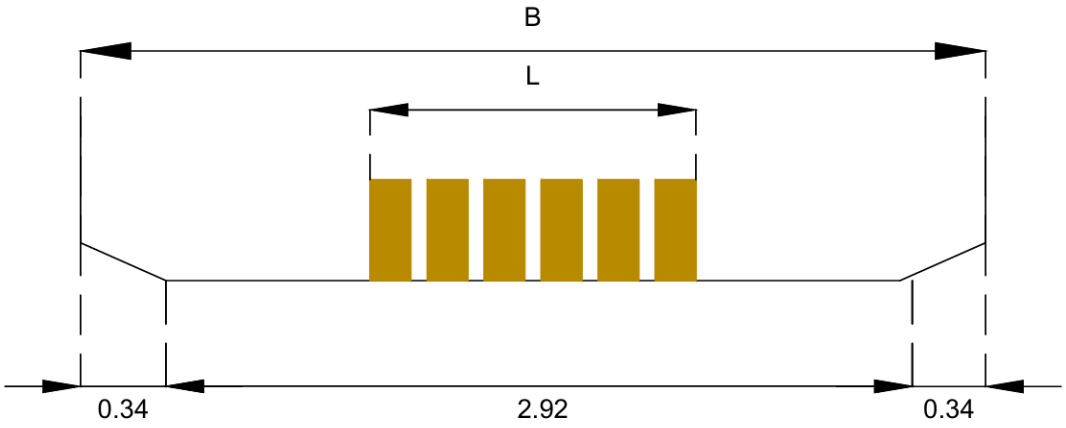


FIGURE 2.27 – Paramètre L^* : longueur relative de la barrière.

5 Analyse des essais

Dans le cas présent, seuls les régimes permanents repris à la Table 2.10 vont être analysés. Ceux-ci serviront de base pour de futures comparaisons et études des potentiels chercheurs qui se lanceront dans les analyses des régimes transitoires correspondant aux mêmes configurations d'essais (voir Table 3.2.4).

La première étape de cette analyse consistait à évaluer les valeurs de la force s'appliquant au droit de la face avant du bâtiment (*cf.* Figure 2.11) pour chacun des essais permanents. En effet, selon *Aureli et al.* [23], la force agissant perpendiculairement au mur le plus exposé (dans ce cas, le mur de la face avant) est généralement la quantité la plus pertinente pour les applications pratiques.

En second lieu, une analyse statistique a été réalisée via l'outil JMP[33] afin d'identifier de manière visuelle et mathématique l'influence de chacun des paramètres de la Section 4.

Régime	**# Essai**	**# Mesure**	**Q ou Δh_0**	**X**	**L***	ρ
Permanent	1	2	100	1.7	0.444	0.25
Permanent	1	4	100	1.7	0.444	0.25
Permanent	1	22	100	1.7	0.444	0.25
Permanent	2	6	100	1.15	0.222	0.5
Permanent	2	8	100	1.15	0.222	0.5
Permanent	2	24	100	1.15	0.222	0.5
Permanent	3	10	185	2.25	0.444	0.25
Permanent	3	12	185	2.25	0.444	0.25
Permanent	3	26	185	2.25	0.444	0.25
Permanent	4	14	15	1.7	0.666	0.5
Permanent	4	16	15	1.7	0.666	0.5
Permanent	4	28	15	1.7	0.666	0.5

Régime	**# Essai**	**# Mesure**	**Q ou Δh_0**	**X**	**L***	ρ
Permanent	5	18	15	2.25	0.222	0
Permanent	5	20	15	2.25	0.222	0
Permanent	5	30	15	2.25	0.222	0
Permanent	6	42	100	1.7	0.444	0
Permanent	6	44	100	1.7	0.444	0
Permanent	6	32	100	1.7	0.444	0
Permanent	7	46	185	1.7	0.222	0.5
Permanent	7	48	185	1.7	0.222	0.5
Permanent	7	34	185	1.7	0.222	0.5
Permanent	8	50	15	2.25	0.444	0.5
Permanent	8	52	15	2.25	0.444	0.5
Permanent	8	36	15	2.25	0.444	0.5
Permanent	9	54	15	1.15	0.222	0.25
Permanent	9	56	15	1.15	0.222	0.25
Permanent	9	38	15	1.15	0.222	0.25
Permanent	10	58	100	1.15	0.666	0.5
Permanent	10	60	100	1.15	0.666	0.5
Permanent	10	40	100	1.15	0.666	0.5
Permanent	11	62	15	1.7	0.666	0
Permanent	11	76	15	1.7	0.666	0
Permanent	12	90	15	1.7	0.666	0
Permanent	12	64	185	2.25	0.666	0.5
Permanent	12	78	185	2.25	0.666	0.5
Permanent	12	92	185	2.25	0.666	0.5
Permanent	13	66	185	1.15	0.666	0
Permanent	13	80	185	1.15	0.666	0
Permanent	13	94	185	1.15	0.666	0
Permanent	14	68	100	1.7	0.444	0.25
Permanent	14	82	100	1.7	0.444	0.25
Permanent	14	96	100	1.7	0.444	0.25

Régime	**# Essai**	**# Mesure**	**Q ou Δh_0**	**X**	**L***	ρ
Permanent	15	70	100	2.25	0.222	0.25
Permanent	15	84	100	2.25	0.222	0.25
Permanent	15	98	100	2.25	0.222	0.25
Permanent	16	72	15	1.15	0.444	0.5
Permanent	16	86	15	1.15	0.444	0.5
Permanent	16	100	15	1.15	0.444	0.5
Permanent	29	74	100	1.7	0.444	0.25
Permanent	29	88	100	1.7	0.444	0.25
Permanent	29	102	100	1.7	0.444	0.25
Permanent	17	104	185	1.15	0.444	0.5
Permanent	17	118	185	1.15	0.444	0.5
Permanent	17	132	185	1.15	0.444	0.5
Permanent	18	106	100	1.7	0.444	0.25
Permanent	18	120	100	1.7	0.444	0.25
Permanent	18	134	100	1.7	0.444	0.25
Permanent	19	108	15	1.15	0.666	0.25
Permanent	19	122	15	1.15	0.666	0.25
Permanent	19	136	15	1.15	0.666	0.25
Permanent	20	110	300	2.25	0.666	0
Permanent	20	124	300	2.25	0.666	0
Permanent	20	138	300	2.25	0.666	0
Permanent	21	112	300	1.7	0.444	0.25
Permanent	21	126	300	1.7	0.444	0.25
Permanent	21	140	300	1.7	0.444	0.25
Permanent	22	114	200	1.15	0.444	0
Permanent	22	128	200	1.15	0.444	0
Permanent	22	142	200	1.15	0.444	0
Permanent	30	116	142.5	2.25	0.499	0
Permanent	30	130	142.5	2.25	0.499	0
Permanent	30	144	142.5	2.25	0.499	0

Régime	**# Essai**	**# Mesure**	**Q ou Δh_0**	**X**	**L***	ρ
Permanent	23	146	100	1.7	0.444	0.25
Permanent	23	160	100	1.7	0.444	0.25
Permanent	23	174	100	1.7	0.444	0.25
Permanent	24	148	15	1.15	0.444	0
Permanent	24	162	15	1.15	0.444	0
Permanent	24	176	15	1.15	0.444	0
Permanent	25	150	185	1.7	0.666	0.25
Permanent	25	164	185	1.7	0.666	0.25
Permanent	25	178	185	1.7	0.666	0.25
Permanent	26	152	100	2.25	0.222	0.5
Permanent	26	166	100	2.25	0.222	0.5
Permanent	26	180	100	2.25	0.222	0.5
Permanent	27	154	15	2.25	0.666	0.25
Permanent	27	168	15	2.25	0.666	0.25
Permanent	27	182	15	2.25	0.666	0.25
Permanent	28	156	185	2.25	0.222	0
Permanent	28	170	185	2.25	0.222	0
Permanent	28	184	185	2.25	0.222	0
Permanent	31	158	185	1.9	0.444	0.375
Permanent	31	172	185	1.9	0.444	0.375
Permanent	31	186	185	1.9	0.444	0.375

TABLE 2.10 – Essais analysés.

5.1 Évaluation de la force de l'écoulement s'exerçant sur la face avant du bâtiment

Dans le but d'évaluer la force s'appliquant sur la face avant du bâtiment, il a été nécessaire d'utiliser les hauteurs issues des techniques d'imagerie ainsi que les pressions mesurées lors des essais permanents.

Pour ce faire, une méthode d'intégration, similaire à celle employée par *Lisa Adyns et Delphine Adrians* [34], a été utilisée. Celle-ci calcule la force ainsi que son point d'application basé sur une distribution de pression trapézoïdale ou triangulaire. [11]

Méthode d'intégration

Tout d'abord, un total de trois tranches (I, II, III) sont considérées et séparées par une distance respective de 250, 300 et 250 mm (voir Figure 2.28). Ces zones sont définies par une hauteur d'eau moyenne au droit des pipettes qu'elles contiennent. Autrement dit, étant donné que ces hauteurs d'eau ne sont pas égales, pour chacune des zones considérées, il est essentiel de calculer une force dans chacune d'elles.

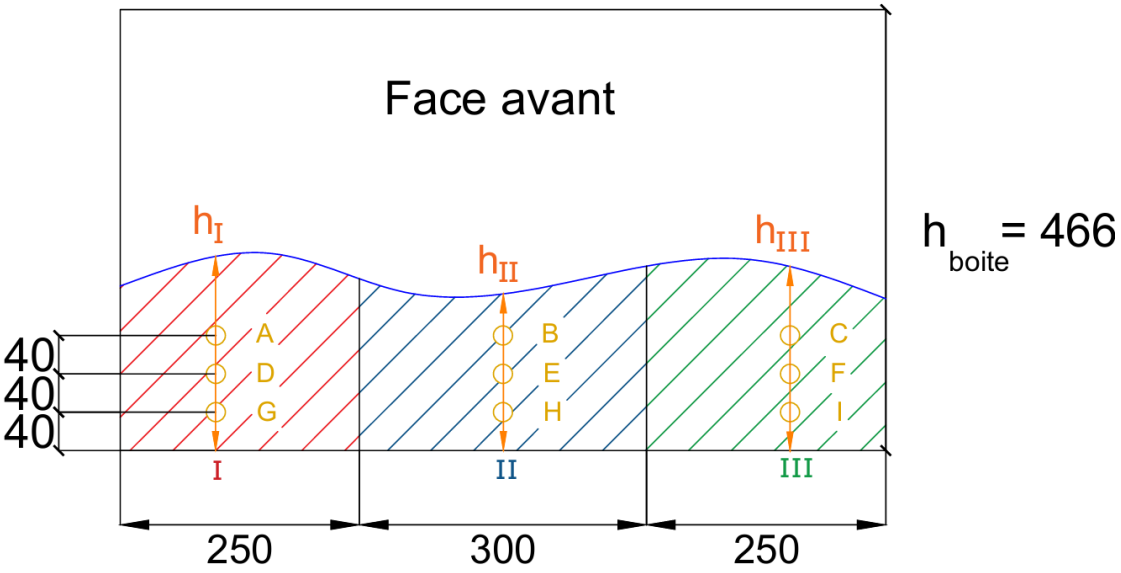


FIGURE 2.28 – Zones d'intégration sur la face avant du bâtiment (dimensions en mm).

11. La méthode s'applique donc dans le contexte des analyses hydrostatiques où les pressions sont appliquées sur une surface verticale.

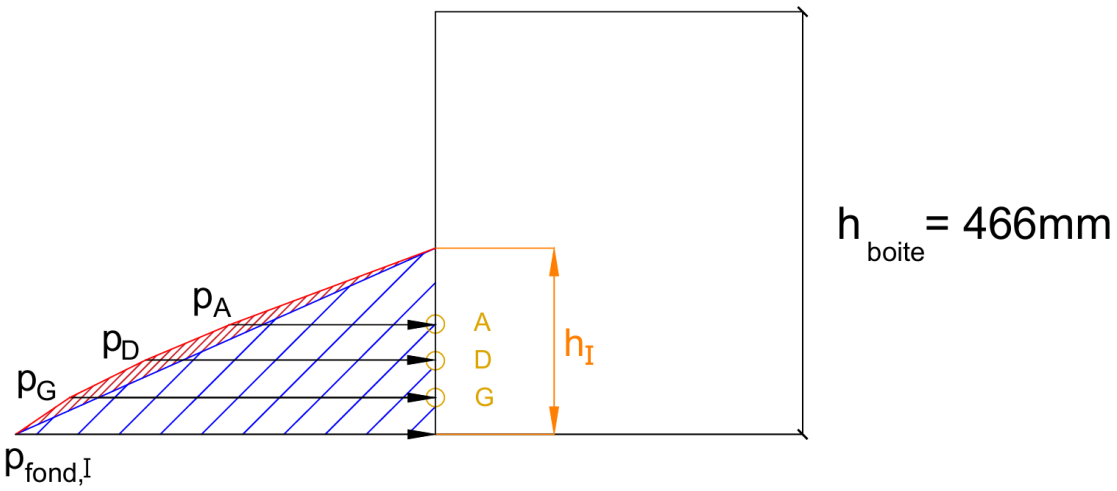


FIGURE 2.29 – Distribution des pressions sur la zone I.

Ensuite, pour chaque zone, une distribution de pression s'apparentant au cas général de la Figure 2.29 est considéré. La hachure de couleur bleue représente la composante hydrostatique de la pression tandis que la partie hachurée de couleur rouge représente sa partie dynamique. La pression au niveau du fond du canal est, par hypothèse, hydrostatique. Sa formule est la suivante [12] :

$$p_{fond} = p_0 = \frac{\gamma \cdot h_{eau}}{10^5} [mbar/mm^2] \tag{2.14}$$

Sur cette même Figure 2.29, les pressions au niveau des pipettes sont celles mesurées expérimentalement pour le cas de la zone I de la face avant. Toutefois, il est important de noter que le même raisonnement peut être fait pour la zone II et III comprenant respectivement les pipettes B, E, H et C, F, I (*cf.* Figure 2.12) situées à 40,80 et 120 mm par rapport au niveau du fond 0.

Finalement, en supposant que la force agissant sur la facette j de longueur L_j s'applique en son milieu, son point d'application y_{F_j} [mm] ainsi que son intensité F_j [N] s'expriment de la manière suivante :

$$F_j = \Bigg[\underbrace{\frac{40}{2}(p_0 + p_{40})}_{\int_0} + \underbrace{\frac{40}{2}(p_{80} + p_{40})}_{\int_{40}} + \underbrace{\frac{40}{2}(p_{120} + p_{80})}_{\int_{80}} + \underbrace{\frac{(h_{\text{eau}} - 120)}{2} \cdot p_{120}}_{\int_{120}} \Bigg] \cdot L_j \cdot 10^{-4} \tag{2.15}$$

12. Étant donné que la hauteur est exprimée en mm et les pressions mesurées en $mbar$, la pression initialement en $Pa/10^3 mm^2$ est divisée par 10^5.

avec $\int_i$ les intégrales triangulaires ou trapézoïdales (voir les distributions de pression décrites en Figure 2.29) en fonction de la hauteur d'eau sur la facette j considérée.

$$\begin{cases} y_{F_j} = \dfrac{L_j \cdot 10^{-4}}{F_j} \cdot \left[\displaystyle\sum_{i=0}^{80} y_g(i+40, i) \cdot \int_i + \left(120 + \frac{1}{3}(h_{\text{eau}} - 120)\right) \cdot \int_{120} \right] \\ y_g(\text{sup}, \text{inf}) = \text{inf} + \left[p_{\text{sup}} \cdot \dfrac{40^2}{2} + \dfrac{|p_{\text{inf}} - p_{\text{sup}}|}{2} \cdot 40 \cdot \left(\dfrac{40}{2} + \dfrac{40}{6} \cdot \text{sgn}(p_{\text{sup}} - p_{\text{inf}}) \right) \right] \end{cases}$$

Pour conclure, la force totale F_{tot} agissant sur une face spécifique du bâtiment se calcule donc comme la somme des forces agissant sur chacune de ses facettes j prises individuellement.

5.2 Analyse statistique

Comme mentionné précédemment, le logiciel *JMP* [33] a permis de déterminer si le modèle statistique utilisé est significatif et s'il est donc possible d'en tirer quelques conclusions quant à l'influence des différents paramètres présentés à la Section 4.

Dans cette sous-section, une première partie est dédiée à la présentation du modèle et des essais expérimentaux issus de la Table 2.10 ayant servi à son analyse. Pour chacun des essais, l'intensité de la force s'exerçant sur la face avant du bâtiment a été calculée selon la méthode 5.1. Pour rappel, cette méthode se sert des hauteurs moyennes évaluées sur chacune des facettes de la face considérée à l'aide des techniques d'imagerie 3.

Ensuite, la seconde partie consiste en l'analyse du rapport de sortie de *JMP* sur base des principes fondamentaux de la statistique. Celle-ci se fondera principalement sur la documentation du logiciel *JMP* [33] et sur le document de *Rasse et al.* [9].

Enfin, les résultats d'analyse serviront de base pour tirer des conclusions sur les configurations idéales des barrières en fonction du débit.

5.2.1 Modèle statistique

Initialement, le plan sur mesure choisi était scindé en cinq blocs, chacun contenant entre cinq et six types d'essais avec des configurations différentes. Celui-ci est présenté dans la Table 2.11 et visait à ajuster un modèle quadratique unique [13].

Malheureusement, pour le bloc $n°2$, les images de la face avant du bâtiment n'ont pas été prises et cela a engendré un manquement au niveau des données de mesure. La force n'ayant pas pu être déduite, le plan a été par la suite modifié en enlevant ce bloc. Toutefois, cette modification n'a généré aucune perte de qualité apparente, comme il le sera démontré ultérieurement. Il a donc été conclu que le plan réduit à quatre blocs permet tout de même d'ajuster le modèle statistique choisi et que les propriétés du plan initial n'ont pas été substantiellement altérées.

Il est important de souligner que ces blocs correspondent chacun à une semaine particulière. Cela permet de répartir uniformément la variabilité existante dans le modèle à travers les quatre cellules et de prendre en compte une possible influence de "l'effet semaine" sur les résultats expérimentaux. En effet, le canal fonctionnant en circuit fermé et en l'absence de données sur le volume d'eau initial présent dans le canal avant chaque essai, il était fort probable que ce volume change d'une semaine à l'autre en raison de l'évaporation de l'eau.

Pour prendre en compte ce phénomène, une première étude a été menée en ajoutant un paramètre 'fixe' [14] supplémentaire nommé "semaine". Ceci était d'autant plus justifié si l'on considère que, potentiellement, les essais étaient de mieux en mieux réalisés avec le temps (en théorie, il ne peut y avoir de phénomène "d'apprentissage" au cours du plan).

Cependant, après constatation, ce paramètre aboutissait en un surajustement et expliquait dès lors la majeure partie de la variabilité présente dans les données du modèle (variabilité résiduelle faible). En statistique, c'est cette même variabilité qui définit la "richesse" des données. Elle se présente comme du bruit s'accrochant aux données et contient toute l'information nécessaire sur les paramètres Q, X, L^*, ρ afin d'en déduire leurs effets respectifs.

13. Lors de la modélisation, le logiciel JMP a transformé les variables en variables centrées réduites. Comparé au modèle simple, le modèle centré réduit permet d'éviter les effets de colinéarité et assure une meilleure stabilité.

14. Placer un paramètre en tant que fixe et non aléatoire permet de faire des tests de défaut d'ajustement ('lack of fit') et de déterminer s'il y a bien une différence d'un bloc à l'autre.

$n°$ de l'essai	Q (l/s)	X (m)	L* (/)	ρ (/)	Force face avant [N]
BLOC 1					
1	100	1.7	0.444	0.25	54.37
2	100	1.15	0.222	0.5	60.43
3	185	2.25	0.444	0.25	53.13
4	15	1.7	0.666	0.5	74.44
5	15	2.25	0.222	0	87.25
BLOC 2					
6	100	1.7	0.444	0	/
7	185	1.7	0.222	0.5	/
8	15	2.25	0.444	0.5	/
9	15	1.15	0.222	0.25	/
10	100	1.15	0.666	0.5	/
BLOC 3					
11	15	1.7	0.666	0	70.90
12	185	2.25	0.666	0.5	93.67
13	185	1.15	0.666	0	71.85
14	100	1.7	0.444	0.25	51.85
15	100	2.25	0.222	0.25	51.44
16	15	1.15	0.444	0.5	71.69
BLOC 4					
17	185	1.15	0.444	0.5	90.33
18	100	1.7	0.444	0.25	56.86
19	15	1.15	0.666	0.25	78.45
20	100	2.25	0.666	0	35.42
21	100	1.7	0.444	0.25	57.03
22	15	1.15	0.444	0	78.08
BLOC 5					
23	100	1.7	0.444	0.25	65.76
24	15	1.15	0.444	0	84.77
25	185	1.7	0.666	0.25	61.13
26	100	2.25	0.222	0.5	69.50
27	15	2.25	0.666	0.25	85.47
28	185	2.25	0.222	0	22.52

TABLE 2.11 – Données utilisées pour l'analyse statistique JMP.

L'analyse retenue finalement a donc été effectuée sans le paramètre "semaine". Pour celle-ci, les essais $n°13$ et $n°23$ ont été exclus pour deux raisons distinctes.

Le premier a été écarté car le phénomène expliqué par le modèle ne correspond pas à celui qui régit l'essai $n°13$. En effet, celui-ci détient la $'pire'$ configuration de barrière dans le domaine expérimental considéré, ce qui laisse croire en une situation exceptionnelle qui sort du cadre du modèle. Dans cette configuration, la barrière est positionnée en $X = 1.15m$ (position la plus proche de l'élargissement) et présente la plus grande longueur avec une porosité nulle.

En raison de ces caractéristiques, l'écoulement est fortement contraint à travers un passage étroit, entraînant une déviation significative sur les côtés droit et gauche de la barrière. Cela se traduit par une vitesse accrue et des effets de bords qui ne peuvent plus être négligés comparativement aux autres configurations d'essai.

Une fois la barrière franchie, l'écoulement accéléré va heurter le bâtiment, former un nombre important de ressauts devant celui-ci et y induire des forces plus importantes au niveau de sa face avant comparées à celles prédites par le modèle statistique (qui n'est dès lors pas représentatif pour cette configuration). La différence d'estimation s'élève d'ailleurs à plus de 27.3N, soit plus du tiers de la force mesurée.

Au vu des Figures 2.30, 2.31, 2.32, ces forces élevées résultent d'une pression plus importante localement au niveau de la facette I (convention voir Figure 2.28). La vitesse se voit localement augmentée (à droite et à gauche de la barrière) et des ressauts à l'avant du bâtiment élèvent localement le niveau de l'eau juste au-dessus des pipettes de la facette I (une valeur moyenne de plus de 18 cm a été mesurée).



FIGURE 2.30 – Déviations importantes de l'écoulement.

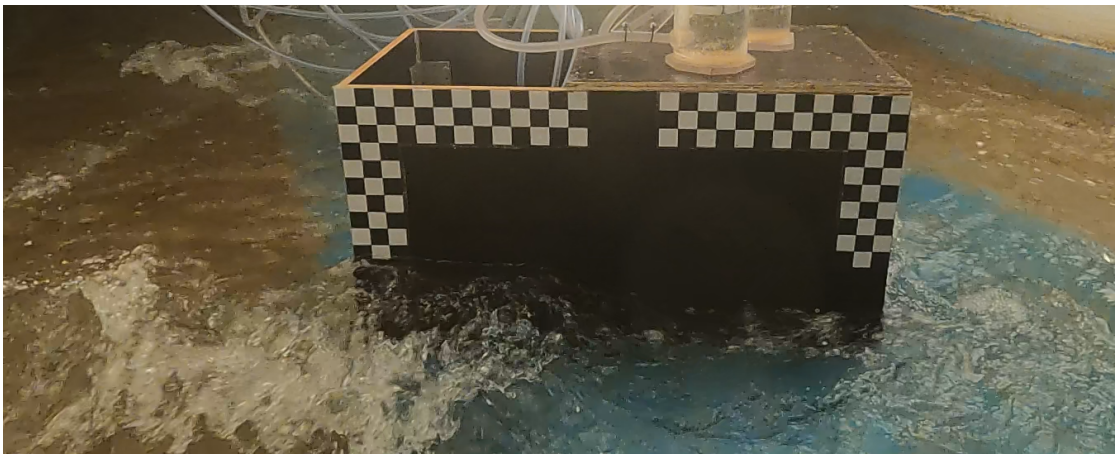


FIGURE 2.31 – Augmentation locale de la hauteur.

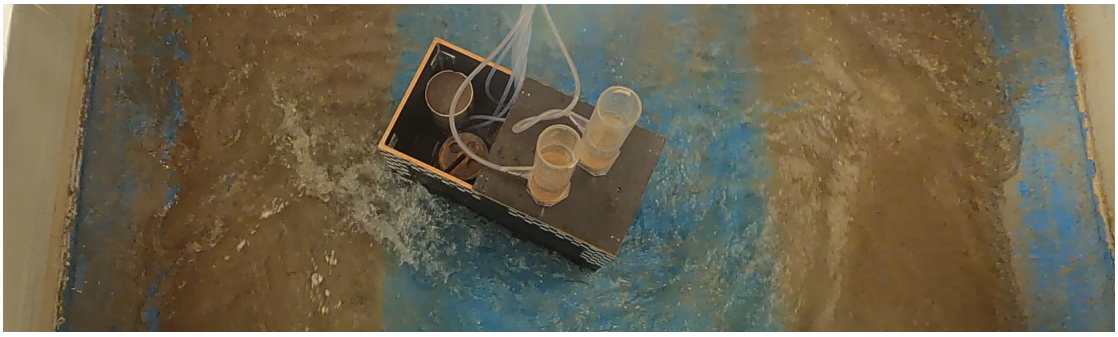


FIGURE 2.32 – Position des ressauts hydrauliques (vue en plan).

Pour le second, étant donné qu'il s'agit d'une configuration similaire aux essais $n°1$, $n°14$, $n°18$, $n°21$, il peut sembler étrange de ne pas avoir de répétabilité qu'avec l'essai $n°23$. En réalité, ceci présente une explication rationnelle qui a été mise en évidence grâce au registre d'expérience. Ce registre a été rempli à la suite de chaque expérience en cas de problème éventuel lors de l'exécution. Pour l'essai $n°18$, la présence de bulles d'air a été signalée dans les tuyaux des sondes de pression différentielle 2.16. Ces bulles augmentent la pression lue par la sonde et se traduit par une augmentation anormale de la force de plus d'une dizaine de Newtons par rapport aux autres essais similaires.

5.2.2 Résultats

Graphiquement

Avant de se lancer dans l'interprétation des résultats, une validation du modèle est fondamentale afin d'estimer sa qualité d'estimation. Pour les 21 essais (les essais $n°13$ et $n°23$ n'étant pas pris en compte) présentés à la Table 2.11, un graphique montrant les forces sur la face avant du bâtiment mesurées en fonction des prédictions réalisées par le modèle est illustré à la Figure 2.33. Les intervalles de confiance (zones de couleur rouge) étant relativement étroits et proches de la droite identité, les estimations données par le modèle reflètent donc bel et bien la réalité. En effet, au plus les intervalles de confiance [15] sont serrés, au plus l'estimation sera précise. Les points sont d'ailleurs répartis autour de la bissectrice montrant la présence de variabilité tout en confirmant globalement une tendance linéaire.

Attention, ceci ne garantit pas que le modèle est significatif car l'étroitesse des intervalles de confiance peut être due à une faible variabilité ou à un nombre de données très important.

Ensuite, il convient de valider la condition d'homogénéité des variances. Celle-ci se base sur la répartition des résidus en fonction des valeurs prédites de la Table 2.12. Elle est sensée représenter un nuage de points homogène présentant une variabilité constante.

Comme le démontre la Figure 2.34, la situation actuelle ne présente aucune structure apparente (forme de cône, forme de banane, présence d'une séparation verticale signifiant l'absence de variables dans le système, ...) rendant le critère d'homogénéité de variances valide.

15. Les intervalles de confiance reflètent la précision du modèle et dépendent du taux de variabilité présente dans les données ainsi que du nombre de données.

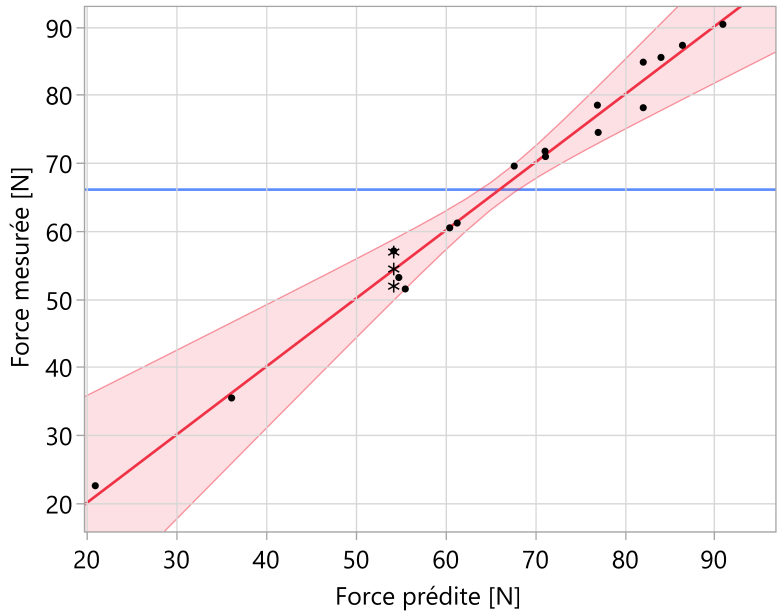


FIGURE 2.33 – Forces mesurées en fonction des forces estimées statistiquement.

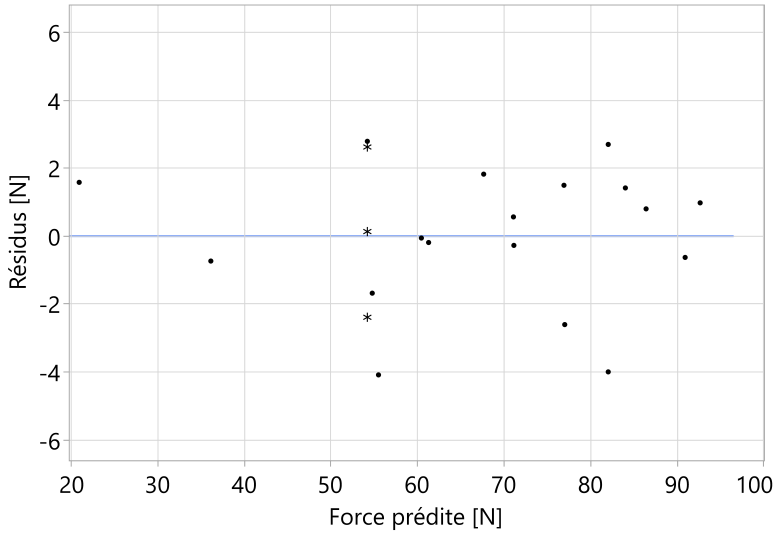


FIGURE 2.34 – Résidus en fonction des valeurs prédites.

Pour finir, la dernière condition d'application du modèle consiste à vérifier la normalité des résidus. Pour cela, il faut se référer au diagramme quantile-quantile de la Figure 2.35 où les intervalles de confiance dans ce type de graphique sont matérialisés par deux branches hyperboliques. Les quantiles de la distribution de résidus sont comparés à ceux d'une distribution normale qui détient la même moyenne et la même variance que les résidus.

Dans le cas présent, aucun problème de normalité n'est à envisager.

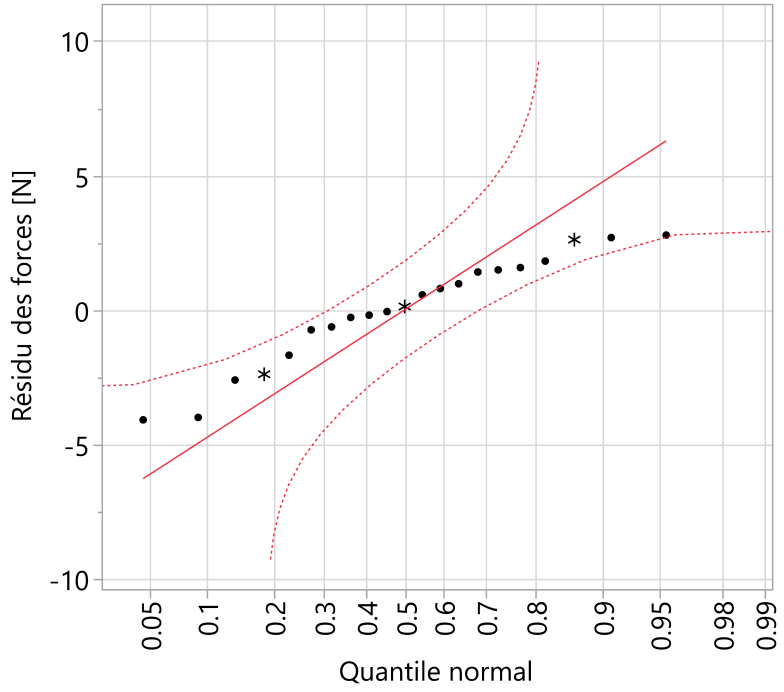


FIGURE 2.35 – Diagramme quantile-quantile.

n° de l'essai	Q (l/s)	X (m)	L* (/)	ρ (/)	Force face avant [N]	
					Mesurée	Prédite
1	100	1.7	0.444	0.25	54.37	54.25
2	100	1.15	0.222	0.5	60.43	60.50
3	185	2.25	0.444	0.25	53.13	54.82
4	15	1.7	0.666	0.5	74.44	77.06
5	15	2.25	0.222	0	87.25	86.46
11	15	1.7	0.666	0	70.90	71.18
12	185	2.25	0.666	0.5	93.67	92.71
14	100	1.7	0.444	0.25	51.85	54.25
15	100	2.25	0.222	0.25	51.44	55.54
16	15	1.15	0.444	0.5	71.69	71.13
17	185	1.15	0.444	0.5	90.33	90.97
18	100	1.7	0.444	0.25	56.86	54.25
19	15	1.15	0.666	0.25	78.45	76.97
20	100	2.25	0.666	0	35.42	36.17
21	100	1.7	0.444	0.25	57.03	54.25
22	15	1.15	0.444	0	78.08	82.09
24	15	1.15	0.444	0	84.77	82.09
25	185	1.7	0.666	0.25	61.13	61.33
26	100	2.25	0.222	0.5	69.50	67.69
27	15	2.25	0.666	0.25	85.47	84.07
28	185	2.25	0.222	0	22.52	20.96

TABLE 2.12 – Tableau montrant les différences entre les valeurs de forces prédites et mesurées.

Force de l'ajustement

Une fois la répartition des points validée pour le modèle choisi, deux valeurs importantes sont à vérifier :

1. le R^2 exprimant la proportion de variabilité des données qui est expliquée par le modèle.

   Dans le cas présent, $R^2 = 98.77\%$. Cela signifie que plus de 98.77% de l'information est expliquée par le modèle et seulement 1.23% est perdue et non reproductible. Ainsi, le modèle est considéré comme significatif.
2. le R^2 ajusté qui tient compte de la parcimonie et de la taille du modèle. Il va signaler s'il y a un excédent de paramètres qui sont pris en compte ou non dans celui-ci. Si tel est le cas, il le pénalisera. Autrement dit, son utilisation se limite à la comparaison de deux modèles.

   La valeur du $R^2_{ajusté}$ s'élève à 95.9% dans le modèle choisi traduisant une quantité plus que raisonnable de paramètres.

Analyse de la variance

L'analyse de la variance (*ANOVA*) consiste à examiner les différents paramètres du modèle pour déterminer si au moins l'un d'entre eux, différent de zéro, justifie l'utilisation de ce dernier. Cette vérification repose sur le fait que la p-valeur, calculée à partir de la statistique F (le rapport de la variance expliquée par le modèle et la variance résiduelle inexpliquée par le modèle), doit être inférieure à 5%.

Après analyse, une p-valeur inférieure à 0,01 % a été obtenue pour ce test, confirmant ainsi la signification du modèle.

Facteur VIF

Le facteur VIF (facteur d'inflation de la variance) est une mesure utilisée pour détecter la multicolinéarité dans un modèle de régression multiple. Il indique si les variables indépendantes sont corrélées les unes avec les autres, ce qui pourrait affecter la fiabilité des estimations de coefficients, augmenter fortement leur écart-type et influencer la pertinence des variables dans le modèle.

Selon *James et al.*[30], un VIF supérieur à 10 indique une forte multicolinéarité. En revanche, un VIF proche de 1 et inférieur à 5 indique que les paramètres estimés ne sont pas influencées par la corrélation avec d'autres paramètres du modèle, renforçant ainsi la robustesse de ce dernier.

Dans le cas présent, la Table 2.13 démontre bien que tous les coefficients de la formule de prédiction ont un VIF inférieur à 5. Ceci indique qu'aucun problème de corrélation n'est mis en évidence et que le fait d'avoir enlevé le Bloc 2 du plan original n'engendre pas d'instabilité du modèle.

Terme	**Estimation du coefficient**		**Prob. > |t|**	**VIF**
	CR	**NCR**		
Constante	54.25	135.44	<0.0001	/
ρ	12.94	2.58	0.0002	2.39
Q	-9.93	72.56	0.0006	2.04
Q·ρ	14.03	-17.64	0.0016	4.16
Q^2	12.61	0.66	0.0062	3.35
Q·X	-13.77	0.16	0.0384	3.25
X·ρ	10.37	-18.31	0.0756	2.97
L*·ρ	4.03	-54.63	0.0762	2.05
X^2	29.35	0.002	0.0985	2.44
Q·L*	2.97	-0.12	0.1546	1.87
L*	2.31	17.36	0.3058	3.63
X	-3.63	31.91	0.4100	3.00
ρ^2	-1.14	-91.56	0.6275	1.86
X·L*	-1.76	-0.49	0.6998	2.20
L^{*2}	-0.87	-6.16	0.7148	1.92

TABLE 2.13 – Coefficients arrondis au centième près pour chaque terme centré réduit (CR) ou non (NCR) présent dans la formule de prédiction.

Termes significatifs

Maintenant que le modèle a été prouvé comme étant significatif, il serait intéressant de voir quels sont les paramètres qui influencent réellement la valeur de la force sur la face avant du bâtiment. Pour cela, il suffit de :

- Regarder les p-valeurs de chaque terme et ne retenir que ceux dont celles-ci sont inférieures à 5% (couleur rouge).

- Faire une estimation de la taille de l'effet. Celle-ci donne le poids de l'effet en regard de sa précision.

Ceci s'effectuera en comparant les valeurs de la table 2.14.

Terme	**Prob. > F**	**Taille de l'effet η^2**
ρ	0.0002	0.1245
Q	0.0006	0.0903
$Q \cdot \rho$	0.0016	0.0601
Q^2	0.0062	0.0349
$Q \cdot X$	0.0384	0.0143
$X \cdot \rho$	0.0756	0.0094
$L^* \cdot \rho$	0.0762	0.0094
X^2	0.0985	0.0078
$Q \cdot L^*$	0.1546	0.0054
L^*	0.3058	0.0026
X	0.4100	0.0016
ρ^2	0.6275	0.0005
$X \cdot L^*$	0.6998	0.0003
L^{*2}	0.7148	0.0003

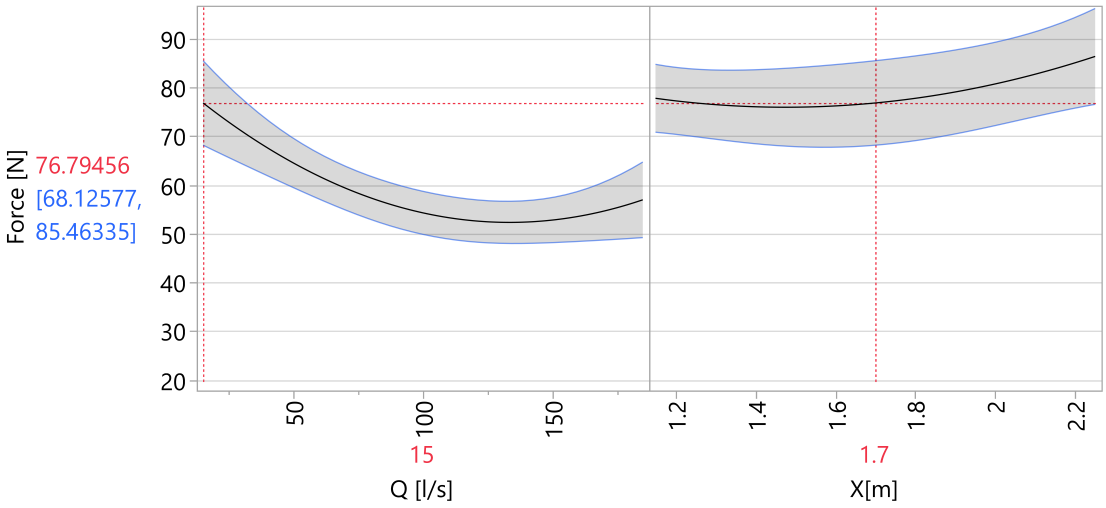
TABLE 2.14 – Tailles des effets et p-valeurs.

Il en résulte que les termes significatifs dans le modèle incluent le débit Q avec une tendance quadratique positive et une tendance linéaire, la porosité ρ avec une tendance linéaire, ainsi que les interactions entre Q et X, et entre Q et ρ.

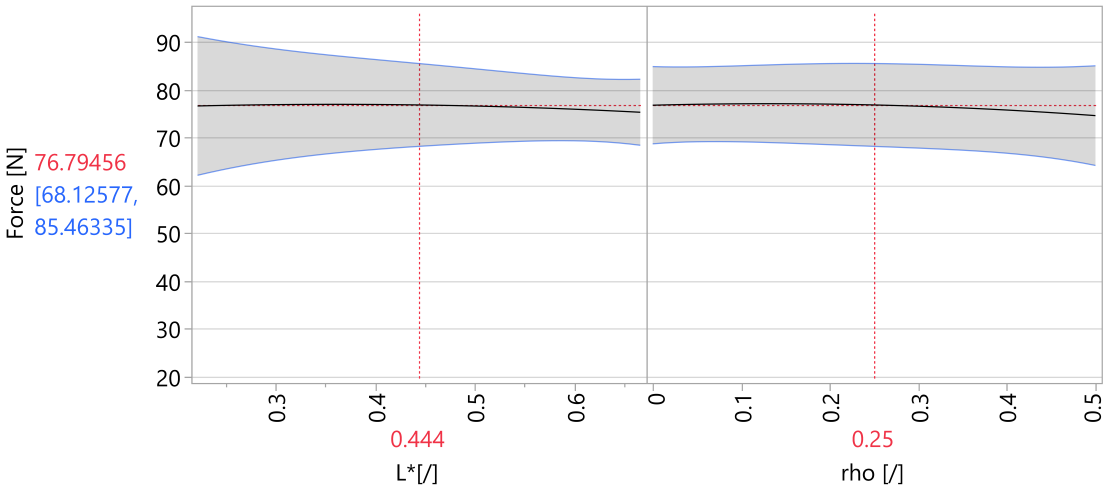
Les effets linéaires et quadratiques du paramètre L^* ne sont pas significatifs.

Tout ceci peut d'ailleurs être illustré graphiquement via les Figures 2.36 et 2.37. L'intervalle de prédiction (95%) sur les valeurs de force est représenté par des courbes de couleur bleue.

Il se trouve que pour des faibles débits, la porosité ρ ainsi que la longueur relative de la barrière L^* n'ont pratiquement aucune influence sur la force. Tandis que pour des débits élevés ou intermédiaires, l'influence de ρ commence à se manifester.

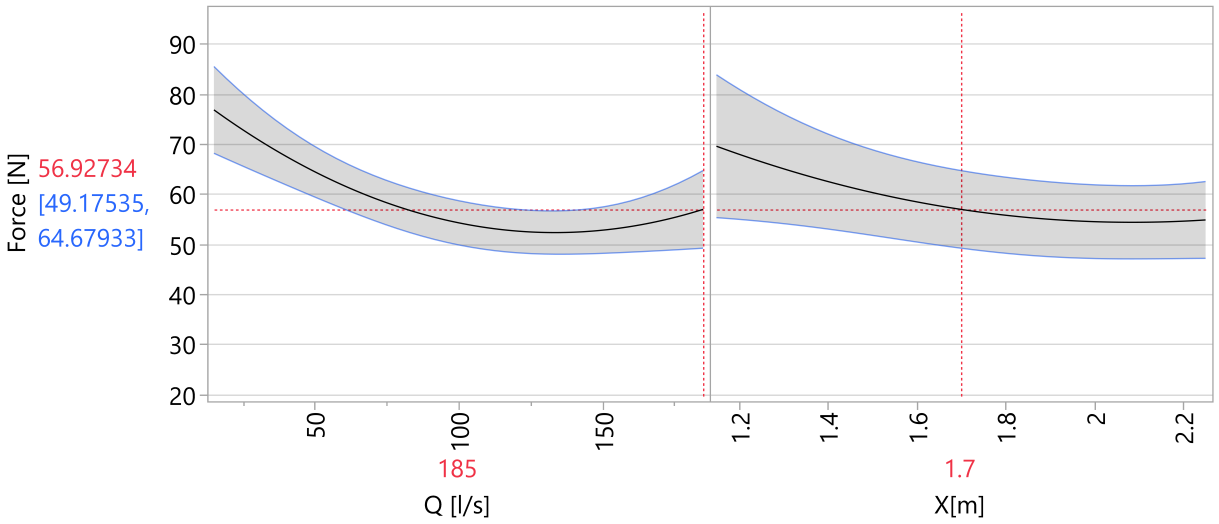


(a)

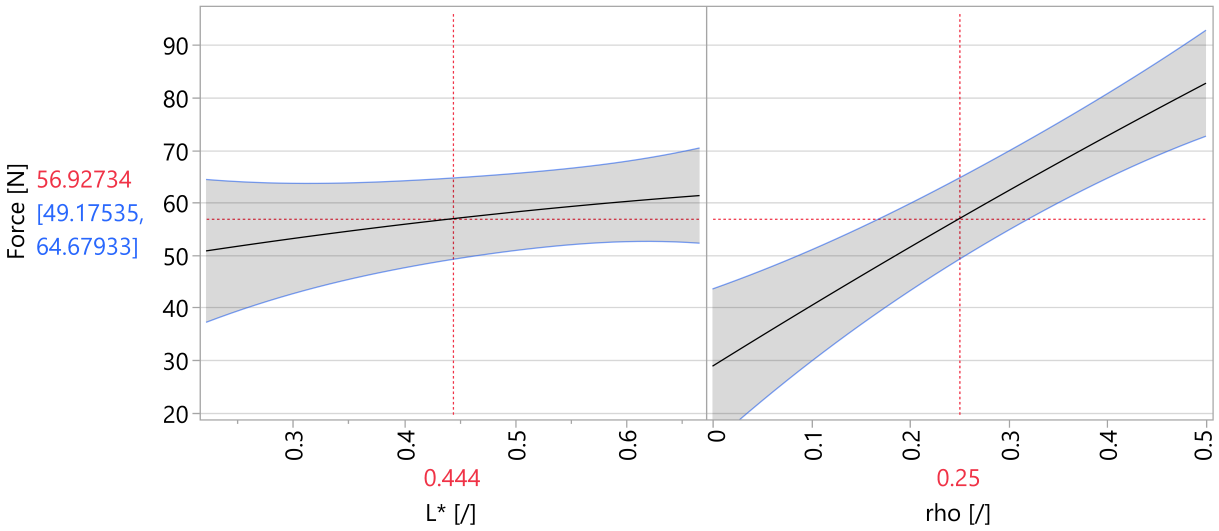


(b)

FIGURE 2.36 – Débit faible.



(a)



(b)

FIGURE 2.37 – Débit élevé.

Formule de prédiction

La formule de prédiction finale de la force en fonction des paramètres de la barrière est la suivante [16] :

$$\begin{aligned} F = 54.25 &- 9.93 \cdot \left(\frac{Q - Q_c}{85}\right) - 3.63 \cdot \left(\frac{X - X_c}{1.3}\right) \\ &+ 2.31 \cdot \left(\frac{L^* - L_c^*}{0.222}\right) + 12.94 \cdot \left(\frac{\rho - \rho_c}{0.25}\right) \\ &+ \left(\frac{Q - Q_c}{85}\right)^2 \cdot 12.61 + \left(\frac{Q - Q_c}{85} \cdot \frac{X - X_c}{1.3}\right) \cdot (-13.77) \\ &+ \left(\frac{X - X_c}{1.3}\right)^2 \cdot 29.35 + \left(\frac{Q - Q_c}{85} \cdot \frac{L^* - L_c^*}{0.222}\right) \cdot 2.97 \\ &+ \left(\frac{X - X_c}{1.3} \cdot \frac{L^* - L_c^*}{0.222}\right) \cdot (-1.76) + \left(\frac{L^* - L_c^*}{0.222}\right)^2 \cdot (-0.87) \\ &+ \left(\frac{Q - Q_c}{85} \cdot \frac{\rho - \rho_c}{0.25}\right) \cdot 14.03 + \left(\frac{X - X_c}{1.3} \cdot \frac{\rho - \rho_c}{0.25}\right) \cdot 10.37 \\ &+ \left(\frac{L^* - L_c^*}{0.222} \cdot \frac{\rho - \rho_c}{0.25}\right) \cdot 4.03 + \left(\frac{\rho - \rho_c}{0.25}\right)^2 \cdot (-1.14) \end{aligned} \tag{2.16}$$

Pour faciliter l'interprétation de cette formule tout en évitant les effets de colinéarité, les variables ont été centrées et réduites par rapport au point central ($Q_c = 100$ l/s, $L_c^* = 0.444$, $X_c = 1.7$ m, $\rho_c = 0.25$). Néanmoins, une forme similaire peut être obtenue dans le cas où les variables ne sont plus centrées et réduites en utilisant cette fois les coefficients NCR de la Table 2.13.

16. Il est essentiel de noter que la formule présentée est valide uniquement dans le domaine où les expériences ont été réalisées ($Q \in [15; 185]$l/s, $\rho \in [0; 0.5]$, $L^* \in [0.222; 0.666]$, $X \in [1.15; 2.25]$m).

Afin de simplifier son expression, sans compromettre l'adéquation du modèle aux données disponibles, la méthode utilisée consistait à réitérer l'analyse JMP en retirant progressivement les effets non significatifs. À la suite de cette démarche, seuls les termes de la Table 2.15 ont été conservés. Le coefficient de détermination R^2 a été réduit à 0.944, tandis que le R^2 ajusté est de 0.93. Le facteur VIF reste inférieur à cinq pour chaque terme significatif, ce qui confirme qu'aucune perte de qualité significative du plan d'expérience préalablement établi n'est à envisager.

Terme	**Estimation du coefficient**		**Prob. > |t|**	**VIF**
	CR	**NCR**		
Constante	52.70	92.37	<0.0001	/
Q	-10.33	-0.76	<0.0001	1.08
ρ	15.28	-27.15	<0.0001	1.17
Q^2	14.98	0.002	<0.0001	1.054
$Q \cdot \rho$	18.76	0.88	<0.0001	1.12

TABLE 2.15 – Coefficients arrondis au centième près pour chaque terme centré réduit (CR) ou non (NCR) présent dans la formule de prédiction simplifiée.

Les coefficients de la formule générale 2.16 ont évidemment changé et la formule de prédiction peut maintenant se réduire à l'expression simplifiée 2.17. Cette dernière ne dépend que de deux paramètres, Q et ρ, ce qui la rend efficace pour un calcul de prédimensionnement.

Si, par inadvertance, une personne utilise la formule générale en fixant les coefficients des termes non significatifs à zéro tout en maintenant ceux de la Table 2.13 pour les termes significatifs, cela entraînerait une augmentation non-négligeable du facteur VIF et ajouterait ainsi des problèmes de colinéarité.

$$F_{simplifiée} = 52.70 - 10.33\left(\frac{Q-Q_c}{85}\right) + 15.28\left(\frac{\rho-\rho_c}{\rho_c}\right) + 14.98\left(\frac{Q-Q_c}{85}\right)^2 + 18.76\left(\frac{\rho-\rho_c}{0.25}\right)\left(\frac{Q-Q_c}{85}\right) \tag{2.17}$$

Plus courte que la formule de prédiction générale, la formule simplifiée 2.17 permet toutefois de faire des estimations précises des forces agissant sur la face avant du bâtiment avec un certain niveau de confiance (intervalle de prédiction de 95%). En effet, le modèle a été vérifié pour trois configurations supplémentaires et a donné des résultats probants tel que le décrit la Table 2.16.

Numéro de l'essai	**29**	**30**	**31**
Q [l/s]	100	142.5	185
X [m]	1.7	2.25	1.9
L* [/]	0.444	0.499	0.444
$\boldsymbol{\rho}$ **[/]**	0.25	0	0.375
Force mesurée [N]	52.376	24.482	67.184
Force préd.(FG) [N]	54.250	27.462	68.932
Force inf. (95%) [N]	44.137	14.397	56.655
Force sup. (95%) [N]	64.364	40.528	81.209
Force préd.(FS) [N]	52.703	26.62	74.37
Force inf. (95%) [N]	41.805	14.825	62.998
Force sup. (95%) [N]	63.601	38.42	85.738

TABLE 2.16 – Estimations des forces via la formule de prédiction générale (FG) 2.16 et la formule de prédiction simplifiée (FS) 2.17.

Finalement, une dernière application de la formule de prédiction 2.16 serait dans la recherche des configurations idéales de barrières en fonction du débit de l'écoulement.

La Table 2.17 démontre que :

- Plus l'écoulement est lent (faible débit proche de 15 l/s), plus la porosité de la barrière doit être importante.

- Plus le débit est élevé et non négligeable, plus la barrière doit être étanche et plus elle doit être proche du bâtiment à protéger.

Q [l/s]	**X [m]**	**L* [/]**	**ρ [/]**	**Force [N]**
15	1.21	0.222	0.5	66.09
30	1.24	0.222	0.5	63.12
40	1.83	0.666	0	58.37
50	1.87	0.666	0	53.79
100	2.05	0.666	0	35.46
185	2.25	0.666	0	21.95

TABLE 2.17 – Configurations idéales de barrière pour un débit Q particulier.

Note importante

Les formules de prédiction décrites ci-dessus ne sont valables que pour des situations réelles dont les conditions s'apparentent à celles du canal d'expérimentation. Un exemple d'application serait une rue traversée par un écoulement, contrainte par des bâtiments adjacents sur ses extrémités latérales, et aboutissant à un bâtiment subissant les forces induites par cet écoulement (*cf.* Figure 2.38). De plus, le rapport de blocage (rapport entre la largeur projetée du bâtiment et la largeur de l'écoulement) doit être similaire au rapport de blocage $\frac{0.8 \cdot sin(64°) + 0.4\cos(64°)}{3.6} = 0.248$ expérimental.

Les obstacles à l'écoulement peuvent être représentés par des voitures parquées le long du trottoir du bâtiment, des arbres, des poubelles ou encore des vases décoratifs.



FIGURE 2.38 – Cas réel similaire au cas expérimental[35].

Chapitre 3

Étude numérique

Ce chapitre présente les analyses de simulations numériques réalisées à l'aide de l'outil *Watlab* [49]. Pour rappel, ces analyses ont été réalisées exclusivement pour les écoulements en régime permanent.

Sa structure est la suivante :

Tout d'abord, une explication du logiciel numérique *Watlab* utilisé sera apportée afin de comprendre les concepts généraux employés dans ce chapitre.

Ensuite, la comparaison entre les hauteurs d'eau obtenues numériquement avec différentes conditions aval et les mesures expérimentales enregistrées par les capteurs de distance (*cf.* Figure 2.2) sera présentée. Cette comparaison sera effectuée en utilisant la configuration sans bâtiment ni barrière, avec pour objectif principal de déterminer la condition en aval la plus représentative. En effet, comme il sera démontré, le nombre de Froude reste globalement inférieur à 1, ce qui indique que les écoulements permanents analysés sont subcritiques et permettent à une intumescence infinitésimale d'influencer aussi bien l'amont que l'aval du canal.

Une fois cette condition aval déterminée, une validation du modèle numérique sera faite pour une configuration particulière de barrière et d'écoulement. Cette dernière partie permettra de mettre en évidence les différences notables entre les niveaux des hauteurs mesurées expérimentalement et celles déterminées numériquement. Elle mettra également en lumière les écarts entre les valeurs de forces obtenues selon une certaine formule de la littérature applicable pour le cas avec barrière et les valeurs de forces obtenues selon la méthode d'intégration présentée en Section 5.1. Le chapitre se conclura par la détermination de deux caractéristiques supplémentaires de l'écoulement à savoir le nombre de Froude et l'énergie spécifique, telles qu'identifiées par *Toriyama et al.* [15].

1 Outil numérique : Watlab

Watlab est un programme implémenté en langage $C++$ par l'équipe de recherche hydraulique de l'Ecole Polytechnique de Louvain (EPL). Son noyau $C++$ repose sur le programme *Hydroflow* implémenté par *Sandra Soares Frazão* [40] dans le cadre de sa thèse de doctorat. Ce programme fut d'ailleurs utilisé lors du précédent mémoire (*Lisa Adyns et Delphine Adrians* [34]) pour des simulations en régime transitoire de type rupture de barrage.

Dans le cadre de ce travail de fin d'études, le logiciel *Watlab* a permis de résoudre les équations en eau peu profonde, appelées plus communément les équations de Saint-Venant, à l'aide d'une méthode de volumes finis. Il a permis de modéliser le canal expérimental décrit à la Figure 2.2 à l'aide d'un maillage non structuré constitué de triangles et de simuler un écoulement en régime permanent à deux dimensions. Les résultats de la simulation incluent des données sur les hauteurs d'eau et les vitesses de l'écoulement.

Afin de correctement appréhender les résultats du modèle numérique utilisé, il est essentiel de connaître les lois et les hypothèses qui gouvernent le comportement de l'écoulement simulé. Pour ce faire, les sections suivantes s'inspireront grandement des travaux de *Sandra Soares Frazão*, notamment sa thèse de doctorat [40], son travail avec *Yves Zech* [45], ainsi que ses cours d'hydraulique fluviale [43] et sur les volumes finis [44].

1.1 Équations de Saint-Venant 2D

Cette section étend les équations de Saint-Venant unidimensionnelles développées en Annexe B au cas bidimensionnel. On y compte deux types d'équations : l'équation de conservation de la masse et l'équation de conservation de la quantité de mouvement. L'objectif est de montrer comment les différentes variables caractéristiques de l'écoulement peuvent influencer ce dernier.

Équation de continuité

Selon l'hypothèse d'une masse volumique de l'eau ρ constante, le bilan de masse dans un volume de contrôle $hdxdy$ [1] s'écrit comme suit, en négligeant les infiltrations d'eau et de pluie à travers ses faces supérieure et inférieure :

$$\underbrace{\rho uh\,dy - \left(\rho u + \frac{\partial(\rho u)}{\partial x}\,dx\right) h\,dy + \rho vh\,dx - \left(\rho v + \frac{\partial(\rho v)}{\partial y}\,dy\right) h\,dx}_{(1)} = \underbrace{\rho \frac{\partial h}{\partial t}\,dx\,dy}_{(2)}$$

$$\Leftrightarrow \boxed{\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(uh)}{\partial x} + \frac{\partial(vh)}{\partial y} = 0} \tag{3.1}$$

avec :

- (1) : Le bilan des flux entrants et sortants.
- (2) : La variation de la masse contenue dans le volume de contrôle en fonction du temps.
- $uh = q_x$: le débit par unité de largeur dans la direction x.
- $vh = q_y$: le débit par unité de largeur dans la direction y.
- h la profondeur d'eau.

Pour les valeurs de vitesse, on utilise des valeurs moyennes sur la section. En pratique, cela implique que la vitesse est considérée comme constante le long de la dimension verticale (la profondeur).

Équations de quantité de mouvement

En appliquant la seconde loi de Newton $\vec{F} = \dfrac{D(m\vec{v})}{Dt}$ avec la définition de la dérivée matérielle $\dfrac{D}{Dt}$, les équations de conservation de la quantité de mouvement dans les directions x et y s'écrivent :

$$\begin{cases} \dfrac{\partial(uh)}{\partial t} + \dfrac{\partial}{\partial x}\left(u^2 h + \dfrac{gh^2}{2}\right) + \dfrac{\partial}{\partial y}(uvh) = gh(S_{0,x} - S_{f,x}) \\ \dfrac{\partial(vh)}{\partial t} + \dfrac{\partial}{\partial x}(uvh) + \dfrac{\partial}{\partial y}\left(v^2 h + \dfrac{gh^2}{2}\right) = gh(S_{0,y} - S_{f,y}) \end{cases} \tag{3.2}$$

1. Dans le cas présent, un maillage régulier est considéré avec des cellules de calcul de forme carrée ou rectangulaire de dimensions (dx, dy).

où le flux de quantité de mouvement dans la direction transversale est représenté par $uvh = \frac{q_x q_y}{h}$, les composantes locales de la pente de fond dans les directions x et y s'écrivent $S_{0,x} = -\frac{\partial z_b}{\partial x}$ et $S_{0,y} = -\frac{\partial z_b}{\partial y}$ et les composantes de la pente de la ligne de charge dans les directions x et y s'expriment comme $S_{f,x} = \frac{n^2 V u}{h^{4/3}}$ et $S_{f,y} = \frac{n^2 V v}{h^{4/3}}$ avec n le coefficient de Manning et $V = \sqrt{u^2 + v^2}$ la norme du vecteur vitesse.

Réduit sous forme vectoriel, le système 2D des équations de Saint-Venant s'écrit finalement :

$$\frac{\partial \boldsymbol{U}}{\partial t} + \frac{\partial \boldsymbol{F}(\boldsymbol{U})}{\partial x} + \frac{\partial \boldsymbol{G}(\boldsymbol{U})}{\partial y} = \boldsymbol{S} \tag{3.3}$$

avec $\mathbf{U} = \begin{pmatrix} h \\ uh \\ vh \end{pmatrix}$ le vecteur des variables conservées,

$\mathbf{F}(\mathbf{U}) = \begin{pmatrix} uh \\ u^2 h + gh^2/2 \\ uvh \end{pmatrix}$ et $\mathbf{G}(\mathbf{U}) = \begin{pmatrix} vh \\ uvh \\ v^2 h + gh^2/2 \end{pmatrix}$ les vecteurs des flux dans les directions x et y respectivement

et $\mathbf{S} = \begin{pmatrix} 0 \\ gh(S_{0,x} - S_{f,x}) \\ gh(S_{0,y} - S_{f,y}) \end{pmatrix}$ le vecteur lié aux termes sources.

1.2 Discrétisation par volumes finis

Pour résoudre les équations en eaux peu profondes présentées précédemment, on utilise la méthode des volumes finis. Cette méthode repose sur la division du domaine en cellules de calcul d'indice i dans lesquelles les variables de l'écoulement (la profondeur d'eau représentée par l'aire mouillée A_i et le débit traversant la cellule Q_i) sont constantes.

Dans le cas d'un maillage structuré, il suffit d'intégrer l'équation vectorielle 3.3 sur le volume de contrôle ($\Omega = \Delta x \Delta y \Delta t$) illustré à la Figure 3.1 en utilisant le théorème de la divergence.

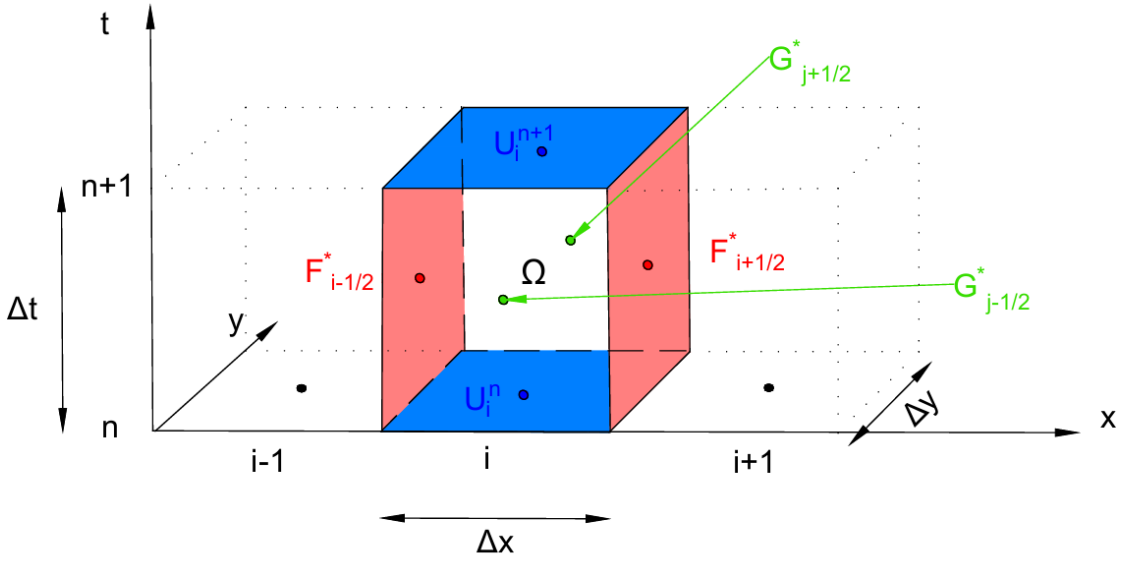


FIGURE 3.1 – Volume de contrôle Ω.

Une fois l'intégration effectuée, l'équation des volumes finis pour un maillage structuré devient :

$$\boxed{\boldsymbol{U}_i^{n+1} = \boldsymbol{U}_i^n - \frac{\Delta t}{\Delta x} \cdot (\boldsymbol{F}^*_{i+\frac{1}{2}} - \boldsymbol{F}^*_{i-\frac{1}{2}}) - \frac{\Delta t}{\Delta y} \cdot (\boldsymbol{G}^*_{i+\frac{1}{2}} - \boldsymbol{G}^*_{i-\frac{1}{2}}) + \overline{\boldsymbol{S}}_{i,j} \cdot \Delta t} \qquad (3.4)$$

où l'exposant '*' indique que les valeurs sont prises à des temps intermédiaires et $\overline{S_{i,j}}$ désigne qu'une valeur moyenne dans le temps a été prise pour le terme source dans la cellule i,j.

Cette équation peut facilement être étendue à un maillage non structuré constitué de cellules triangulaires. C'est d'ailleurs avec ce type de maillage que le logiciel numérique utilisé travaille (voir Figure 3.2). Désormais, chaque cellule a deux (à la frontière) ou trois cellules voisines (à l'intérieur du domaine). Les cellules adjacentes partagent des interfaces communes.

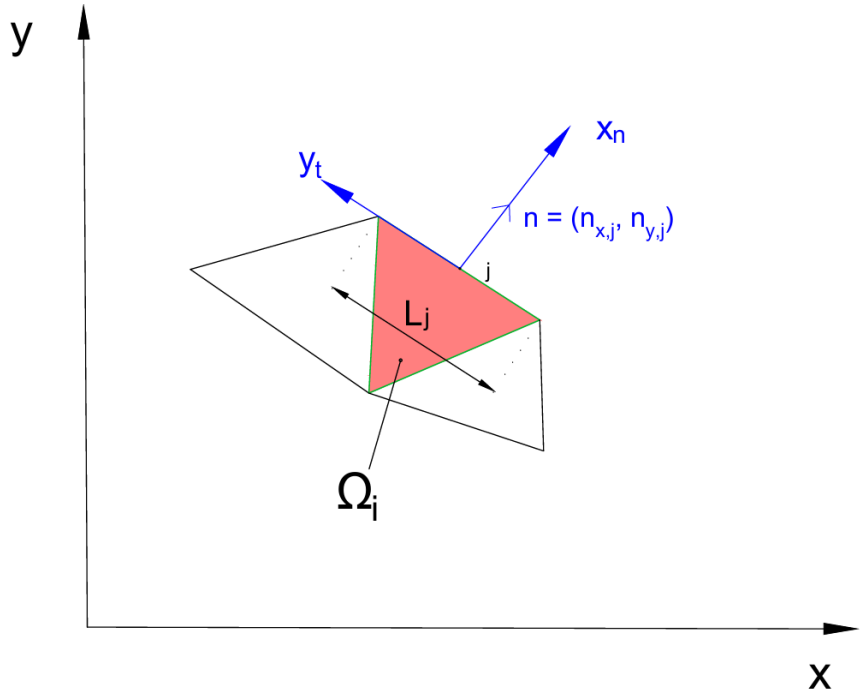


FIGURE 3.2 – Maillage non structuré avec des cellules de forme triangulaire.

Ainsi, dans le cadre des maillages non structurés, l'équation 2D des volumes finis permettant à chaque itération (temps $n+1$) de mettre à jour les variables gouvernantes $\boldsymbol{U}$ de chaque cellule se note :

$$\boldsymbol{U}_i^{n+1} = \boldsymbol{U}_i^n - \frac{\Delta t}{\Omega_i} \sum_{j=1}^{nb} \boldsymbol{T}_j^{-1} \boldsymbol{F}_j^*(\overline{\boldsymbol{U}}_j) L_j + \boldsymbol{S}_i \Delta t \tag{3.5}$$

où i est l'indice spatial, Δt est le pas de temps, Ω_i est l'aire de la cellule i, nb est le nombre de cellules du domaine, $\boldsymbol{T}$ est une matrice de rotation, F_j^* est le flux moyen à l'interface, L_j est la longueur de la j-ième arête.

Pour arriver à cette équation, il suffit de travailler facette par facette en attachant un repère local $(\vec{x_n}, \vec{y_t})$ à chaque interface.

Autrement dit, le problème se résume à résoudre le système local 1D suivant :

$$\begin{cases} \dfrac{\partial \overline{\boldsymbol{U}}}{\partial t} + \dfrac{\partial F(\overline{\boldsymbol{U}})}{\partial x_n} = \overline{\boldsymbol{S}} \\ \overline{\boldsymbol{U}} = \boldsymbol{T}\boldsymbol{U} = \begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & n_x & n_y \\ 0 & -n_y & n_x \end{pmatrix} \begin{pmatrix} h \\ uh \\ vh \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} h \\ u_n h \\ v_t h \end{pmatrix} \\ \boldsymbol{F}(\overline{\boldsymbol{U}}) = \begin{pmatrix} u_n h \\ u_n^2 h + \frac{gh^2}{2} \\ u_n v_t h \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} q_n \\ \sigma_n \\ \mu_{nt} \end{pmatrix} \end{cases} \tag{3.6}$$

Avec u_n la vitesse de l'eau dans la direction normale à la frontière et v_t la vitesse de l'eau dans la direction tangentielle à la frontière.

Au droit de chaque interface, des discontinuités de la surface libre émergent formant ainsi des problèmes de Riemann locaux (on a une valeur à gauche U_L et une valeur à droite U_R constantes, comme le décrit la Figure 3.3). Ces différences de niveau induisent des flux à travers chaque interface. Ces derniers sont calculés par *Watlab* en utilisant le solveur $HLLC$. Comme tout autre solveur, la méthode $HLLC$ vise à remplacer la solution réelle d'un problème de Riemann par une sorte de valeur représentative U^* au droit de l'interface.

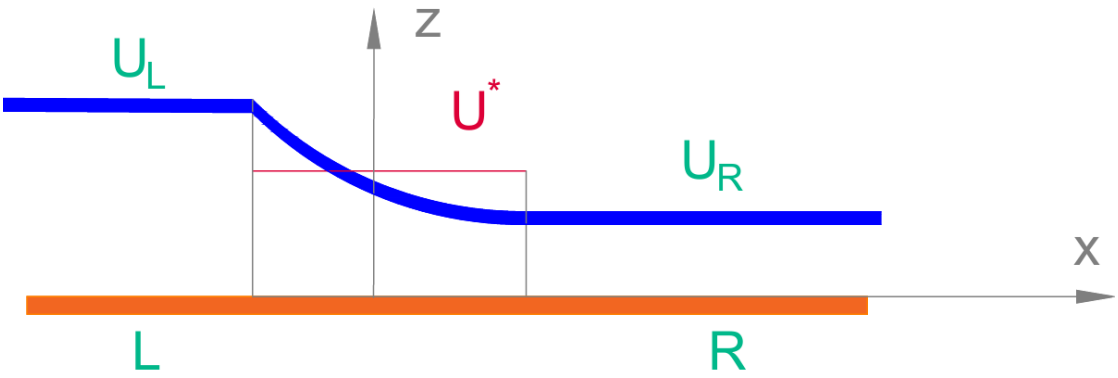


FIGURE 3.3 – Discontinuités aux interfaces.

Selon la documentation *Watlab* [49], cette méthode se sert des caractéristiques du modèle pour déterminer les flux. Plus précisément, elle utilise des estimations de vitesses de propagation d'ondes, basées sur les valeurs propres de la matrice

Jacobienne du modèle $\boldsymbol{A}(\overline{\boldsymbol{U}}) = \dfrac{\partial \boldsymbol{F}(\overline{\boldsymbol{U}})}{\partial \overline{\boldsymbol{U}}}$, comme poids pour équilibrer les flux des cellules de gauche L et de droite R. La matrice Jacobienne $\boldsymbol{A}(\overline{\boldsymbol{U}})$ est définie par l'équation 3.7 en fonction des coordonnées locales à l'interface et ses valeurs propres λ sont reprises dans le système 3.8.

$$\boldsymbol{A}(\overline{\boldsymbol{U}}) = \begin{pmatrix} 0 & 1 & 0 \\ -u_n^2 + c^2 & 2u_n & 0 \\ -u_{vt} & v_t & u_n \end{pmatrix} \tag{3.7}$$

$$\det[\boldsymbol{A} - \lambda \boldsymbol{I}] = 0 \Rightarrow \begin{cases} \lambda_1 = u_n - c \\ \lambda_2 = u_n \\ \lambda_3 = u_n + c \end{cases} \tag{3.8}$$

où $c^2 = gh$ (c étant la célérité de l'onde dans l'eau).

Les estimations des vitesses d'onde sont ainsi exprimées de la manière suivante :

$$\lambda_- = min(\lambda_{1,L}, \lambda_{1,R}) \tag{3.9}$$
$$\lambda_+ = max(\lambda_{3,L}, \lambda_{3,R}) \tag{3.10}$$

On en déduit les flux de masse q_n^* et les flux de quantité de mouvement σ_n^* aux interfaces selon la méthode HLLC :

$$\begin{cases} q_n^* = \dfrac{\lambda^+ q_{n,L} - \lambda^- q_{n,R} + \lambda^+ \lambda^- (z_{w,R} - z_{w,L})}{\lambda^+ - \lambda^-} \\ \sigma_n^* = \dfrac{\lambda^+ \sigma_{n,L} - \lambda^- \sigma_{n,R} + \lambda^+ \lambda^- (q_{n,R} - q_{n,L})}{\lambda^+ - \lambda^-} \end{cases} \tag{3.11}$$

Le flux de quantité de mouvement transversal se calcule quant à lui en fonction du signe de u^* et donc de sa provenance (cellule de droite ou de gauche) :

$$\mu_{nt}^* = \begin{cases} v_{t,L}\ q_n^*, & \text{si } u^* = u_n \geq 0 \\ v_{t,R}\ q_n^*, & \text{si } u^* = u_n < 0 \end{cases} \tag{3.12}$$

Ce flux de quantité de mouvement transversal est associé à la vitesse de propagation de l'onde λ_2 qui porte le nom de discontinuité de contact. Selon *Sandra Soares Frazão et Yves Zech* [45], ne pas la prendre en compte aboutirait à des résultats excessivement diffusifs.

1.3 Conditions aux limites

Jusqu'à présent, le calcul des flux au niveau des interfaces entre deux cellules a été traité, tandis que le calcul des flux aux bords du domaine n'a pas encore été abordé. L'expression des flux aux bords du maillage dépend directement du type de conditions aux limites imposé. Chaque type de conditions aux limites vise à représenter la frontière du domaine d'une manière qui lui est propre.

Cette section se concentre sur deux formes particulières de conditions aux limites : une condition imposant une hauteur d'eau fixe et une condition transmissive en aval.

Condition transmissive à l'aval

Pour cette condition aux limites, deux situations ont été envisagées dans le code de calcul :

1. La première concerne un écoulement supercritique dont le nombre de Froude est supérieur à l'unité au niveau de la cellule de gauche L. Étant donné que, dans ce cas, l'information se propage moins vite que l'écoulement, cette information ne peut provenir que de l'amont.

Les flux au droit de la condition transmissive s'écrivent alors de la manière suivante :

$$\begin{cases} q_n^* = q_{n,L} \\ \sigma_n^* = \sigma_{n,L} \\ \mu_{nt}^* = \mu_{nt,L} \end{cases} \tag{3.13}$$

2. La deuxième traite le cas d'un écoulement subcritique où le nombre de Froude reste inférieur à 1. Dans cette situation, une condition supplémentaire a dû être imposée étant donné que, par définition, la vitesse de l'écoulement est moins importante que la vitesse de propagation de l'information (la condition aval a désormais une influence sur l'écoulement situé en amont). Une manière de gérer cela est d'imposer la hauteur critique h_c à l'interface située en fin de système.

Son expression est la suivante [2] :

$$h_c = \left(\frac{|q_{n,L}|}{\sqrt{g}} \right)^{2/3} \tag{3.14}$$

avec g l'accélération gravitationnelle.

2. Selon *Christophe Ancey* [10], il s'agirait d'une formule valable pour une section rectangulaire dans des conditions de faible pente de fond.

Ainsi, les flux à l'endroit de la condition transmissive deviennent :

$$\begin{cases} q_n^* = q_{n,L} + (u_{n,L} - c_L) \cdot (h_c - h_L) \\ \sigma_n^* = \sigma_{n,L} + (u_{n,L} - c_L)^2 \cdot (h_c - h_L) \\ \mu_{nt}^* = \mu_{nt,L} + v_{t,L} \cdot (q_n^* - q_{n,L}) \end{cases} \tag{3.15}$$

Niveau d'eau imposé

Dans le cas où l'écoulement est subcritique dans la cellule de gauche L (Fr_L <1), deux situations peuvent se présenter.

Soit le nombre de Froude Fr_{imp} correspondant à la hauteur imposée h_{imp} est strictement inférieur à l'unité et les flux sont donnés par le système :

$$\begin{cases} q_n^* = q_{n,L} + c_L(Fr_L - 1) \cdot (h_{imp} - h_L) \\ \sigma_n^* = \sigma_{n,L} + c_L^2(Fr_L - 1)^2 \cdot (h_{imp} - h_L) \\ \mu_{nt}^* = v_{t,L} \cdot q_n^* \quad \text{si } u_L > 0 \\ \qquad = 0 \qquad\quad \text{si } u_L \leq 0 \end{cases} \tag{3.16}$$

Soit Fr_{imp} est supérieur à l'unité et les flux deviennent :

$$\begin{cases} q_n^* = q_{n,L} \\ \sigma_n^* = \sigma_{n,L} + (u_{n,L}^2 - c_L^2) \cdot h_L \cdot c_L \cdot \frac{(1-Fr_L)}{1.5u_{n,L}} \\ \mu_{nt}^* = \mu_{nt,L} + v_{t,L} \cdot (q_n^* - q_{n,L}) \end{cases} \tag{3.17}$$

Lorsque l'écoulement est supercritique dans la cellule de gauche L ($Fr_L \geq 1$), le calcul des flux dépend du nombre de Froude au niveau de l'interface Fr_b. Ce dernier est calculé en fonction du nombre de Froude de la cellule de gauche L selon l'équation 3.18.

$$Fr_b = \begin{cases} Fr_L \cdot \frac{(1+h_L/h_{imp})}{(1+c_{imp}/c_L)} & \text{si } c_{imp} > c_{\text{seuil}} \\ 0 & \text{sinon} \end{cases} \tag{3.18}$$

avec c_{seuil} une valeur arbitraire fixée afin de traiter le cas où la célérité c_{imp} serait négligeable. La valeur imposée dans le code de calcul est de 10^{-4}.

Si $|Fr_b|$ est inférieur à l'unité, les flux de masse et de quantité de mouvement s'évaluent comme suit :

$$\begin{cases} q_n^* = q_{n,L} + c_L \cdot (Fr_b - 1) \cdot (h_{imp} - h_L) \\ \sigma_n^* = \sigma_{n,L} + c_L^2 \cdot (Fr_b - 1)^2 \cdot (h_{imp} - h_L) \\ \mu_{nt}^* = \mu_{nt,L} + v_{t,L} \cdot (q_n^* - q_{n,L}) \end{cases} \tag{3.19}$$

Dans le cas contraire, aucune influence de h_{imp} ne se fait sentir et les flux au niveau de l'interface dépendront exclusivement de la cellule placée à sa gauche L :

$$\begin{cases} q_n^* = q_{n,L} \\ \sigma_n^* = \sigma_{n,L} \\ \mu_{nt}^* = \mu_{nt,L} \end{cases} \tag{3.20}$$

2 Étude de la condition aval

Comme mentionné précédemment, l'influence de la condition aval joue un rôle déterminant sur les résultats numériques obtenus. Dans ce contexte, deux conditions aval ont été testées numériquement : une condition transmissive et une hauteur d'eau imposée. Afin d'évaluer l'impact de ces conditions, des essais additionnels sans la présence de bâtiment ni de barrière ont été réalisés expérimentalement pour chaque débit du domaine expérimental ($Q = 15$ l/s, 100 l/s et 185 l/s). L'objectif de ces essais était de déterminer laquelle des conditions aval testées dans le modèle numérique était idéale en comparant les hauteurs d'eau obtenues numériquement aux mesures expérimentales.

Toutefois, un certain nombre de difficultés ont été rencontrées lors de ces comparaisons mettant en lumière certaines incertitudes quant au choix de la condition aval optimale :

1. L'absence de capteurs à ultrasons dans la section aval du canal qui a compliqué la détermination de la hauteur d'eau à imposer en sortie du système (une procédure par essais-erreurs s'est avérée nécessaire). En effet, seuls les trois capteurs situés légèrement avant et après la zone de rétrécissement (voir Figure 3.4) ont pu servir de points de comparaison entre les résultats numériques et les mesures expérimentales. En conséquence, aucune mesure expérimentale n'a pu être obtenue pour le phénomène se produisant réellement en aval du canal.
2. Les incertitudes liées aux prises de mesures au niveau des capteurs et plus spécifiquement aux variations locales du niveau d'eau induites par le caractère turbulent de l'écoulement. Cette turbulence, bien que présente et visible à travers les oscillations des mesures expérimentales (*cf.* Figures 3.5, 3.6, 3.7), n'est pas prise en compte dans le modèle numérique et peut dès lors présenter une source d'erreur. [3]
3. Le canal d'expérimentation fonctionne en circuit fermé, ce qui rend indispensable la connaissance du volume d'eau initial avant chaque essai. Ce volume d'eau initial variait quotidiennement dans le canal en raison des phénomènes d'évaporation qui s'y déroulaient. Etant donné que les essais se sont étalés sur cinq semaines et qu'aucune mesure du volume d'eau n'a été réalisée en raison de la complexité que cela représentait, de nouvelles incertitudes sont à prévoir dans les résultats numériques.

3. Lors des prises de mesures avec le débit $Q = 15$ l/s, une hauteur supérieure au niveau du capteur $J2$ a été observée par rapport à la hauteur mesurée par le capteur amont $J3$. Cette différence (de l'ordre de 3 mm), bien que paraissant étrange, est totalement négligeable étant donné le faible débit imposé.

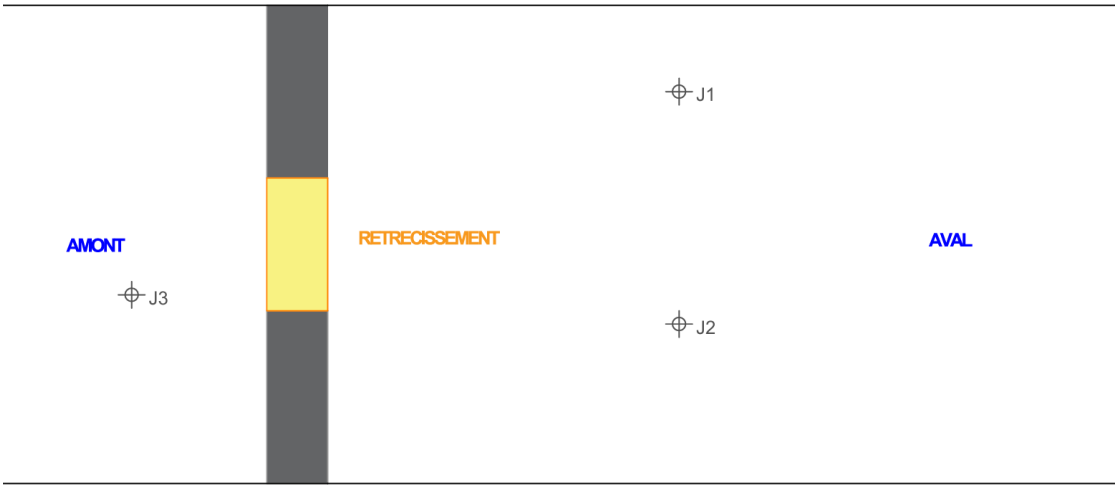


FIGURE 3.4 – Positions des capteurs à ultrasons $J1$, $J2$, $J3$.

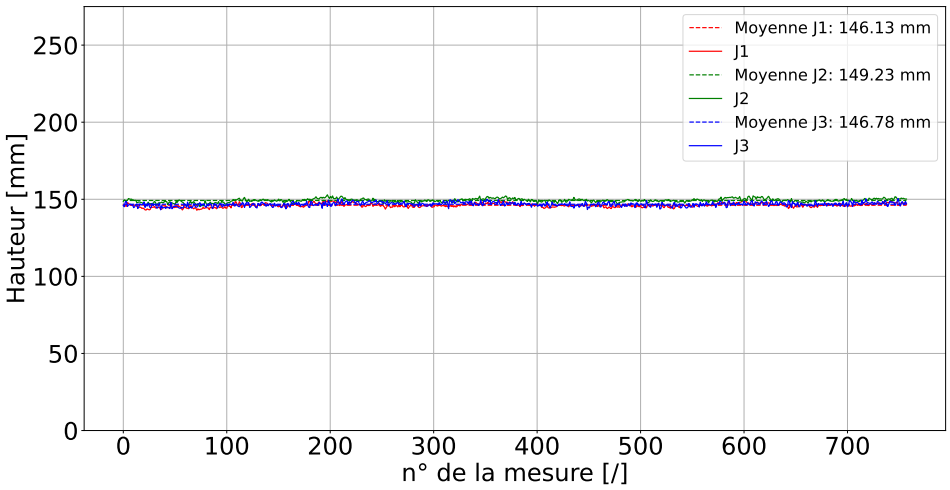


FIGURE 3.5 – Débit $Q = 15$ l/s - Mesures des hauteurs d'eau expérimentales effectuées par les capteurs de distance $J1$, $J2$ et $J3$.

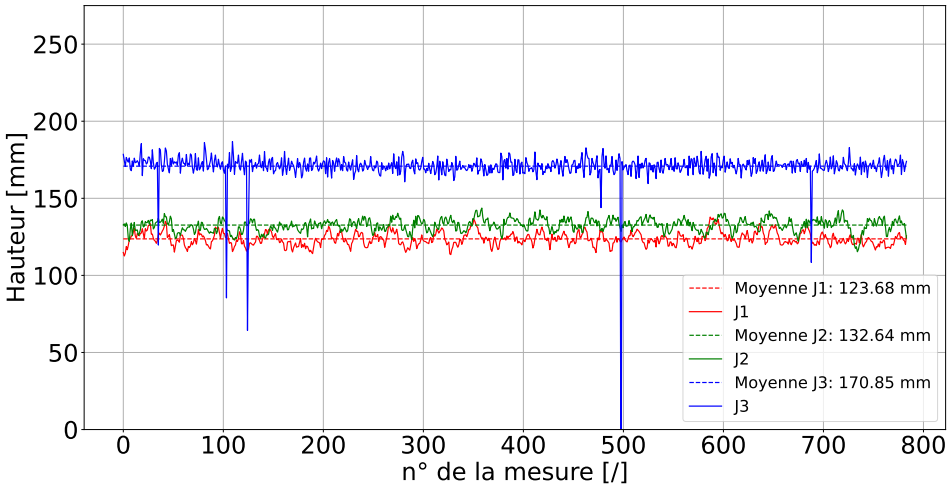


FIGURE 3.6 – Débit $Q = 100$ l/s - Mesures des hauteurs d'eau expérimentales effectuées par les capteurs de distance $J1$, $J2$ et $J3$.

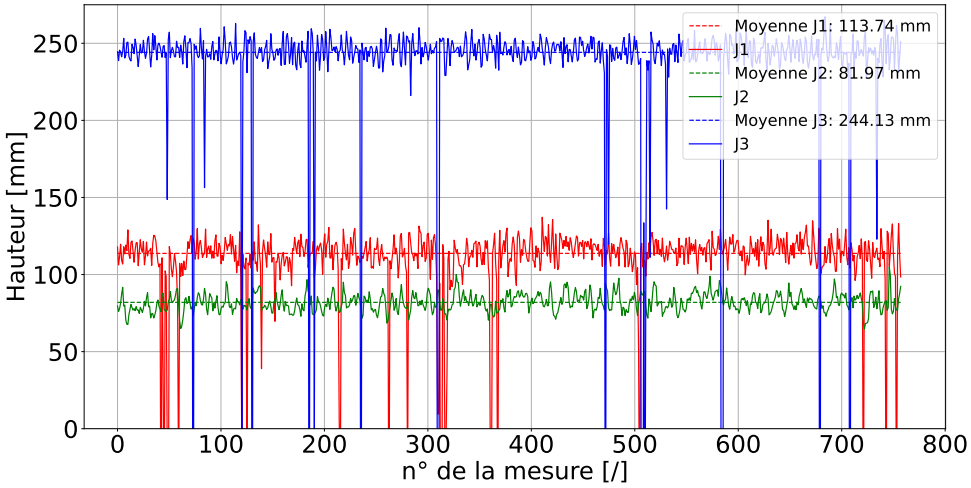


FIGURE 3.7 – Débit $Q = 185$ l/s - Mesures des hauteurs d'eau expérimentales effectuées par les capteurs de distance $J1$, $J2$ et $J3$.

2.1 Condition aval transmissive

La modélisation numérique du canal avec une condition aval transmissive est illustrée à la Figure 3.8. Bien que le canal expérimental (représenté à la Figure 2.2) présente une forme en T à la fois à l'amont et à l'aval, la modélisation numérique ne conserve cette forme qu'à l'aval. Cela s'explique par le fait que, dans un écoulement subcritique, la condition aval joue un rôle crucial en influençant l'écoulement en amont. Il est donc essentiel de représenter le bassin aval aussi fidèlement que possible. En revanche, la condition à l'amont ne doit pas perturber l'écoulement et n'a donc pas besoin d'une représentation aussi détaillée. Pour cette raison, le modèle est simplifié en omettant la représentation du bassin à l'amont.

Ce modèle est composé d'un maillage comptant plus de 34578 cellules et 17802 noeuds et présente une largeur caractéristique pour ses éléments finis de plus de 0.1 m. Sur tout le pourtour du canal, des murs sont imposés.

En ce qui concerne les conditions initiales pour chaque débit testé, des hauteurs d'eau proches des mesures expérimentales sont imposées aussi bien en amont qu'en aval. Cela a comme principal avantage de limiter le temps de convergence des simulations.

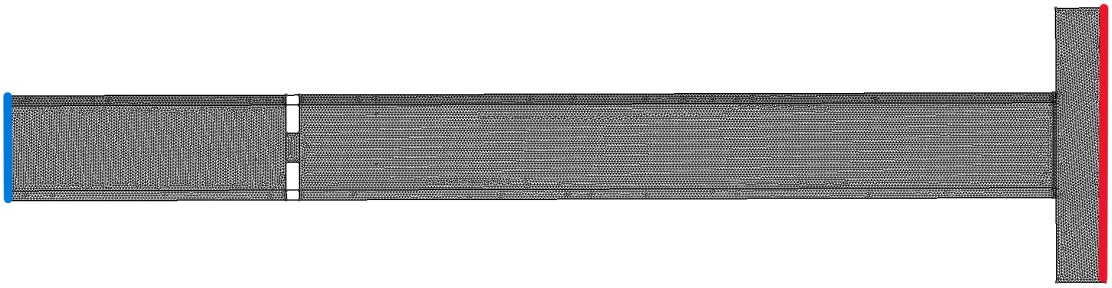
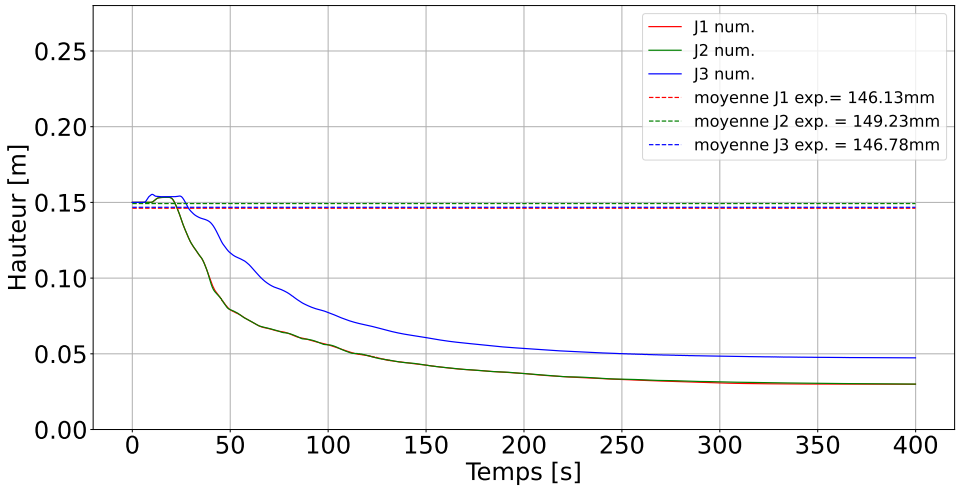


FIGURE 3.8 – Maillage avec Q_{in} en bleu et Q_{out} en rouge.

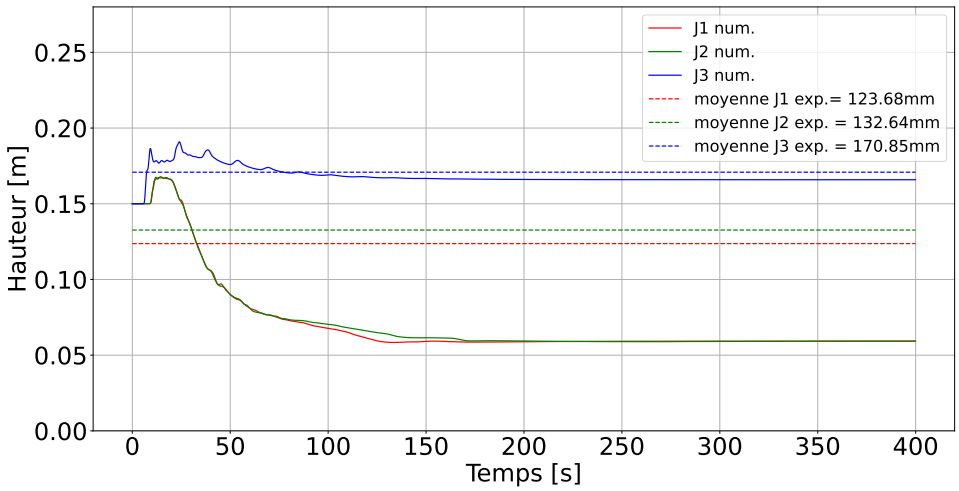
Lorsque l'on compare les profondeurs d'eau obtenues numériquement au niveau des trois jauges pour chacun des débits avec leurs mesures expérimentales respectives (*cf.* Figures 3.9 et 3.10), on observe que, pour la condition aval transmissive, le modèle numérique a tendance à sous-estimer le profil des hauteurs d'eau.

Cette sous-estimation est expliquée par le fait que, en réalité, l'eau du canal ne se déverse pas complètement à l'aval en passant par la profondeur critique (comme cela serait le cas pour un véritable déversoir). En pratique, une partie de l'eau est repompée vers l'amont, rendant ainsi la condition transmissive imposée incorrecte. Par conséquent, cette condition aux limites n'est valable que si l'on travaille avec

un véritable déversoir, et non avec un canal en circuit fermé.

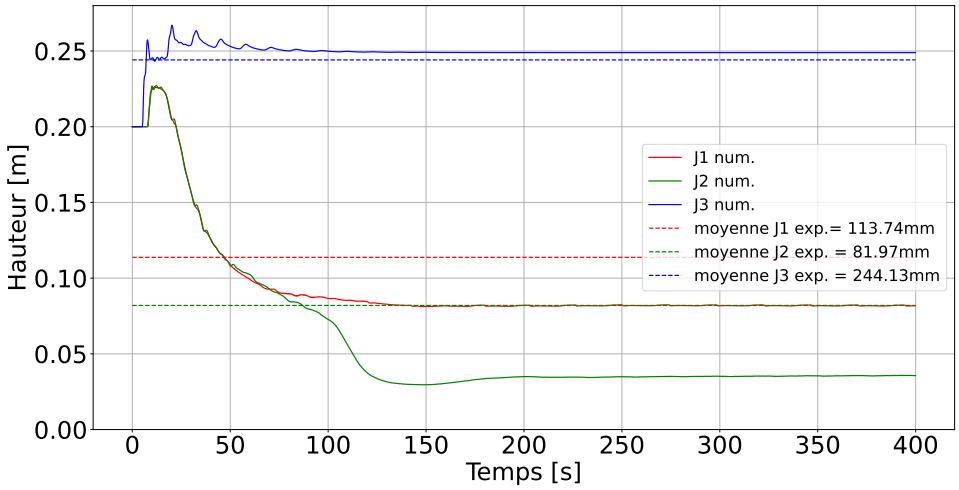


Débit $Q_{in} = 15$ l/s.



Débit $Q_{in} = 100$ l/s.

FIGURE 3.9 – Condition transmissive : comparaison des profondeurs d'eau obtenues numériquement et expérimentalement pour les débits $Q_{in} = 15$ l/s et $Q_{in} = 100$ l/s.



Débit $Q_{in} = 185$ l/s.

FIGURE 3.10 – Condition transmissive : comparaison des profondeurs d'eau obtenues numériquement et expérimentalement pour un débit $Q_{in} = 185$ l/s.

Les différences observées entre les profondeurs d'eau issues du modèle numérique muni de la condition aval transmissive et les profondeurs d'eau expérimentales moyennées sont reprises à la Table 3.1.

	J1		J2		J3	
	|Erreur| [mm]	|Erreur| [%]	|Erreur| [mm]	|Erreur| [%]	|Erreur| [mm]	|Erreur| [%]
Q15	116.22	79.53	119.22	79.89	99.44	67.75
Q100	64.44	52.11	73.33	55.29	4.98	2.92
Q185	31.99	28.12	46.29	56.48	4.79	1.96

TABLE 3.1 – Condition transmissive : valeurs absolues des erreurs de prédiction du modèle numérique.

2.2 Hauteur aval imposée

Une autre solution envisageable est d'imposer une hauteur d'eau en aval du canal h_{av}. Celle-ci peut être fixée soit à l'extrémité du bassin en T, soit en amont de celui-ci.

Dans ce dernier cas, la forme en T n'a plus besoin d'être représentée dans le modèle numérique utilisé, permettant ainsi d'utiliser un maillage réduit (moins de cellules et de noeuds) tout en diminuant le temps de calcul et de simulation par rapport au cas où une représentation explicite de la forme particulière en T est réalisée.

En effet, bien que le T ait une fonction tampon et permette une répartition progressive des flux à travers les cellules, des recirculations parasites sont observées (voir Figure 3.11). Ces recirculations ont comme principal désavantage d'augmenter le temps de calcul du modèle numérique avant d'atteindre une convergence des résultats de profondeur d'eau. Cette option a dès lors été écartée en faveur de la solution sans T.

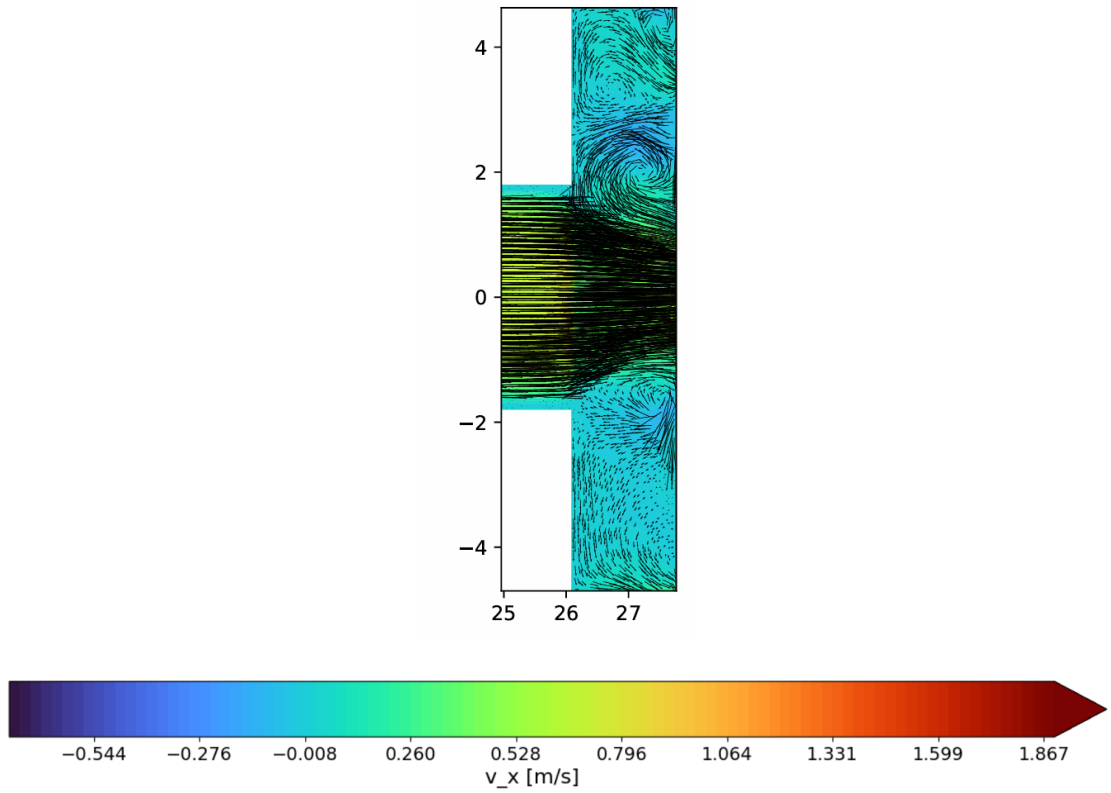


FIGURE 3.11 – Exemple de recirculations parasites pour un débit $Q_{in} = 185$ l/s et une hauteur aval imposée de 10 cm en fin de T.

En termes de chiffres, le maillage sans le T contient 3 898 cellules et 2 024 noeuds de moins que le maillage avec le bassin aval modélisé. Il présente une largeur caractéristique pour ses éléments finis de plus de 0.1m et est représenté à la Figure 3.12.

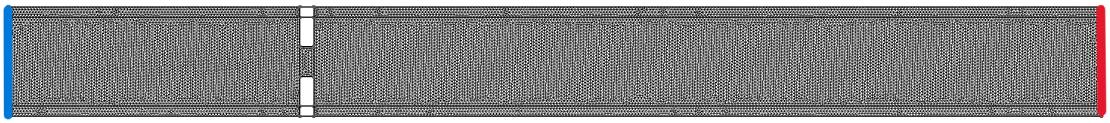
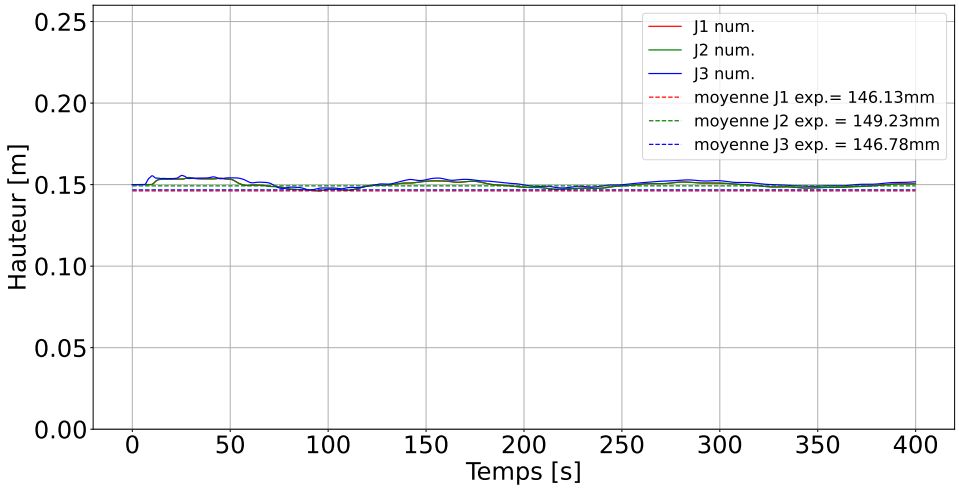


FIGURE 3.12 – Maillage sans T avec Q_{in} en bleu et h_{av} en rouge.

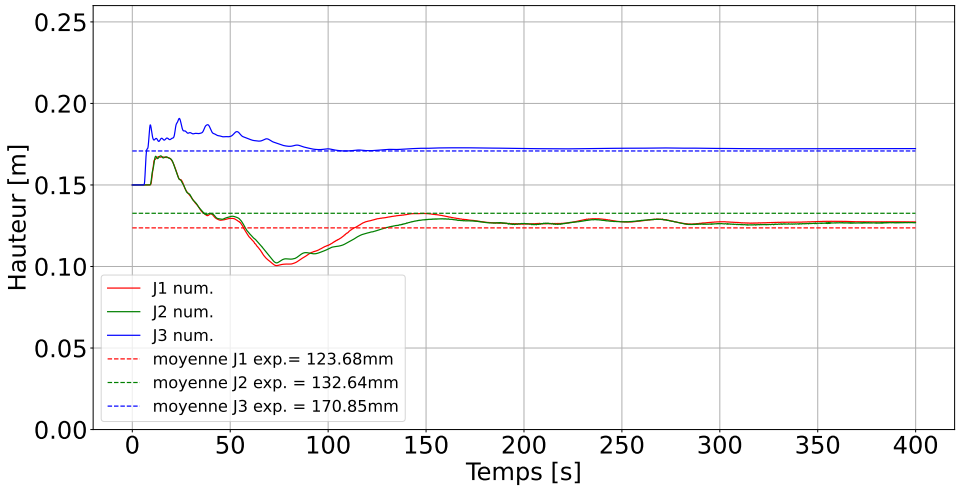
Étant donné l'absence de capteurs à ultrasons en fin de canal, il est nécessaire de procéder par essais-erreurs pour la détermination des hauteurs d'eau h_{av} à imposer pour chaque débit testé. Ces hauteurs sont ajustées pour correspondre au mieux aux profondeurs expérimentales mesurées.

En fonction des valeurs ainsi déterminées pour h_{av}, les Figures 3.13 et 3.14 montrent l'évolution temporelle de la hauteur d'eau au niveau des trois jauges $J1$, $J2$ et $J3$.

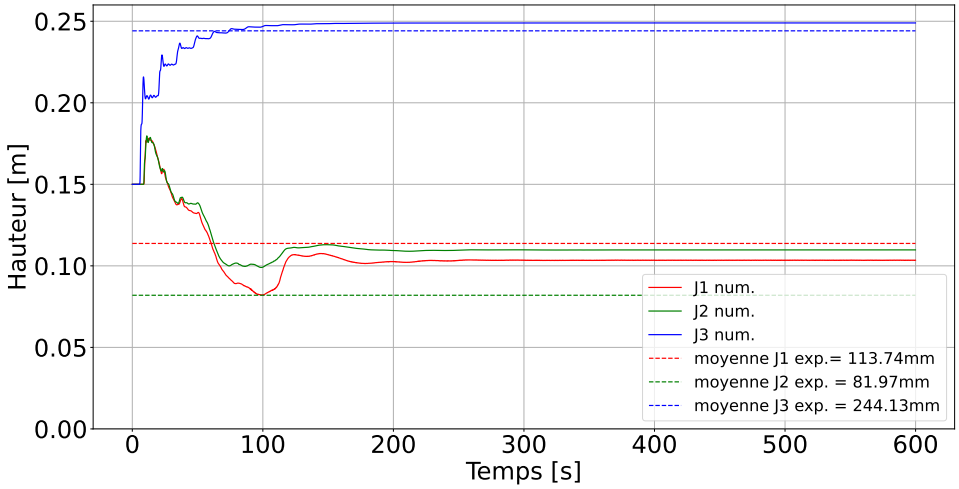


Débit $Q_{in} = 15$ l/s et hauteur aval $h_{av} = 15$cm.

FIGURE 3.13 – h_{av} imposée : comparaison des profondeurs d'eau obtenues numériquement et expérimentalement pour un débit $Q_{in} = 15$ l/s.



Débit $Q_{in} = 100$ l/s, hauteur aval $h_{av} = 13.5$cm.



Débit $Q_{in} = 185$ l/s. et hauteur aval $h_{av} = 14$cm.

FIGURE 3.14 – h_{av} imposée : comparaison des profondeurs d'eau obtenues numériquement et expérimentalement pour les débits $Q_{in} = 100$ l/s et $Q_{in} = 185$ l/s.

Il en ressort qu'imposer la hauteur d'eau à l'aval assure une meilleure reproduction des profondeurs d'eau observées au droit des capteurs lors des expériences en régime permanent (sans barrière ni bâtiment) qu'une condition aval transmissive. Les erreurs d'estimation commises par le modèle numérique avec la condition aux limites h_{av} sont reprises à la Table 3.2. À l'exception du débit $Q = 100$ l/s où

l'erreur sur la hauteur d'eau dépasse 10%, ces écarts restent globalement de l'ordre de quelques pourcents et peuvent être considérés comme négligeables.

	J1		J2		J3	
	|Erreur| [mm]	|Erreur| [%]	|Erreur| [mm]	|Erreur| [%]	|Erreur| [mm]	|Erreur| [%]
Q15	4.43	3.03%	1.16	0.77%	4.96	3.38%
Q100	3.64	2.94%	5.75	4.34%	1.45	0.85%
Q185	10.31	9.06%	27.83	33.95%	4.84	1.98%

TABLE 3.2 – h_{av} imposée : valeurs absolues des erreurs de prédiction du modèle numérique.

De manière générale, pour les trois débits, le capteur $J3$ situé dans le réservoir amont a une profondeur d'eau estimée par le modèle avec un maximum de 5mm d'erreur. Pour les deux autres capteurs aval $J1$ et $J2$, étant juste après le zone de rétrécissement, ils se retrouvent dans des zones sujettes à des ressauts hydrauliques. Au plus le débit augmente, au plus les ressauts hydrauliques sont prononcés, comme le montrent les Figures 3.15 3.16. C'est d'ailleurs pour cette raison que, pour des faibles débits, les capteurs $J1$ et $J2$ affichent des profondeurs d'eau proches des valeurs observées expérimentalement. En revanche, pour des débits plus élevés ($Q = 185$ l/s), des erreurs de l'ordre du centimètre apparaissent.

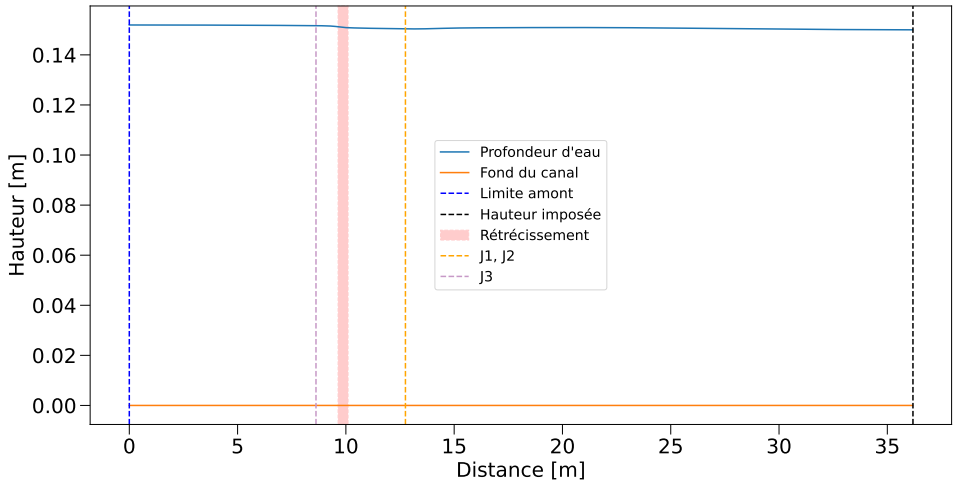


FIGURE 3.15 – Coupe longitudinal au milieu du maillage (y=0) pour un faible débit $Q = 15$ l/s et une hauteur aval $h_{av} = 15$cm.

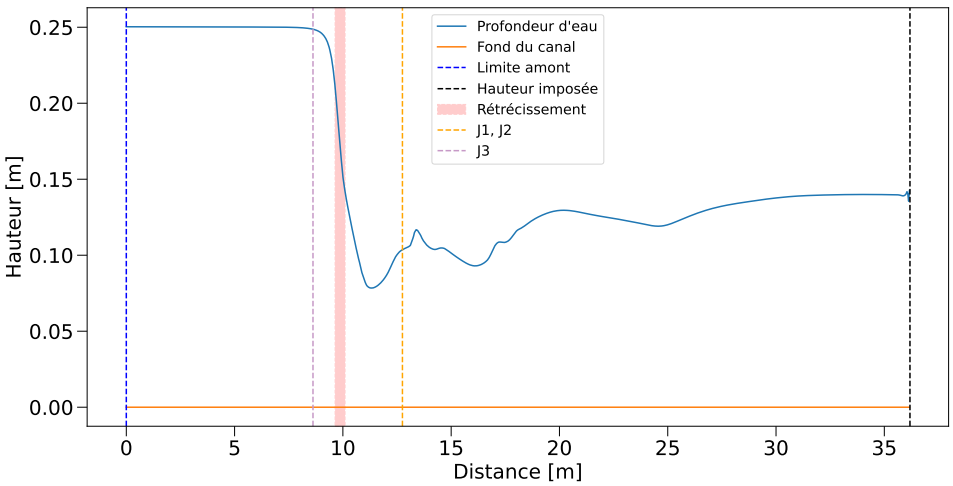


FIGURE 3.16 – Coupe longitudinal au milieu du maillage (y=0) pour un débit élevé $Q = 185$ l/s et une hauteur aval $h_{av} = 14$cm.

2.3 Comparaison

Si l'on superpose les profils en long du canal (Figures 3.17, 3.18, 3.19) pris en son milieu pour chacun des débits, on observe que le choix le plus judicieux serait de prendre la hauteur h_{av} comme condition limite à imposer.

En effet, bien que cette méthode nécessite de recourir à une calibration manuelle par essais-erreurs, elle permet de rehausser le profil de hauteur d'eau obtenu avec la condition aval transmissive. De plus, grâce à cela, cette approche fournit des estimations de hauteurs (et donc de forces) plus proches de la réalité observée. Etant donné que la force hydrostatique est proportionnelle au carré de la hauteur, les erreurs issues de la condition transmissive sont considérées comme bien trop importantes.

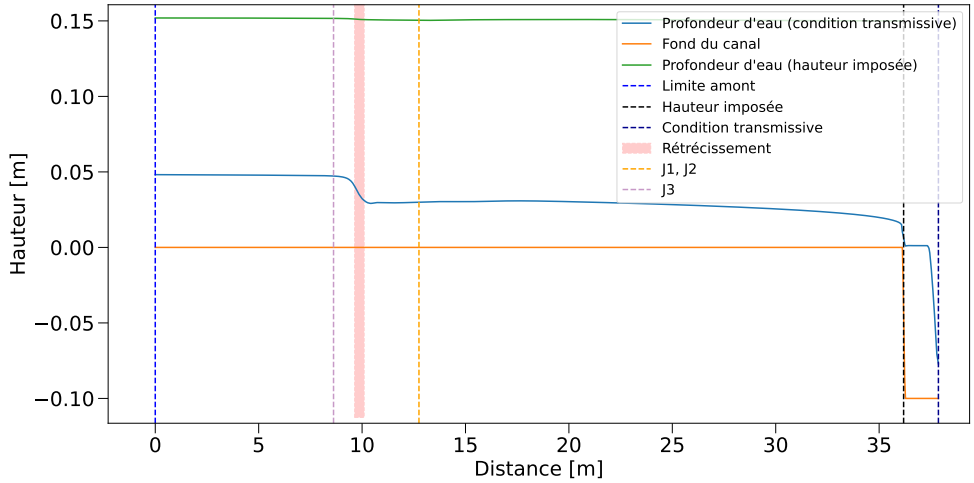


FIGURE 3.17 – Profils en long superposés (y=0) pour un débit $Q_{in} = 15$ l/s.

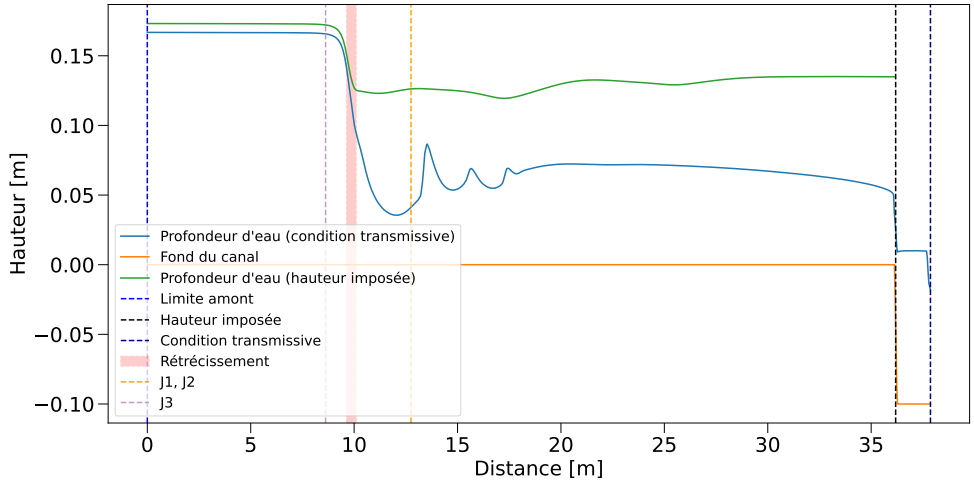


FIGURE 3.18 – Profils en long superposés (y=0) pour un débit $Q_{in} = 100$ l/s.

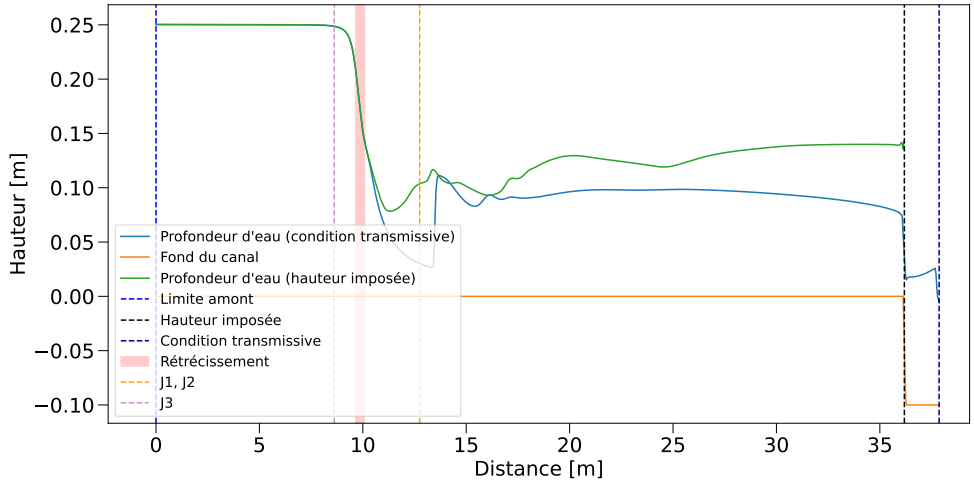


FIGURE 3.19 – Profils en long superposés (en y=0) pour un débit $Q_{in} = 185$ l/s.

Critère de bonne reproduction

Les hauteurs d'eau en $J1$ et $J2$ sont fortement influencées par la position du ressaut hydraulique. Selon *Sandra Soares Frazao* [42], la position de ce ressaut hydraulique est souvent difficile à reproduire correctement avec un modèle numérique. Bien que certains modèles puissent fournir des résultats satisfaisants, d'autres peuvent présenter des erreurs significatives en raison de cette difficulté. En d'autres termes, tous les codes de calcul n'ont pas la même capacité à reproduire fidèlement la vitesse de propagation des ondes malgré qu'ils soient supposés le faire.

Pour cette raison, seul le critère de bonne reproduction de la hauteur d'eau en $J3$ permet d'imposer, dans des conditions avec bâtiment et barrière, la condition aval h_{av} adéquate. [4]

4. Une erreur de l'ordre de 5% est considérée comme acceptable pour les profondeurs d'eau mesurées au niveau du capteur $J3$.

3 Validation du modèle numérique

Désormais, il ne reste plus qu'à déterminer si le modèle numérique est capable de représenter un écoulement en régime permanent pour une configuration quelconque avec barrière et un bâtiment présent dans le canal. Le choix s'est porté sur la configuration moyenne du domaine statistique (nommée point central). Les paramètres de cette configuration, illustrée à la Figure 3.20, sont les suivants :

1. Un débit $Q_c = 100$ l/s.
2. Une porosité de barrière $\rho_c = 0.25$.
3. Une distance horizontale entre les boîtes et l'extrémité aval de la zone de rétrécissement $X_c = 1.7$m.
4. Une longueur relative de barrière $L^* = 0.444$.

Il s'agit de la seule disposition expérimentale qui a été répétée plus de quatre fois [5]. Elle permet de ce fait d'évaluer la variabilité des mesures réalisées et donc de déterminer un intervalle de confiance dans lequel les résultats numériques sont censés se situer.

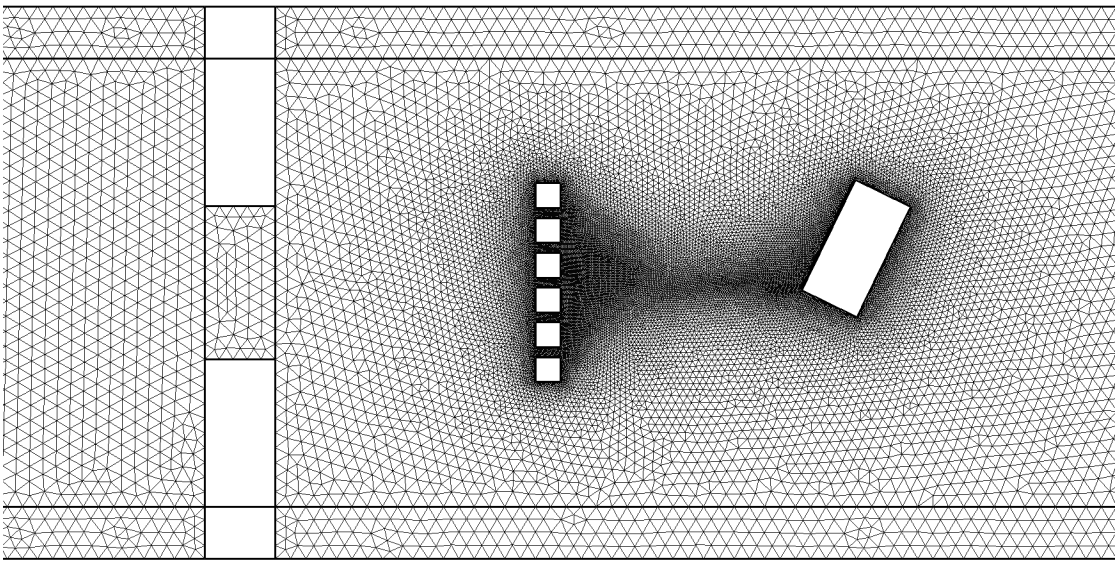


FIGURE 3.20 – Maillage pour la configuration moyenne du domaine d'intérêt.

5. Quatre fois et non cinq, étant donné que, pour rappel, l'essai $n°23$ a vu ses résultats de force faussés en raison de la présence de bulles dans les tuyaux des sondes de pression différentielle. Cet essai est donc exclu aussi bien de l'analyse statistique que de l'analyse numérique.

Le maillage ci-dessus a été raffiné autour de la barrière et de la boîte étant donné que la majeure partie des phénomènes d'intérêts vont se produire à ces endroits. Pour cette zone spécifique, la largeur caractéristique des éléments finis est de 0.01 m.

Avant de procéder, il est nécessaire de déterminer la condition aux limites ainsi que la condition initiale de hauteur d'eau du modèle numérique.

Comme indiqué en section 2.3, la condition aux limites consiste à imposer une hauteur à l'aval du système, h_{av}, selon le critère de bonne reproduction des mesures expérimentales en $J3$. La position du capteur $J3$ est rappelée en Figure 3.21.

En ce qui concerne la condition initiale, une profondeur d'eau h_{init} proche des mesures expérimentales en $J3$ est imposée tant en amont qu'en aval. Ceci a comme principal avantage de limiter le temps de convergence des simulations.

Les valeurs pour ces deux conditions ont été fixées à $h_{av} = 11\text{cm}$ et $h_{init} = 16\text{cm}$.

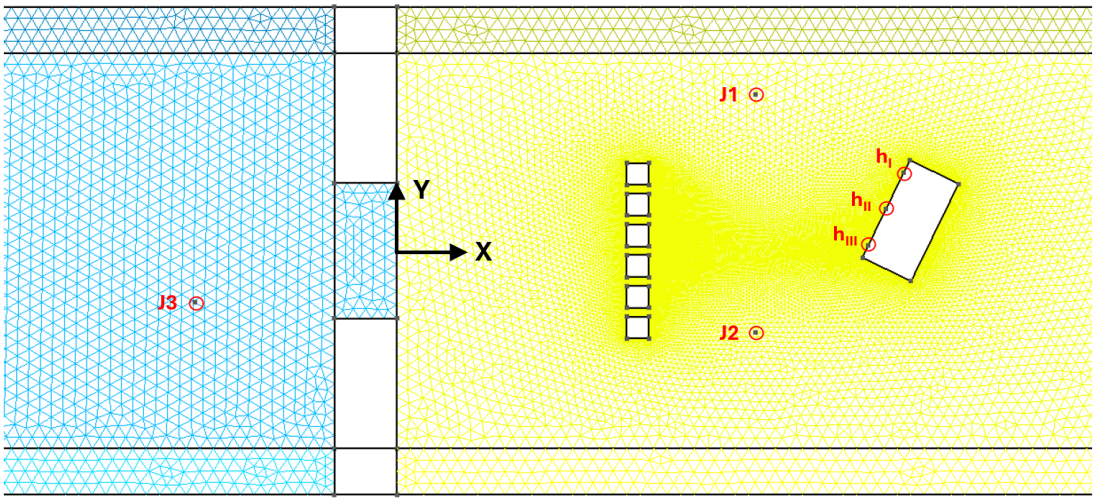


FIGURE 3.21 – Points de mesures numériques.

Avec ces valeurs, les hauteurs d'eau obtenues numériquement au niveau de chacun des capteurs de distance $J1$, $J2$, $J3$ sont comparées aux valeurs moyennes des mesures expérimentales décrites à la Figure 3.22. Ces comparaisons, illustrées aux Figures 3.23, 3.24, et 3.25, permettent d'évaluer la précision du modèle numérique. Les erreurs d'estimation sont résumées à la Table 3.3.

On observe que, pour la condition aux limites $h_{av} = 11\text{cm}$, les erreurs sont en moyenne de l'ordre du millimètre et sont donc considérées comme acceptables.

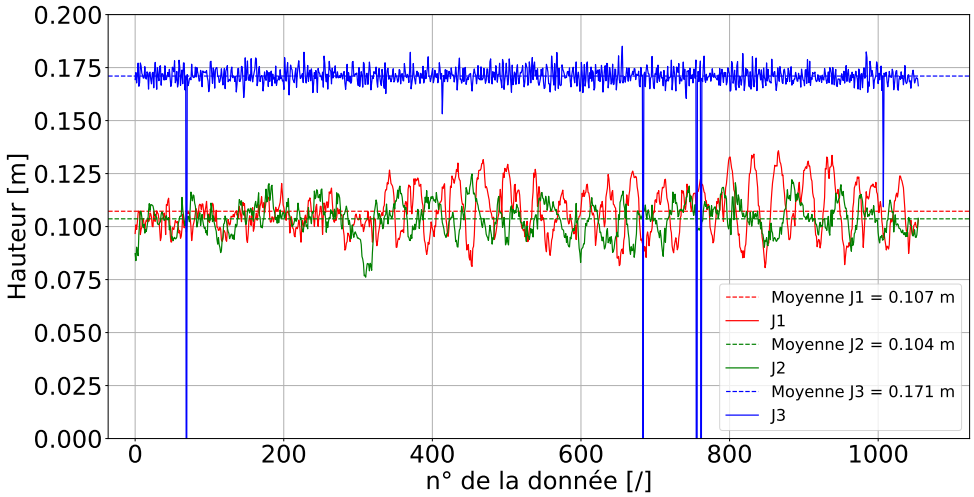


FIGURE 3.22 – Mesures expérimentales au niveau des jauges.

	J1		J2		J3	
	|Erreur| [mm]	|Erreur| [%]	|Erreur| [mm]	|Erreur| [%]	|Erreur| [mm]	|Erreur| [%]
Q100	6.62	6.17%	5.31	5.13%	1.4	0.82%

TABLE 3.3 – Erreurs d'estimation en chacune des jauges $J1$, $J2$, $J3$.

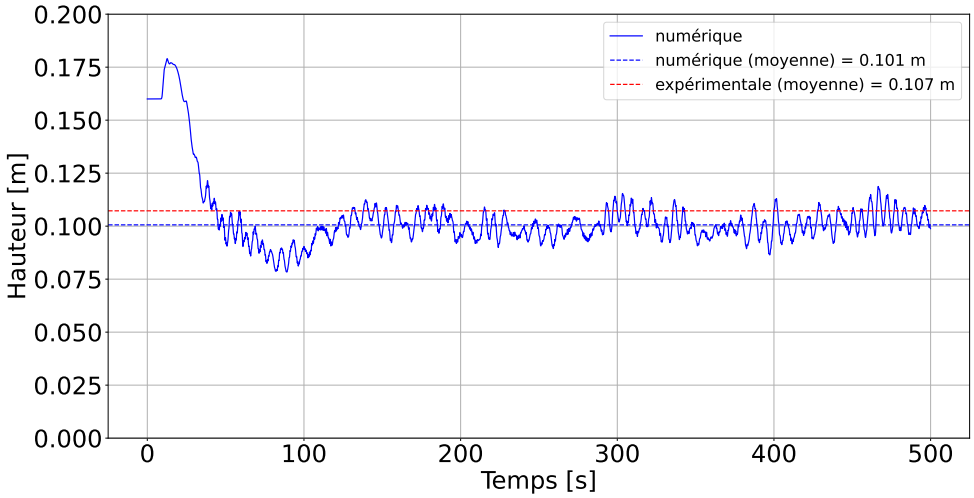


FIGURE 3.23 – Comparaisons des profondeurs d'eau (jauge $J1$).

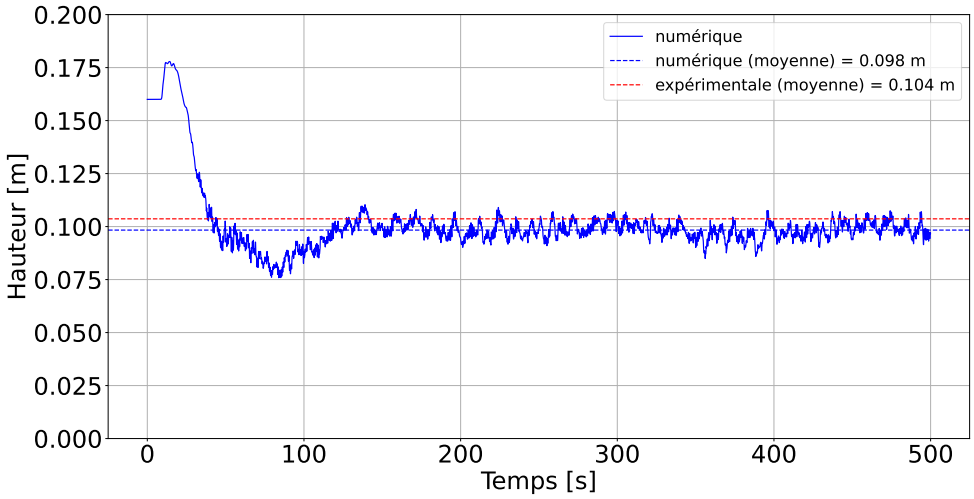


FIGURE 3.24 – Comparaisons des profondeurs d'eau (jauge $J2$).

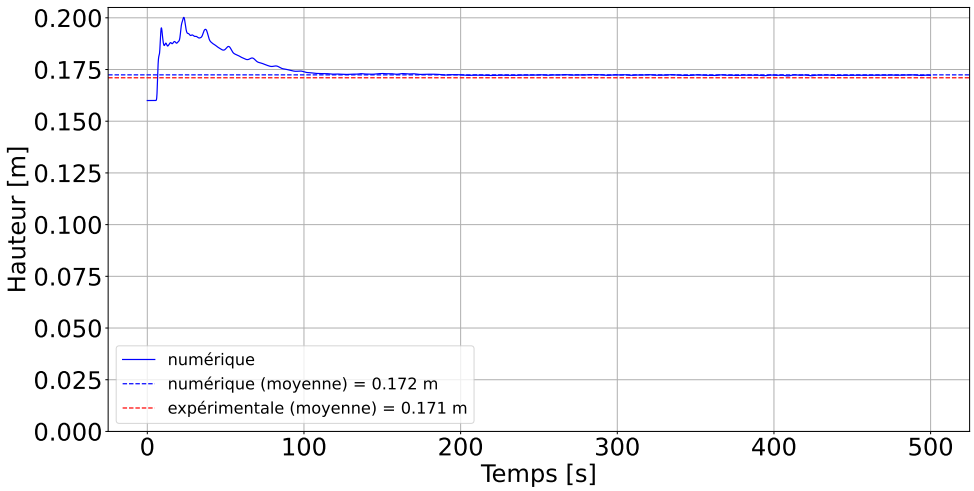


FIGURE 3.25 – Comparaisons des profondeurs d'eau (jauge $J3$).

Outre le besoin de garantir une bonne reproduction des hauteurs dans le réservoir amont, il est intéressant de mesurer le niveau d'erreur commis par le modèle numérique dans l'estimation des niveaux d'eau au droit de la face avant du bâtiment. En effet, comme décrit dans le Chapitre 1, les méthodes les plus courantes pour évaluer les forces sur la face avant du bâtiment se basent sur les valeurs des hauteurs d'eau et des vitesses au droit de cette même face.

À cet effet, une comparaison entre les valeurs expérimentales des hauteurs d'eau mesurées au droit des mesures de pressions de la face avant et les valeurs fournies par le modèle numérique est réalisée. Les coordonnées des mesures de pression d'eau h_I, h_{II} et h_{III} sont illustrées à la Figure 3.21 et reprises à la Table 3.4. [6]

h_I		h_{II}		h_{III}	
x [m]	y [m]	x [m]	y [m]	x [m]	y [m]
3.747	0.579	3.615	0.310	3.484	0.040

TABLE 3.4 – Coordonnées (x,y) des jauges h_I, h_{II}, et h_{III} situées au droit des mesures de pressions de la face avant.

Comme le montre la Figure 3.28, avec une profondeur à l'aval $h_{av} = 11$cm imposée, l'erreur d'estimation du modèle s'élève à plus de 1 cm au niveau de la région III qui, selon l'orientation du bâtiment, est la plus proche de la barrière. En revanche, dans les zones I et II (voir Figures 3.26, 3.27), le modèle fournit une estimation précise des hauteurs d'eau avec une erreur de l'ordre de 3 mm.

Par conséquent, lorsque la composante hydrostatique de la force est dominante, il faut s'attendre à une sous-estimation de la force totale exercée sur la face avant du bâtiment par le modèle.

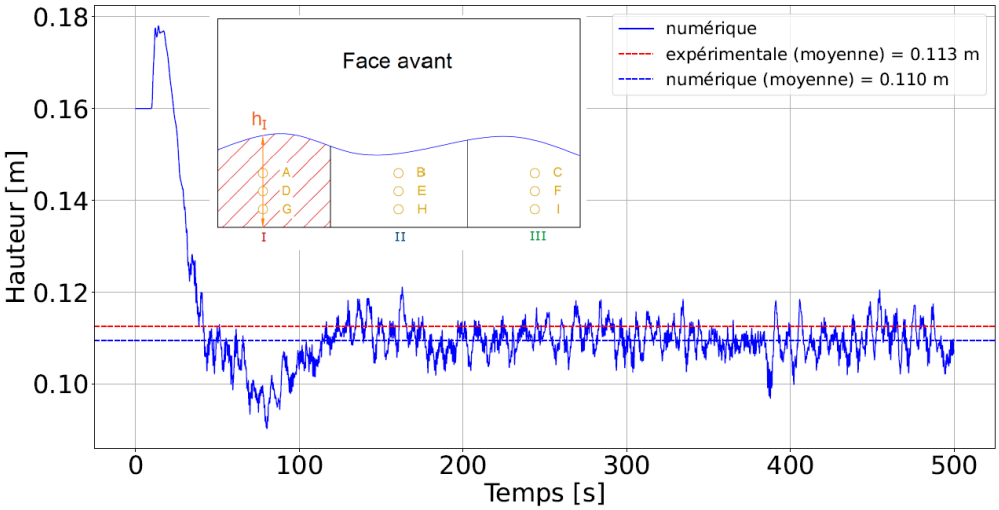


FIGURE 3.26 – Comparaisons des profondeurs d'eau h_I.

6. Les mêmes conventions que pour la méthode d'intégration sont utilisées (*cf.* Figure 2.28) avec la face avant divisée en trois zones : I, II et III.

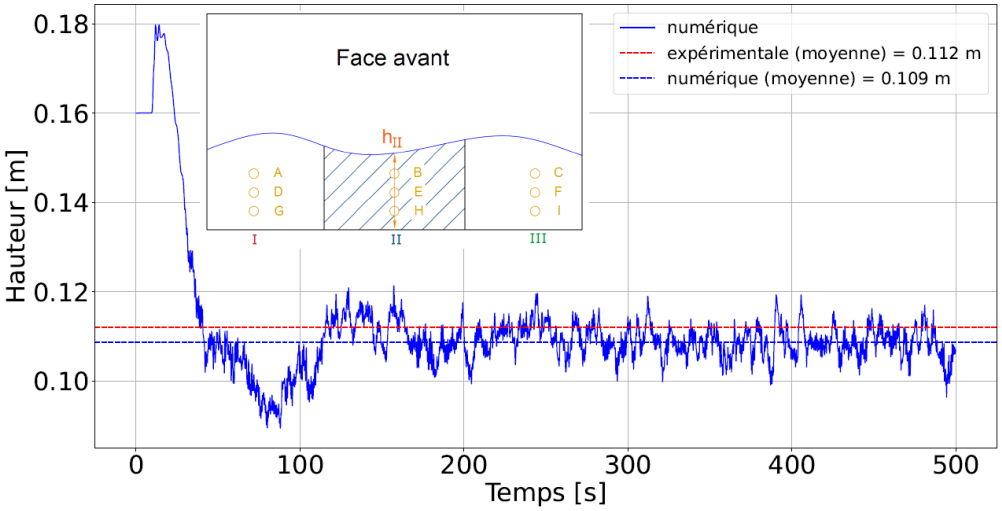


FIGURE 3.27 – Comparaisons des profondeurs d'eau h_{II}.

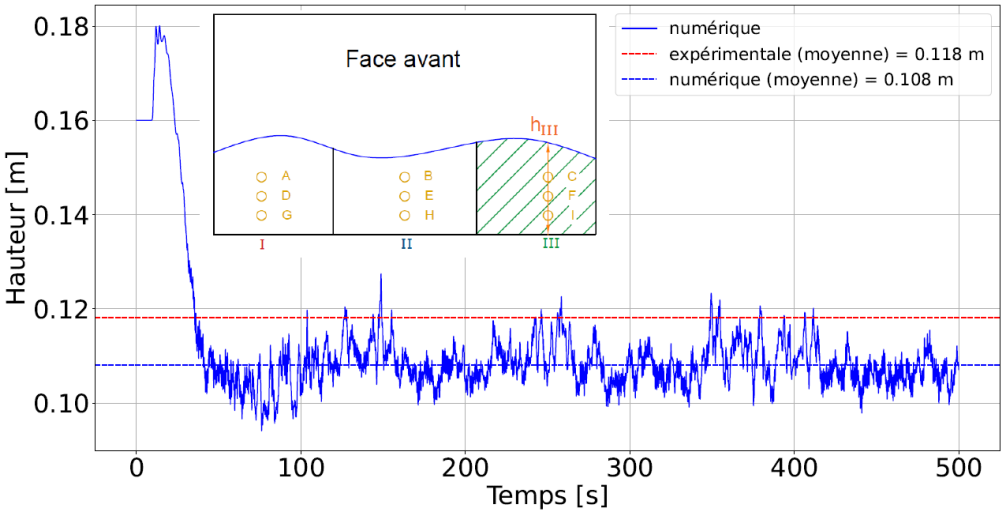


FIGURE 3.28 – Comparaisons des profondeurs d'eau h_{III}.

3.1 Description de l'écoulement

Une fois le modèle numérique entièrement défini, il est possible de comparer le comportement de l'écoulement décrit par celui-ci avec celui observé expérimentalement.

Tant expérimentalement que numériquement, on observe qu'après avoir franchi la zone de rétrécissement, l'écoulement se sépare en plusieurs parties. Une partie de l'onde incidente vient buter contre les parois de la barrière poreuse créant ainsi, par l'intermédiaire d'ondes réfléchies, une zone présentant des ressauts hydrauliques (*cf.* Figures 3.30 et 3.29).

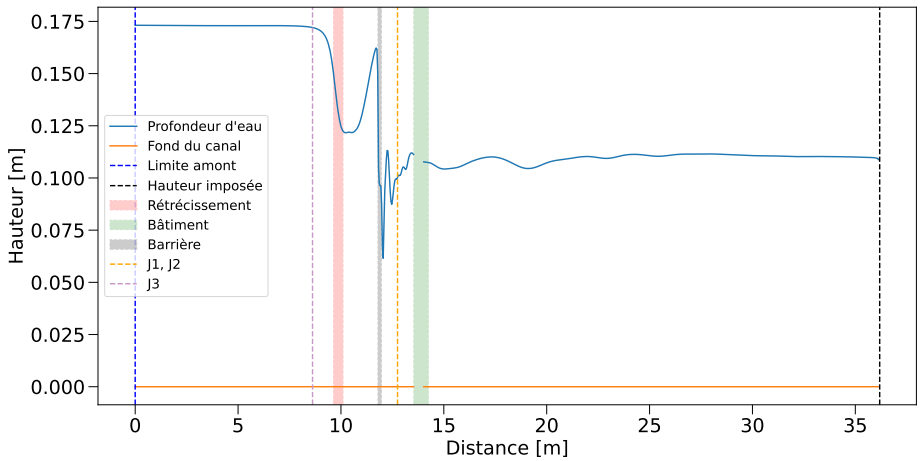


FIGURE 3.29 – Profil en long de l'écoulement (y=0).



FIGURE 3.30 – Ressauts hydrauliques induits par la présence de la barrière.

Tandis qu'une autre partie de l'écoulement incident est transmise à travers les pores de la barrière pour ensuite être sujettes à des zones de recirculations avant de buter contre le bâtiment. Etant donné que cette partie d'écoulement passe par une section plus étroite, elle s'est accélérée, comme le montre la Figure 3.31.

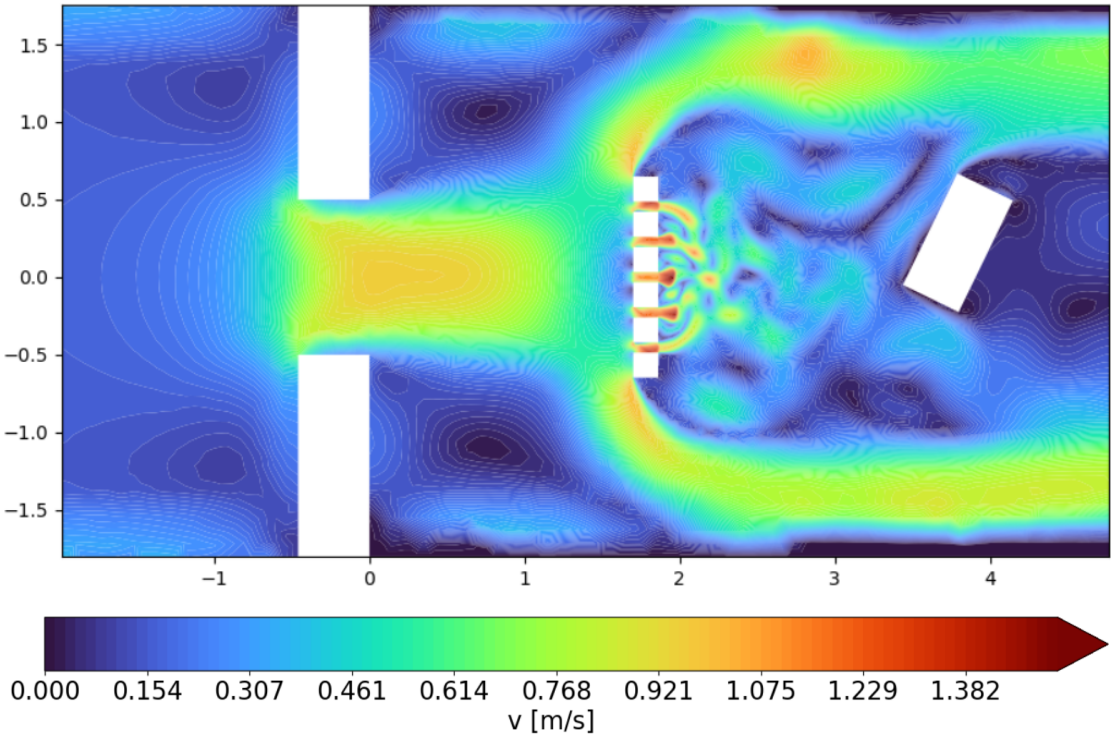


FIGURE 3.31 – Norme des vecteurs vitesses.

Aux extrémités de la barrière, l'écoulement est envoyé sur les bords du canal par l'intermédiaire de ressauts hydrauliques obliques causant ainsi à leur tour des ressauts latéraux. Ces filets fluides latéraux sont principalement amenés vers l'aval grâce à leur importante inertie et seul un certain nombre d'entre eux sont entraînés par les zones de recirculation pour finalement buter contre le bâtiment. Expérimentalement, ces affirmations sont validées par l'intermédiaire de traceurs (boules en polystyrène) dont la densité se retrouve importante de part et d'autre du canal comme montré en Figure 3.32.



FIGURE 3.32 – Séparation en deux écoulements principaux à la suite de la barrière.

On en déduit donc que la force agissant sur la face avant du bâtiment est principalement due à l'écoulement qui passe à travers les pores de la barrière et qui est, par la suite, partiellement influencé par les recirculations situées entre la barrière et le bâtiment.

La Figure 3.33 montre que le modèle numérique distingue un total de six zones de recirculations. Deux d'entre elles sont observables dans pratiquement toutes les configurations expérimentales. Il s'agit des recirculations 1 et 2 situées en amont des barrières, proches des parois imperméables causant le rétrécissement (voir Figure 3.34). Afin de valider les autres emplacements, un recours à des techniques d'imagerie telles que la *PTV* (Particle tracking velocimetry dont le fonctionnement pour des écoulements à surface libre est décrit par *Sokoray-Varga et al.* [5]) ou la *PIV* (*Hou et al.* [32]) serait nécessaire. Néanmoins, une troisième zone de recirculations (zone 3), située juste après la barrière, se distingue à la Figure 3.35.

Note importante : Pour rappel, la turbulence, qui joue un rôle essentiel dans la formation des recirculations, n'est pas prise en compte dans le modèle numérique utilisé. Ce modèle fait l'hypothèse d'un écoulement laminaire, ce qui renforce le besoin de recourir à des techniques d'imagerie pour déterminer les positions exactes de ces zones de recirculation.

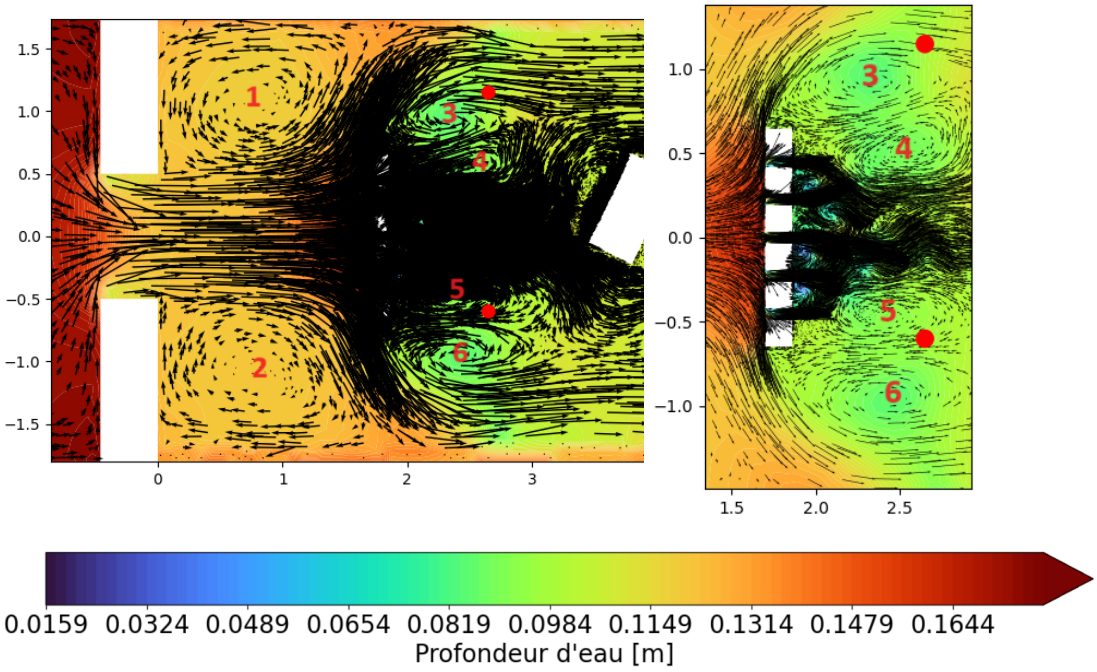


FIGURE 3.33 – Zones de recirculation. Points rouges = jauges $J1$ et $J2$.



FIGURE 3.34 – Recirculations à l'amont de la barrière.

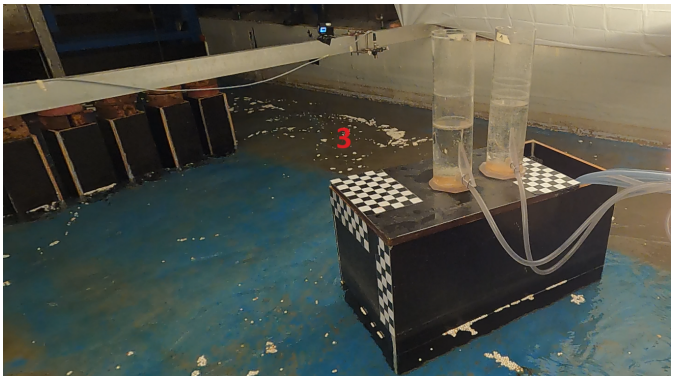


FIGURE 3.35 – Recirculations après la barrière.

Finalement, le modèle numérique reproduit fidèlement le comportement de l'écoulement autour du bâtiment. Comme le montre la Figure 3.36, la présence du bâtiment dévie le flux incident à sa paroi frontale en deux parties.

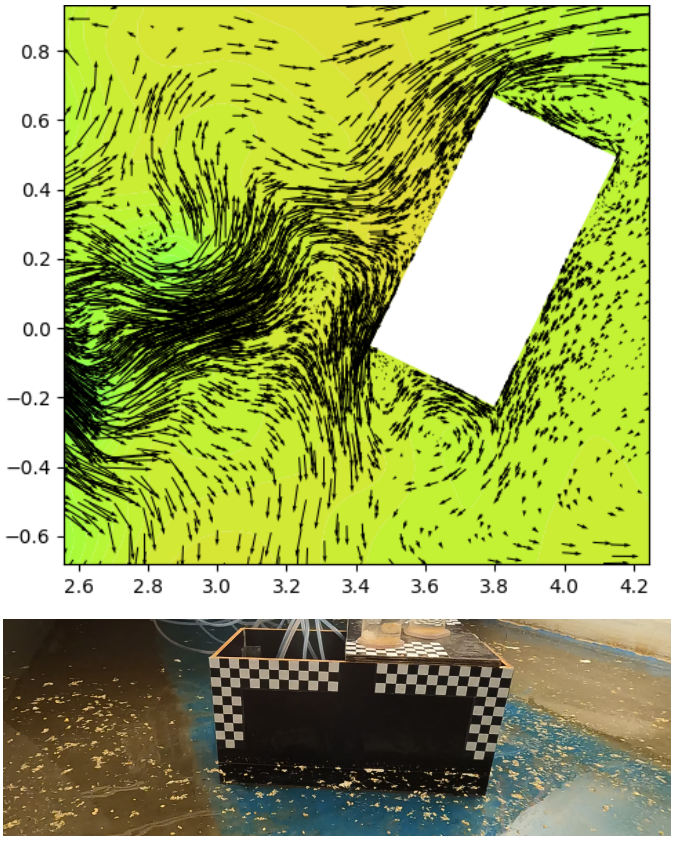


FIGURE 3.36 – Déviation de l'écoulement autour du bâtiment.

3.2 Résultats des simulations numériques

3.2.1 Calcul de force

Pour calculer la force agissant sur la face avant du bâtiment via l'outil *Watlab*, il suffit d'avoir les données de vitesses perpendiculaires à la paroi et les hauteurs d'eau le long de cette dernière. La méthode utilisée est celle employée par *Aureli et al.* [23] à l'exception près que le maillage est non-structuré. Selon cette méthode, la force au temps n, F^n, s'évalue en sommant la contribution de la composante hydrostatique $\rho g \frac{(h_j^n)^2}{2}$ avec le terme lié aux flux de quantité de mouvement $\rho \frac{(uh_j^n)^2}{h_j^n}$ pour chaque cellule j le long de la face :

$$F^n = \sum_j \rho g \frac{(h_j^n)^2}{2} \Delta_j + \rho \frac{(uh_j^n)^2}{h_j^n} \Delta_j \tag{3.21}$$

avec, pour chaque cellule j, u_j la vitesse perpendiculaire à la paroi, h_j^n la profondeur d'eau, et Δ_j la longueur de l'interface.

Contrairement aux autres formules décrites précédemment à la section 1, la formule 3.21 est totalement générale. Elle dépend des valeurs locales des variables hydrauliques, ce qui permet son application au cas avec barrière.

Les résultats exposés dans cette partie du rapport sont obtenus avec un nombre arbitraire de 100 cellules le long de la face avant du bâtiment. Ce choix garantit une discrétisation suffisamment fine le long de la paroi.

Par facilité d'application, les valeurs des variables hydrauliques issues du maillage non structuré sont interpolées sur un maillage structuré fictif le long de la face avant du bâtiment. De cette manière, la formule 3.21 s'applique de manière similaire à celle développée par *Aureli et al.* [23].

Comparaison avec et sans barrière

Dans l'objectif d'évaluer la réduction de force induite par la présence de la barrière, des simulations numériques sont réalisées dans les mêmes conditions que celles du cas étudié à la différence près qu'aucune barrière n'est présente.

Comme le montre la Figure 3.37, la présence de la barrière réduit en moyenne la force exercée sur la face avant du bâtiment de 9.8%, soit 5.1 N.

L'erreur d'estimation du modèle se déduit à travers cette même Figure 3.37 en comparant la force obtenue numériquement avec la moyenne des quatre forces obtenues expérimentalement. Il apparaît que le modèle numérique sous-estime la force s'exerçant sur la face avant du bâtiment de 14.77%, soit 8.13 N.

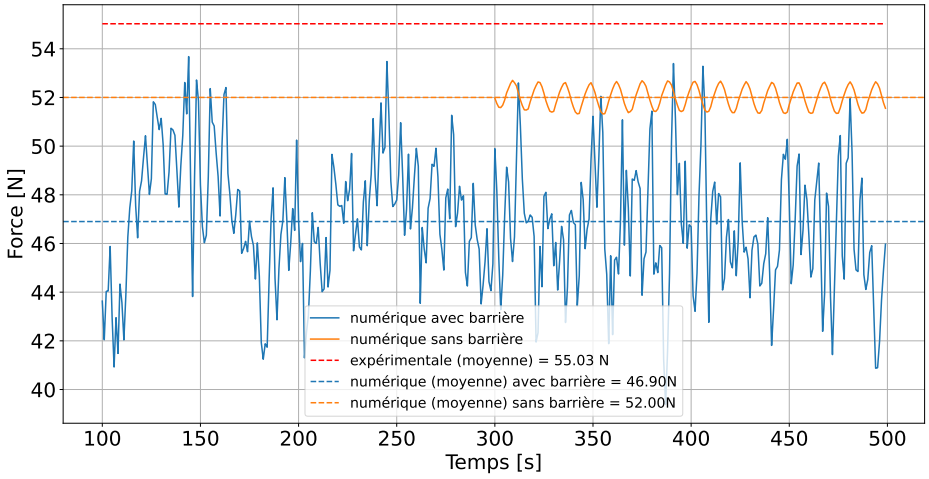


FIGURE 3.37 – Forces s'exerçant sur la face avant du bâtiment pour les cas avec et sans barrière.

Comme mentionné précédemment, cette sous-estimation est principalement due à la sous-évaluation numérique des hauteurs d'eau au droit de la paroi concernée. Etant donné que ces sous-évaluations de hauteurs d'eau peuvent atteindre des valeurs de l'ordre de 1 cm et que, comme le montrent les Figures 3.38 et 3.39, la composante hydrostatique prédomine par rapport à la composante hydrodynamique, les erreurs d'estimation de la force sont susceptibles d'être non négligeables. D'ailleurs, cette même composante hydrodynamique est pratiquement nulle car une fois que l'onde incidente se réfléchit sur le bâtiment, elle transfère la totalité de son énergie cinétique en énergie potentielle [7]. La vitesse de l'écoulement au niveau de la paroi est ainsi nulle. La meilleure manière d'illustrer cela est de lancer les simulations numériques en l'absence du bâtiment. Dans ce cas, l'écoulement à l'emplacement où se trouvait précédemment le bâtiment n'est pas perturbé par sa présence. Cette approche est couramment utilisée dans la plupart des normes, comme mentionné dans le Chapitre 1. Ces normes considèrent que l'élévation de la hauteur d'eau due à la présence du bâtiment induit une force qui dépend indirectement de la vitesse de l'écoulement et qui est dès lors considérée comme hydrodynamique. L'évaluation de cette force se fait en utilisant les variables hydrauliques de l'écoulement en l'absence du bâtiment et en prenant en compte le coefficient de traînée C_D pour estimer les effets induits par la présence du bâtiment. La difficulté dans cette méthode réside donc dans l'évaluation du coefficient de traînée C_D. De manière générale, ce coefficient est défini pour calculer la force totale de l'écoulement sur le bâtiment

7. Observation également faite par *Lisa Adyns et Delphine Adriaens*[34] pour des écoulements en régime transitoire

et n'est malheureusement pas utilisé pour évaluer la force sur une seule et unique face, comme c'est le cas dans l'étude actuelle.

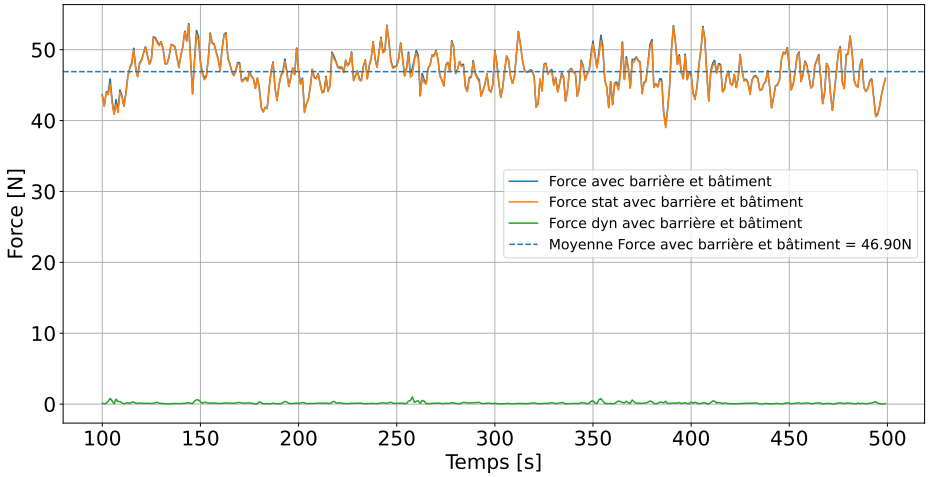


FIGURE 3.38 – Proportion de la composante hydrostatistique par rapport à la composante hydrodynamique de la force.

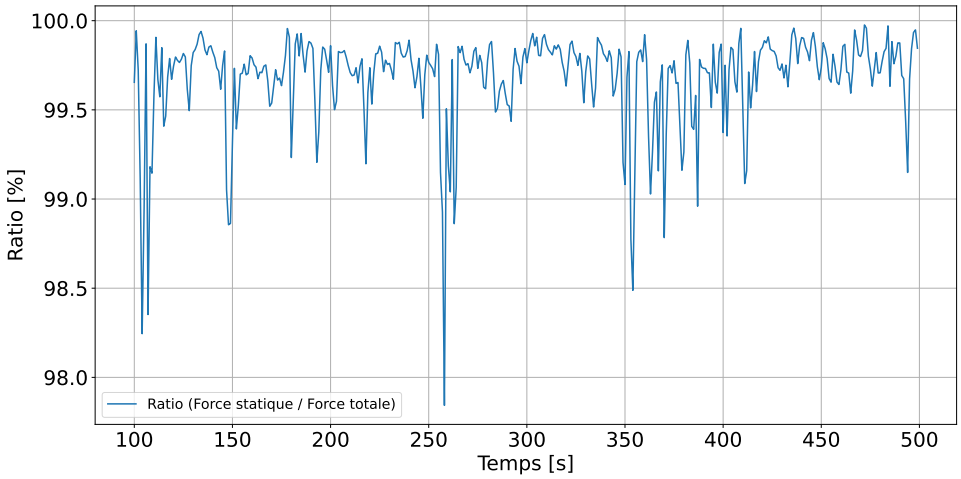


FIGURE 3.39 – Ratio de la composante hydrostatique par rapport à la force totale exercée sur la face avant du bâtiment.

L'absence de bâtiment est aussi bien considérée avec la présence de barrière (*cf.* Figures 3.40, 3.41) qu'en son absence (*cf.* Figures 3.41, 3.43). Les simulations montrent que, dans ces situations, la composante hydrodynamique n'est plus négligeable, ce qui valide l'explication fournie précédemment. De plus, dans le cas spécifique sans barrière ni bâtiment, la composante hydrodynamique se révèle dominante par rapport à la composante hydrostatique. Ce phénomène a également été observé par *Cantelmo et al.* [11] pour des écoulements de type tsunami, rupture de barrage ou encore pour des crues éclair.

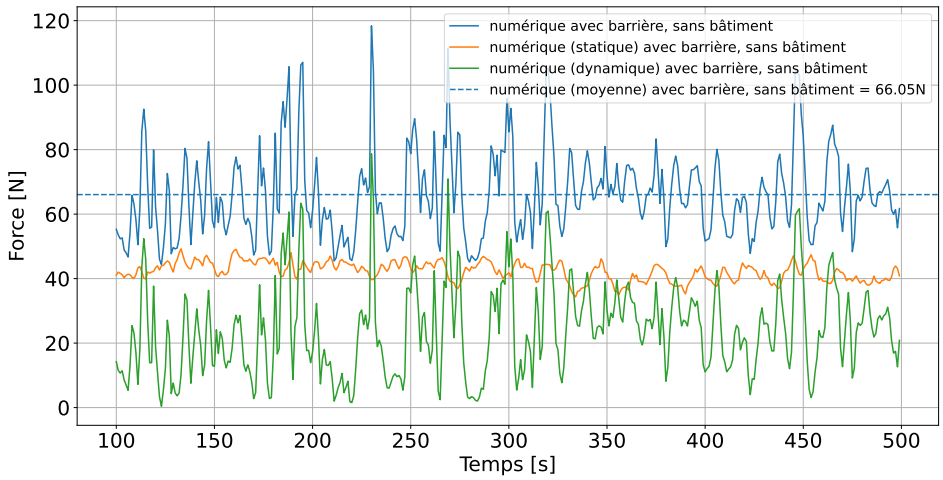


FIGURE 3.40 – Proportion de la composante hydrostatistique par rapport à la composante hydrodynamique de la force pour le cas avec barrière et sans bâtiment.

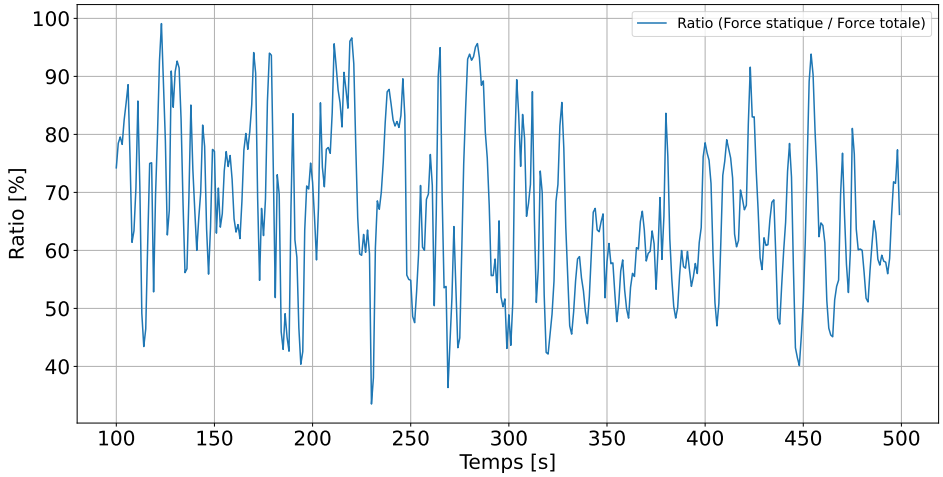


FIGURE 3.41 – Ratio de la composante hydrostatique par rapport à la force totale, pour le cas avec barrière et sans bâtiment.

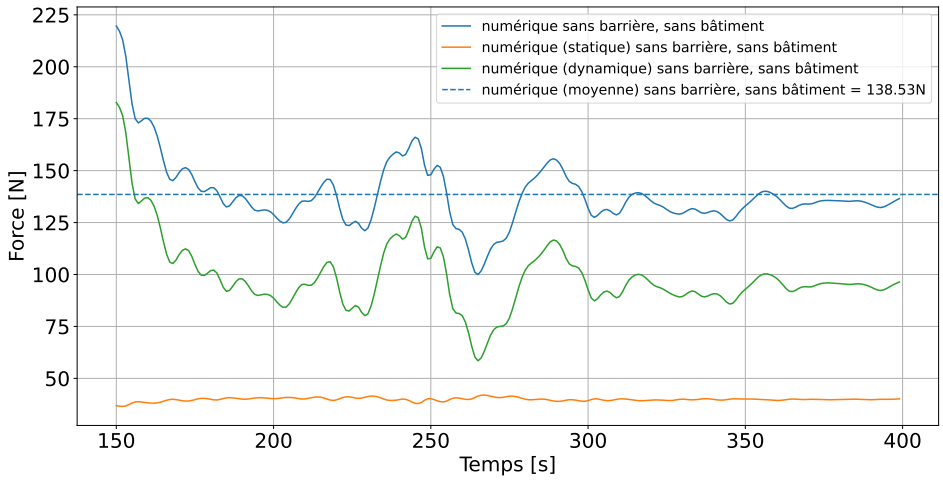


FIGURE 3.42 – Proportion de la composante hydrostatistique par rapport à la composante hydrodynamique de la force pour le cas sans barrière ni bâtiment.

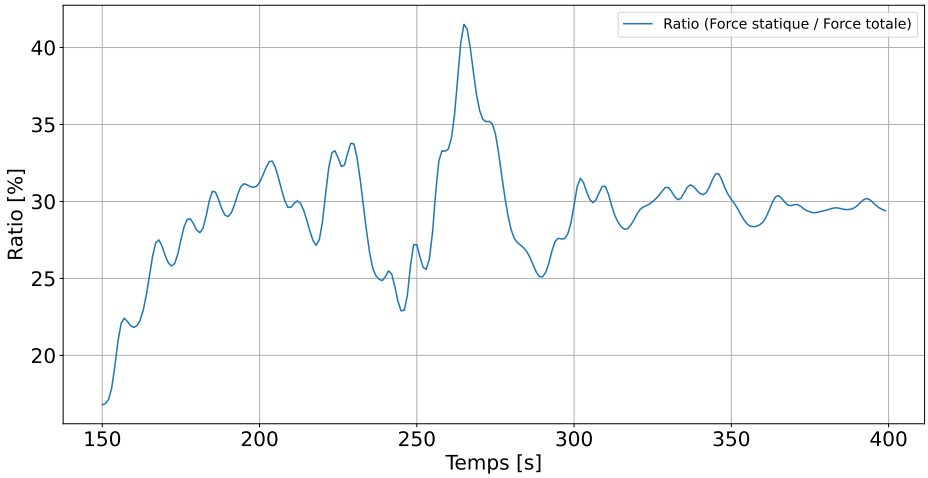


FIGURE 3.43 – Ratio de la composante hydrostatique par rapport à la force totale, pour le cas sans barrière ni bâtiment.

Incertitudes sur les valeurs de force

Les configurations sans barrière n'ayant pas été mesurées expérimentalement, aucune référence en termes de mesures de hauteur d'eau n'est disponible.

Pour cette raison, ces configurations particulières sont simulées numériquement en utilisant la même condition aux limites, soit $h_{av} = 11$ cm, que celle de la configuration expérimentale réalisée avec la présence de la barrière. En raison de l'incertitude sur la condition aval réelle à imposer pour ces simulations spécifiques, une analyse de sensibilité a été effectuée en faisant varier la condition $h_{av} = 11\,\text{cm}$ de $\pm 0.5\,\text{cm}$ [8]. L'objectif de cette analyse est d'évaluer l'impact potentiel d'une erreur sur la condition aval h_{av} sur l'estimation de la force et d'en déduire si l'effet des barrières sur la réduction de la force est réellement significatif.

Forces	Moyenne [N]
Expérimentales (avec barrière) [9]	55.03
Numériques (avec barrière) $h_{av} = 11cm$	46.9
Numériques (sans barrière) $h_{av} = 10.5cm$	48.89
Numériques (sans barrière) $h_{av} = 11cm$	52
Numériques (sans barrière) $h_{av} = 11.5cm$	55.03

TABLE 3.5 – Analyse de sensibilité.

Selon la Table 3.5, la sensibilité du modèle numérique à une faible variation de la condition aval atteint un maximum de 3.11 N lorsqu'il s'agit d'estimer la force s'appliquant sur la face avant du bâtiment. En comparaison, la variabilité des valeurs de forces expérimentales s'élève à 2.44 N. Sachant qu'on a déterminé numériquement une réduction moyenne de la force s'exerçant sur la face avant du bâtiment de 5.1N (réduction de 9.8%) par la présence de la barrière, on peut conclure que les différences en termes de valeurs de force obtenues expérimentalement (5.18N maximum) sont du même ordre de grandeur que la réduction de force due à la présence de la barrière déduite numériquement. Autrement dit, les conclusions antérieures concernant la réduction de force induite par la barrière doivent être interprétées avec prudence. Au vu des présents résultats, la réduction de force induite par la barrière est relativement peu importante voire négligeable par rapport à la variabilité des valeurs de force expérimentales qui sont du même ordre de grandeur.

8. Intervalle choisi pour refléter une variation plausible de la condition aval.

9. Pour rappel, les forces obtenues expérimentalement pour les quatre répétitions analysées sont de 54.37 N, 51.85 N, 56.86 N et 57.03 N (respectivement pour les essais n° 1, 14, 18, 21).

Pour déterminer si l'influence de la barrière est réellement significative, il serait donc nécessaire de poursuivre l'étude numérique dans les 23 autres configurations expérimentales.

3.2.2 Energie spécifique

Selon *Toriyama et al.* [48], l'énergie spécifique E représente l'énergie totale par poids unitaire d'eau. Elle est exprimée en mètre et dépend de la vitesse de l'écoulement V ainsi que de la profondeur d'eau h. C'est un paramètre caractéristique des écoulements non visqueux et permanents, basé sur le théorème de Bernoulli.

Comme pour l'étude des forces, elle est évaluée le long de la face avant selon l'équation :

$$E = \frac{V^2}{2g} + h \tag{3.22}$$

La Figure 3.44 montre l'évolution temporelle de sa valeur moyenne le long de la paroi pour les cas avec et sans barrière. Comme on pourrait s'y attendre, la présence de la barrière provoque une diminution de l'énergie spécifique de l'écoulement au niveau de la paroi du bâtiment.

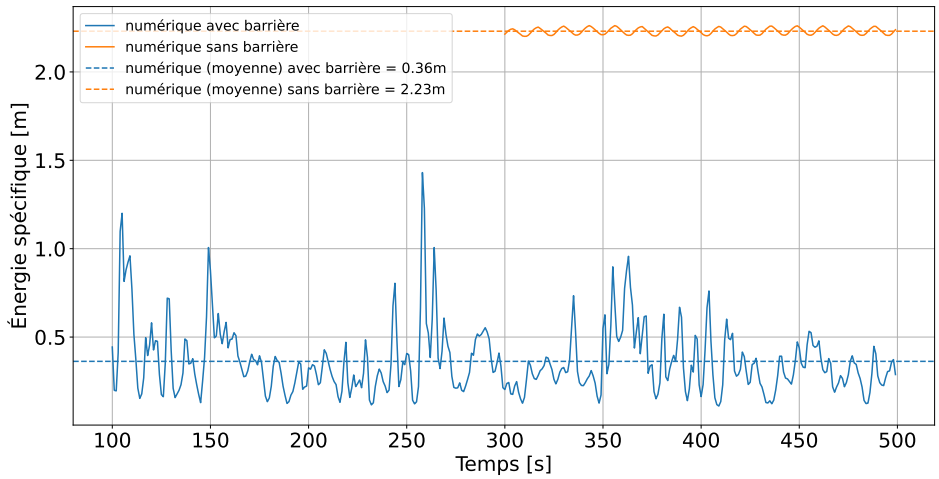


FIGURE 3.44 – Énergie spécifique moyenne le long de la face avant du bâtiment.

3.2.3 Nombre de Froude

Intuitivement, la présence de barrière dans la configuration moyenne ralentit l'écoulement tout en diminuant le nombre de Froude exprimé par l'équation 3.23.

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gh}} \tag{3.23}$$

avec V la vitesse de l'écoulement et $\sqrt{gh}$ la célérité de l'information dépendant de la profondeur h juste devant la face avant.

La Figure 3.44 montre l'évolution temporelle du nombre de Froude moyen le long de la paroi pour les cas avec et sans barrière. On observe que l'écoulement juste devant la boîte sera toujours en moyenne subcritique ($Fr < 1$). Cette observation a d'ailleurs également été faite lors d'expériences antérieures et de simulations numériques, comme le décrivent *Wüthrich et al.* [15].

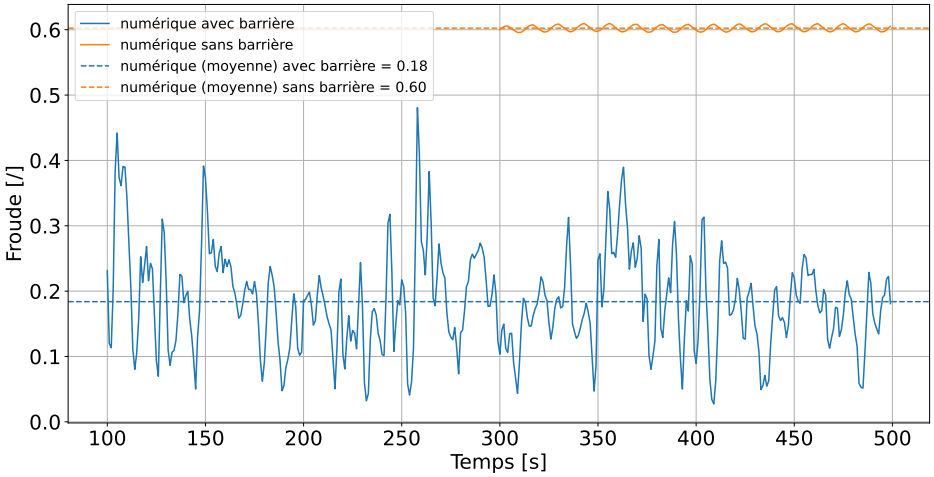


FIGURE 3.45 – Nombre de Froude moyen le long de la face avant du bâtiment.

3.2.4 Influence de la distance

Jusqu'à présent, toutes les estimations des forces, de l'énergie spécifique moyenne et du nombre de Froude moyen ont été effectuées le long de la face avant du bâtiment. L'objectif de cette sous-section est d'examiner comment ces estimations varient en fonction de la distance perpendiculaire à la paroi du bâtiment d (*cf.* Figure 3.46).

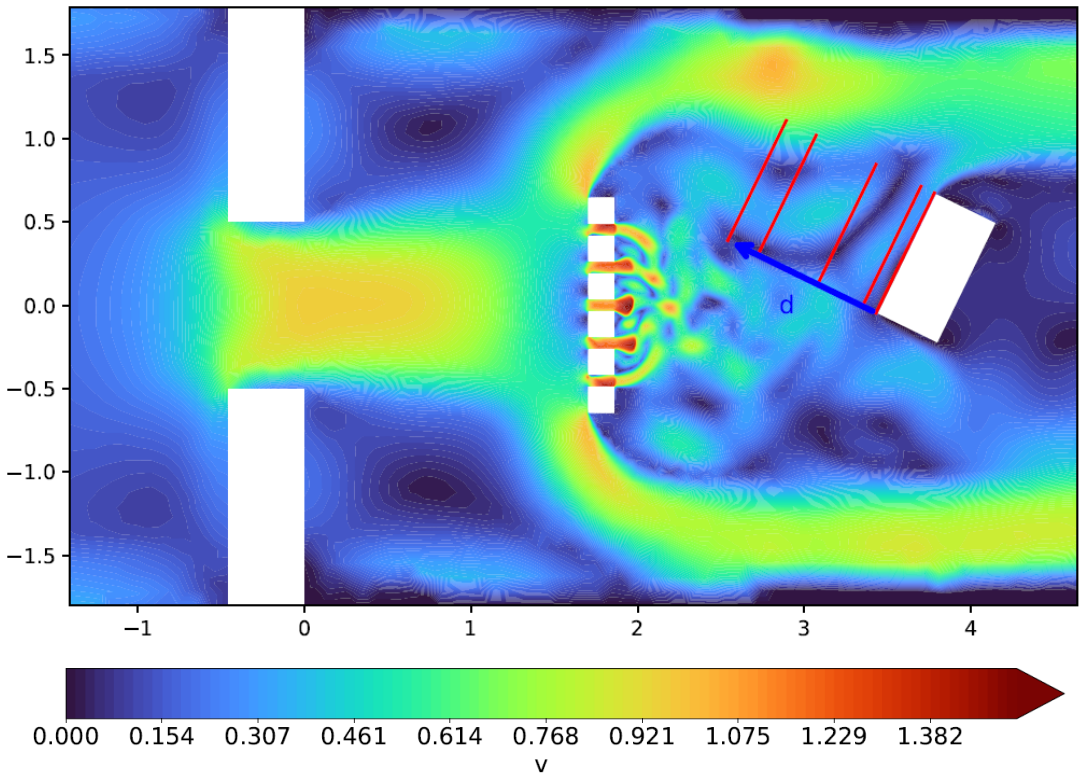


FIGURE 3.46 – Distribution des vitesses de l'écoulement le long des lignes de calcul (en rouge) situées à une distance d de la face avant du bâtiment.

Les Figures 3.47, 3.48 et 3.49 illustrent une tendance générale à l'augmentation des valeurs moyennes des forces, de l'énergie spécifique moyenne et du nombre de Froude moyen avec la distance d. Cette augmentation, qui est plus ou moins linéaire dans la configuration moyenne du domaine, peut être attribuée à l'augmentation de la vitesse de l'écoulement à mesure que ce dernier s'éloigne de la paroi du bâtiment. En d'autres termes, les remous générés devant le bâtiment agissent comme un mécanisme de protection en assurant la réduction progressive de la vitesse de l'écoulement à mesure que ce dernier se rapproche du bâtiment.

Sur ces mêmes graphiques, les intervalles de confiance (IC) des valeurs d'intérêt sont également représentés. Ils sont définis par la formule suivante ($DATAtab$ [14]) :

$$IC = \mu \pm 1.96 \cdot \frac{\sigma}{\sqrt{t}} \tag{3.24}$$

où μ, t, et σ représentent respectivement la moyenne, la taille et l'écart-type de l'échantillon de valeurs.

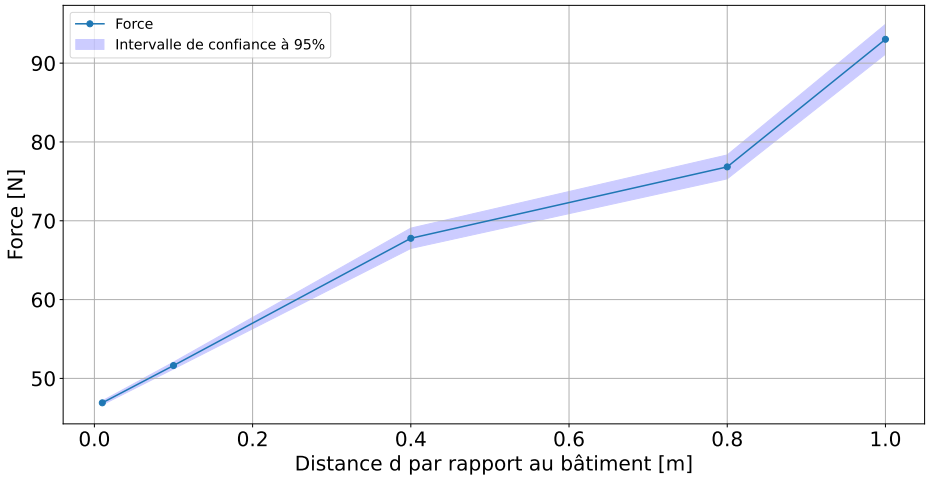


FIGURE 3.47 – Evolution de la force moyenne en fonction de la distance d.

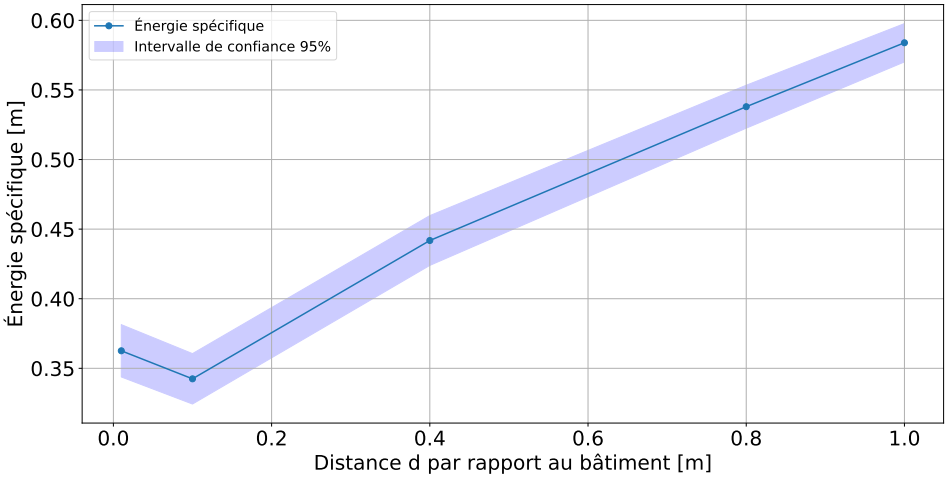


FIGURE 3.48 – Evolution de l'énergie spécifique moyenne en fonction de la distance d.

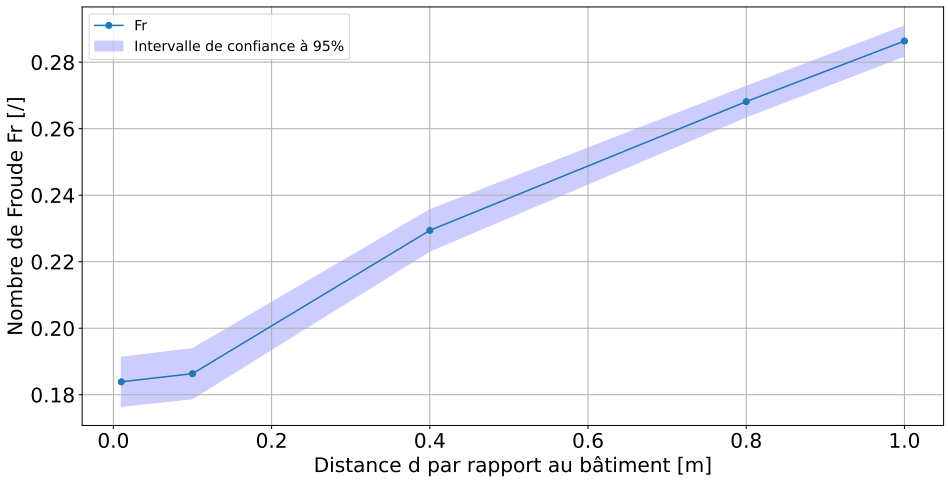


FIGURE 3.49 – Evolution du nombre de Froude moyen en fonction de la distance d.

Conclusion

Ce travail de fin d'études s'inscrit dans la partie 3 du projet, nommé "FLOOD", initié par Buildwise. Il vient compléter les travaux précédemment réalisés par *Lisa Adyns et Delphine Adriaens* [34] portant principalement sur l'évaluation des forces induites sur la face avant d'un bâtiment en régime transitoire.

L'objectif fixé était de déterminer l'influence d'une barrière de protection sur la force induite par un écoulement permanent contre la face avant d'un bâtiment. Pour la déterminer, plusieurs configurations expérimentales ont été choisies. Dans chacune d'elles, le régime d'écoulement (transitoire ou permanent), la position de la barrière par rapport au bâtiment qu'elle est censée protéger, la porosité ainsi que la longueur relative de la barrière, donnée par le rapport entre sa longueur totale L et la largeur effective de la section transversale du canal de 2.92m, ont servi de paramètres. La position et l'orientation (64°) du bâtiment ont été, quant à elles, fixées lors des expériences.

Le rapport a débuté par un premier chapitre qui a permis de mettre en évidence les méthodes de calcul de forces existantes au sein des normes en vigueur dans les pays étrangers à la Belgique et les formules déduites suite à des essais expérimentaux et des simulations numériques. A la suite de cela, il s'est avéré que, pour l'évaluation des forces agissant sur la face avant du bâtiment analysé, des mesures de hauteurs d'eau et de pressions au droit de la paroi du bâtiment ainsi que des mesures de vitesses étaient nécessaires. Pour les mesures de hauteurs d'eau, un recours à des techniques d'imagerie s'est montré essentiel vu le caractère turbulent des écoulements permanents analysés. En ce qui concerne les prises de pressions, des sondes de pression différentielle ont été employées afin de déterminer la distribution de pression à chaque instant t sur la face avant du bâtiment. Malgré la présence de traceurs au préalable et d'images vidéos des écoulements, avant chaque essai expérimental, aucun traitement par technique d'imagerie n'a été effectué pour la déduction des vecteurs vitesses de l'écoulement.

Une fois les essais répertoriés et les valeurs de forces déduites grâce aux mesures de hauteurs d'eau et de pressions, une analyse numérique a pu être réalisée. Après

vérifications, le modèle statistique utilisé s'est avéré significatif et a permis de déterminer, pour les plages de valeurs testées pour chaque paramètre de barrière, une formule empirique de prédiction des forces. Les conclusions qui en ressortent, dans les configurations testées, sont les suivantes :

- Les termes significatifs dans l'évaluation de la force induite par l'écoulement sur la face avant du bâtiment sont le débit imposé avec une tendance quadratique positive et une tendance linéaire, la porosité de la barrière avec une tendance linéaire ainsi que les interactions entre le débit et la position de la barrière, et entre le débit et la porosité de la barrière. Les effets linéaires et quadratiques du paramètre de longueur relative de la barrière ne sont, quant à eux, pas significatifs.
- Pour de faibles débits, proches d'une valeur de $15l/s$, la porosité ainsi que la longueur relative de la barrière n'ont aucune influence sur la force. Au contraire, pour des débits élevés ou intermédiaires, l'influence de la porosité commence à se manifester.
- Plus l'écoulement est lent (faible débit proche de $15l/s$), plus la porosité de la barrière doit être importante pour assurer une meilleure protection du bâtiment.
- Plus le débit est élevé et non négligeable, plus la barrière doit être étanche et plus elle doit être proche du bâtiment qu'elle protège pour garantir sa fonction protectrice de manière optimale.

Comme la formule de prédiction est valable uniquement pour le domaine expérimental testé, de futurs chercheurs pourraient y voir l'opportunité d'effectuer d'autres expériences afin de déterminer dans quelles mesures les conclusions établies ci-dessus pourraient changer. En plus de cela, les conditions expérimentales testées se prêtent difficilement à la réalité, renforçant ainsi le besoin de faire d'avantages de tests dans des conditions proches des zones habitables.

Enfin, une dernière analyse a été menée, cette fois-ci par voie numérique, à l'aide du logiciel *Watlab* permettant de résoudre les équations de Saint-Venant (2D) par une méthode de volumes finis. Elle avait pour objectif premier de valider le modèle numérique pour une configuration particulière de barrière et d'écoulement, à savoir la configuration moyenne du domaine expérimental. Vu que le canal expérimental, sujet aux phénomènes d'évaporation, fonctionnait en circuit fermé et qu'aucune mesure du volume d'eau initial n'a été effectué avant chaque essai expérimental, la détermination de la condition aux limites a fait l'objet de multiples discussions. En effet, au droit du bâtiment, le caractère subcritique de l'écoulement a été observé (nombre de Froude $Fr < 1$), ce qui indique qu'une intumescence

infinitésimale est capable d'influencer aussi bien l'amont que l'aval du canal. A la suite de ces discussions, il s'est avéré qu'une condition aval transmissive n'était pas représentative du phénomène se déroulant à l'aval du système étant donné que le modèle, muni de cette condition, avait tendance à sous-estimer les valeurs de hauteurs d'eau au sein du canal. Cette sous-estimation a été expliquée par le fait que l'eau du canal ne se déverse pas complètement à l'aval en passant par la profondeur critique. En ce qui concerne une possible hauteur d'eau imposée en aval, les résultats numériques ont montré que cette condition aval était meilleure que la condition aval transmissive étant donné qu'elle assure une meilleure reproduction des profondeurs d'eau mesurées expérimentalement. Un maximum de 10% d'erreur est toutefois envisageable et non négligeable dans le cas où la composante hydrostatique des forces l'emporte sur la composante hydrodynamique. La seule difficulté que présentait cette condition aux limites était qu'elle nécessitait de recourir à une procédure d'essais-erreurs en raison du manque d'information sur le volume initial du canal. Cette procédure s'arrêtait une fois que le modèle numérique reproduisait correctement les hauteurs d'eau expérimentales mesurées à l'amont du canal.

Une fois la condition aval choisie, la configuration moyenne du domaine expérimental a été analysée et a abouti aux observations suivantes :

- Une sous-estimation des profondeurs d'eau au niveau de la face avant du bâtiment de l'ordre du centimètre a été observée malgré la bonne reproduction des hauteurs d'eau à l'amont. Ceci menait à une sous-estimation de la force de 14.77%, soit 8.13 N, après utilisation des données numériques.
- La présence de la barrière réduisait en moyenne la force exercée sur la face avant du bâtiment de 9.8%, soit 5.1N.
- La sensibilité du modèle numérique à une faible variation de la condition aval ($\pm$0.5cm) atteignait un maximum de 3.11N.
- L'énergie spécifique moyenne le long de la face avant du bâtiment diminuait par la présence de la barrière.
- La présence de la barrière causait un ralentissement de l'écoulement au niveau du bâtiment et cela avait pour conséquence une diminution du nombre de Froude moyen le long de sa face avant.
- En s'éloignant perpendiculairement à la face avant du bâtiment, la force, l'énergie spécifique moyenne ainsi que le nombre de Froude moyen augmentaient. Cette tendance peut être attribuée à l'augmentation de la vitesse de l'écoulement à mesure que ce dernier s'éloignait de la paroi du bâtiment.
- Les remous générés devant le bâtiment agissaient comme un mécanisme de protection en assurant la réduction progressive de la vitesse de l'écoulement à mesure que ce dernier se rapprochait du bâtiment.

Malheureusement, la réduction de force induite par la barrière (5.1N) était du même ordre de grandeur que la variabilité des valeurs de forces expérimentales qui s'élevaient à 5.18N. Ceci a remis en doute la capacité du modèle numérique à reproduire l'effet de la barrière sur l'écoulement. Au vu de ceci, de futures investigations peuvent à nouveau voir le jour en vue de déterminer si, pour d'autres configurations de barrière et d'écoulement, le modèle numérique arrive à bel et bien reproduire l'influence de la barrière ou si, dans le cas contraire, il présente des limitations.

Annexes

A Essais réalisés

La classification complète des essais réalisés est reprise dans cette section. Pour chaque essai, le régime d'écoulement, le débit initial imposé ou la hauteur initiale imposée dans le réservoir amont ainsi que les paramètres X, L^*, ρ représentant respectivement la distance selon l'axe x de la barrière par rapport à la porte, la longueur relative de la barrière donnée par le rapport entre sa longueur totale L et la largeur effective de la section transversale du canal de 2.92m et finalement la porosité de la barrière y sont décrits.

De plus, les informations concernant les positions des prises de pression sur les faces "avant" ou "arrière", identifiées par les numéros des sondes de pression différentielle P_1, P_2, P_3, P_4, P_5 et P_6 (voir Figure 2.10), ainsi que le nombre d'obstacles n composant la barrière de longueur L et l'espacement t entre ces obstacles sont également fournies.

Régime	**# Essai**	**# Mesure**	**Côté**	**Q ou Δh_0**	**X**	**L***	ρ	**n**	**L**	**t**	P_1	P_2	P_3	P_4	P_5	P_6
Transitoire	1	1	Avant	300	1.7	0.444	0.25	6	129.6	6.48	F	E	D	I	G	H
Transitoire	1	3	Avant	300	1.7	0.444	0.25	6	129.6	6.48	C	B	A	L	H	K
Transitoire	1	21	Arrière	300	1.7	0.444	0.25	6	129.6	6.48	I	H	G	L	E	K
Transitoire	2	5	Avant	300	1.15	0.222	0.5	2	64.8	32.4	C	B	A	L	H	K
Transitoire	2	7	Avant	300	1.15	0.222	0.5	2	64.8	32.4	F	E	D	I	G	H
Transitoire	2	23	Arrière	300	1.15	0.222	0.5	2	64.8	32.4	I	H	G	L	E	K
Transitoire	3	9	Avant	400	2.25	0.444	0.25	6	129.6	6.48	F	E	D	I	G	H
Transitoire	3	11	Avant	400	2.25	0.444	0.25	6	129.6	6.48	C	B	A	L	J	K
Transitoire	3	25	Arrière	400	2.25	0.444	0.25	6	129.6	6.48	I	H	G	L	E	K

Régime	**# Essai**	**# Mesure**	**Côté**	**Q ou Δh_0**	**X**	**L***	ρ	**n**	**L**	**t**	P_1	P_2	P_3	P_4	P_5	P_6
Transitoire	4	13	Avant	200	1.7	0.666	0.5	6	194.4	19.44	C	B	A	L	J	K
Transitoire	4	15	Avant	200	1.7	0.666	0.5	6	194.4	19.44	F	E	D	I	G	H
Transitoire	4	27	Arrière	200	1.7	0.666	0.5	6	194.4	19.44	I	H	G	L	E	K
Transitoire	5	17	Avant	200	2.25	0.222	0	4	64.8	0	F	E	D	I	G	H
Transitoire	5	19	Avant	200	2.25	0.222	0	4	64.8	0	C	B	A	L	J	K
Transitoire	5	29	Arrière	200	2.25	0.222	0	4	64.8	0	I	H	G	L	E	K
Permanent	1	2	Avant	100	1.7	0.444	0.25	6	129.6	6.48	F	E	D	I	G	H
Permanent	1	4	Avant	100	1.7	0.444	0.25	6	129.6	6.48	C	B	A	L	H	K
Permanent	1	22	Arrière	100	1.7	0.444	0.25	6	129.6	6.48	I	H	G	L	E	K
Permanent	2	6	Avant	100	1.15	0.222	0.5	2	64.8	32.4	C	B	A	L	H	K
Permanent	2	8	Avant	100	1.15	0.222	0.5	2	64.8	32.4	F	E	D	I	G	H
Permanent	2	24	Arrière	100	1.15	0.222	0.5	2	64.8	32.4	I	H	G	L	E	K
Permanent	3	10	Avant	185	2.25	0.444	0.25	6	129.6	6.48	F	E	D	I	G	H
Permanent	3	12	Avant	185	2.25	0.444	0.25	6	129.6	6.48	C	B	A	L	J	K
Permanent	3	26	Arrière	185	2.25	0.444	0.25	6	129.6	6.48	I	H	G	L	E	K
Permanent	4	14	Avant	15	1.7	0.666	0.5	6	194.4	19.44	C	B	A	L	J	K
Permanent	4	16	Avant	15	1.7	0.666	0.5	6	194.4	19.44	F	E	D	I	G	H
Permanent	4	28	Arrière	15	1.7	0.666	0.5	6	194.4	19.44	I	H	G	L	E	K
Permanent	5	18	Avant	50	2.25	0.222	0	4	64.8	0	F	E	D	I	G	H
Permanent	5	20	Avant	50	2.25	0.222	0	4	64.8	0	C	B	A	L	J	K
Permanent	5	30	Arrière	50	2.25	0.222	0	4	64.8	0	I	H	G	L	E	K
Transitoire	6	41	Avant	300	1.7	0.444	0	8	129.6	0	F	E	D	I	G	H
Transitoire	6	43	Avant	300	1.7	0.444	0	8	129.6	0	C	B	A	L	J	K
Transitoire	6	31	Arrière	300	1.7	0.444	0	8	129.6	0	I	H	G	L	E	K
Transitoire	7	45	Avant	400	1.7	0.222	0.5	2	64.8	32.4	C	B	A	L	J	K
Transitoire	7	47	Avant	400	1.7	0.222	0.5	2	64.8	32.4	F	E	D	I	G	H
Transitoire	7	33	Arrière	400	1.7	0.222	0.5	2	64.8	32.4	I	H	G	L	E	K
Transitoire	8	49	Avant	200	2.25	0.444	0.5	4	129.6	21.6	F	E	D	I	G	H
Transitoire	8	51	Avant	200	2.25	0.444	0.5	4	129.6	21.6	C	B	A	L	J	K
Transitoire	8	35	Arrière	200	2.25	0.444	0.5	4	129.6	21.6	I	H	G	L	E	K
Transitoire	9	53	Avant	200	1.15	0.222	0.25	3	64.8	8.1	C	B	A	L	J	K
Transitoire	9	55	Avant	200	1.15	0.222	0.25	3	64.8	8.1	F	E	D	I	G	H
Transitoire	9	37	Arrière	200	1.15	0.222	0.25	3	64.8	8.1	I	H	G	L	E	K
Transitoire	10	57	Avant	300	1.15	0.666	0.5	6	194.4	19.44	F	E	D	I	G	H
Transitoire	10	59	Avant	300	1.15	0.666	0.5	6	194.4	19.44	C	B	A	L	J	K
Transitoire	10	39	Arrière	300	1.15	0.666	0.5	6	194.4	19.44	I	H	G	L	E	K
Permanent	6	42	Avant	100	1.7	0.444	0	8	129.6	0	F	E	D	I	G	H
Permanent	6	44	Avant	100	1.7	0.444	0	8	129.6	0	C	B	A	L	J	K
Permanent	6	32	Arrière	100	1.7	0.444	0	8	129.6	0	I	H	G	L	E	K
Permanent	7	46	Avant	185	1.7	0.222	0.5	2	64.8	32.4	C	B	A	L	J	K
Permanent	7	48	Avant	185	1.7	0.222	0.5	2	64.8	32.4	F	E	D	I	G	H
Permanent	7	34	Arrière	185	1.7	0.222	0.5	2	64.8	32.4	I	H	G	L	E	K
Permanent	8	50	Avant	15	2.25	0.444	0.5	4	129.6	21.6	F	E	D	I	G	H
Permanent	8	52	Avant	15	2.25	0.444	0.5	4	129.6	21.6	C	B	A	L	J	K
Permanent	8	36	Arrière	15	2.25	0.444	0.5	4	129.6	21.6	I	H	G	L	E	K

Régime	**# Essai**	**# Mesure**	**Côté**	**Q ou Δh_0**	**X**	**L***	ρ	**n**	**L**	**t**	P_1	P_2	P_3	P_4	P_5	P_6
Permanent	9	54	Avant	15	1.15	0.222	0.25	3	64.8	8.1	C	B	A	L	J	K
Permanent	9	56	Avant	15	1.15	0.222	0.25	3	64.8	8.1	F	E	D	I	G	H
Permanent	9	38	Arrière	15	1.15	0.222	0.25	3	64.8	8.1	I	H	G	L	E	K
Permanent	10	58	Avant	100	1.15	0.666	0.5	6	194.4	19.44	F	E	D	I	G	H
Permanent	10	60	Avant	100	1.15	0.666	0.5	6	194.4	19.44	C	B	A	L	J	K
Permanent	10	40	Arrière	100	1.15	0.666	0.5	6	194.4	19.44	I	H	G	L	E	K
Transitoire	11	61	Avant	200	1.7	0.666	0	12	194.4	0	C	B	A	L	J	K
Transitoire	11	75	Avant	200	1.7	0.666	0	12	194.4	0	F	E	D	I	G	H
Transitoire	11	89	Arrière	200	1.7	0.666	0	12	194.4	0	I	H	G	L	E	K
Transitoire	12	63	Avant	400	2.25	0.666	0.5	6	194.4	19.44	C	B	A	L	J	K
Transitoire	12	77	Avant	400	2.25	0.666	0.5	6	194.4	19.44	F	E	D	I	G	H
Transitoire	12	91	Arrière	400	2.25	0.666	0.5	6	194.4	19.44	I	H	G	L	E	K
Transitoire	13	65	Avant	400	1.15	0.666	0	12	194.4	0	C	B	A	L	J	K
Transitoire	13	79	Avant	400	1.15	0.666	0	12	194.4	0	F	E	D	I	G	H
Transitoire	13	93	Arrière	400	1.15	0.666	0	12	194.4	0	I	H	G	L	E	K
Transitoire	14	67	Avant	300	1.7	0.444	0.25	6	129.6	6.48	C	B	A	L	J	K
Transitoire	14	81	Avant	300	1.7	0.444	0.25	6	129.6	6.48	F	E	D	I	G	H
Transitoire	14	95	Arrière	300	1.7	0.444	0.25	6	129.6	6.48	I	H	G	L	E	K
Transitoire	15	69	Avant	300	2.25	0.222	0.25	3	64.8	8.1	C	B	A	L	J	K
Transitoire	15	83	Avant	300	2.25	0.222	0.25	3	64.8	8.1	F	E	D	I	G	H
Transitoire	15	97	Arrière	300	2.25	0.222	0.25	3	64.8	8.1	I	H	G	L	E	K
Transitoire	16	71	Avant	200	1.15	0.444	0.5	4	129.6	21.6	C	B	A	L	J	K
Transitoire	16	85	Avant	200	1.15	0.444	0.5	4	129.6	21.6	F	E	D	I	G	H
Transitoire	16	99	Arrière	200	1.15	0.444	0.5	4	129.6	21.6	I	H	G	L	E	K
Transitoire	A	73	Avant	300	1.7	0.444	0.25	6	129.6	6.48	C	B	A	L	J	K
Transitoire	A	87	Avant	300	1.7	0.444	0.25	6	129.6	6.48	F	E	D	I	G	H
Transitoire	A	101	Arrière	300	1.7	0.444	0.25	6	129.6	6.48	I	H	G	L	E	K
Permanent	11	62	Avant	15	1.7	0.666	0	12	194.4	0	C	B	A	L	J	K
Permanent	11	76	Avant	15	1.7	0.666	0	12	194.4	0	F	E	D	I	G	H
Permanent	11	90	Arrière	15	1.7	0.666	0	12	194.4	0	I	H	G	L	E	K
Permanent	12	64	Avant	185	2.25	0.666	0.5	6	194.4	19.44	C	B	A	L	J	K
Permanent	12	78	Avant	185	2.25	0.666	0.5	6	194.4	19.44	F	E	D	I	G	H
Permanent	12	92	Arrière	185	2.25	0.666	0.5	6	194.4	19.44	I	H	G	L	E	K
Permanent	13	66	Avant	185	1.15	0.666	0	12	194.4	0	C	B	A	L	J	K
Permanent	13	80	Avant	185	1.15	0.666	0	12	194.4	0	F	E	D	I	G	H
Permanent	13	94	Arrière	185	1.15	0.666	0	12	194.4	0	I	H	G	L	E	K
Permanent	14	68	Avant	100	1.7	0.444	0.25	6	129.6	6.48	C	B	A	L	J	K
Permanent	14	82	Avant	100	1.7	0.444	0.25	6	129.6	6.48	F	E	D	I	G	H
Permanent	14	96	Arrière	100	1.7	0.444	0.25	6	129.6	6.48	I	H	G	L	E	K
Permanent	15	70	Avant	100	2.25	0.222	0.25	3	64.8	8.1	C	B	A	L	J	K
Permanent	15	84	Avant	100	2.25	0.222	0.25	3	64.8	8.1	F	E	D	I	G	H
Permanent	15	98	Arrière	100	2.25	0.222	0.25	3	64.8	8.1	I	H	G	L	E	K
Permanent	16	72	Avant	15	1.15	0.444	0.5	4	129.6	21.6	C	B	A	L	J	K
Permanent	16	86	Avant	15	1.15	0.444	0.5	4	129.6	21.6	F	E	D	I	G	H
Permanent	16	100	Arrière	15	1.15	0.444	0.5	4	129.6	21.6	I	H	G	L	E	K

Régime	**# Essai**	**# Mesure**	**Côté**	**Q ou Δh_0**	**X**	**L***	ρ	**n**	**L**	**t**	P_1	P_2	P_3	P_4	P_5	P_6
Permanent	A	74	Avant	100	1.7	0.444	0.25	6	129.6	6.48	C	B	A	L	J	K
Permanent	A	88	Avant	100	1.7	0.444	0.25	6	129.6	6.48	F	E	D	I	G	H
Permanent	A	102	Arrière	100	1.7	0.444	0.25	6	129.6	6.48	I	H	G	L	E	K
Transitoire	17	103	Avant	400	1.15	0.444	0.5	4	129.6	21.6	C	B	A	L	J	K
Transitoire	17	117	Avant	400	1.15	0.444	0.5	4	129.6	21.6	F	E	D	I	G	H
Transitoire	17	131	Arrière	400	1.15	0.444	0.5	4	129.6	21.6	I	H	G	L	E	K
Transitoire	18	105	Avant	300	1.7	0.444	0.25	6	129.6	6.48	C	B	A	L	J	K
Transitoire	18	119	Avant	300	1.7	0.444	0.25	6	129.6	6.48	F	E	D	I	G	H
Transitoire	18	133	Arrière	300	1.7	0.444	0.25	6	129.6	6.48	I	H	G	L	E	K
Transitoire	19	107	Avant	200	1.15	0.666	0.25	9	194.4	6.075	C	B	A	L	J	K
Transitoire	19	121	Avant	200	1.15	0.666	0.25	9	194.4	6.075	F	E	D	I	G	H
Transitoire	19	135	Arrière	200	1.15	0.666	0.25	9	194.4	6.075	I	H	G	L	E	K
Transitoire	20	109	Avant	300	2.25	0.666	0	12	194.4	0	C	B	A	L	J	K
Transitoire	20	123	Avant	300	2.25	0.666	0	12	194.4	0	F	E	D	I	G	H
Transitoire	20	137	Arrière	300	2.25	0.666	0	12	194.4	0	I	H	G	L	E	K
Transitoire	21	111	Avant	300	1.7	0.444	0.25	6	129.6	6.48	C	B	A	L	J	K
Transitoire	21	125	Avant	300	1.7	0.444	0.25	6	129.6	6.48	F	E	D	I	G	H
Transitoire	21	139	Arrière	300	1.7	0.444	0.25	6	129.6	6.48	I	H	G	L	E	K
Transitoire	22	113	Avant	200	1.15	0.444	0	8	129.6	0	C	B	A	L	J	K
Transitoire	22	127	Avant	200	1.15	0.444	0	8	129.6	0	F	E	D	I	G	H
Transitoire	22	141	Arrière	200	1.15	0.444	0	8	129.6	0	I	H	G	L	E	K
Transitoire	B	115	Avant	350	2.25	0.499	0	9	145.8	0	C	B	A	L	J	K
Transitoire	B	129	Avant	350	2.25	0.499	0	9	145.8	0	F	E	D	I	G	H
Transitoire	B	143	Arrière	350	2.25	0.499	0	9	145.8	0	I	H	G	L	E	K
Permanent	17	104	Avant	185	1.15	0.444	0.5	4	129.6	21.6	C	B	A	L	J	K
Permanent	17	118	Avant	185	1.15	0.444	0.5	4	129.6	21.6	F	E	D	I	G	H
Permanent	17	132	Arrière	185	1.15	0.444	0.5	4	129.6	21.6	I	H	G	L	E	K
Permanent	18	106	Avant	100	1.7	0.444	0.25	6	129.6	6.48	C	B	A	L	J	K
Permanent	18	120	Avant	100	1.7	0.444	0.25	6	129.6	6.48	F	E	D	I	G	H
Permanent	18	134	Arrière	100	1.7	0.444	0.25	6	129.6	6.48	I	H	G	L	E	K
Permanent	19	108	Avant	15	1.15	0.666	0.25	9	194.4	6.075	C	B	A	L	J	K
Permanent	19	122	Avant	15	1.15	0.666	0.25	9	194.4	6.075	F	E	D	I	G	H
Permanent	19	136	Arrière	15	1.15	0.666	0.25	9	194.4	6.075	I	H	G	L	E	K
Permanent	20	110	Avant	100	2.25	0.666	0	12	194.4	0	C	B	A	L	J	K
Permanent	20	124	Avant	100	2.25	0.666	0	12	194.4	0	F	E	D	I	G	H
Permanent	20	138	Arrière	100	2.25	0.666	0	12	194.4	0	I	H	G	L	E	K
Permanent	21	112	Avant	100	1.7	0.444	0.25	6	129.6	6.48	C	B	A	L	J	K
Permanent	21	126	Avant	100	1.7	0.444	0.25	6	129.6	6.48	F	E	D	I	G	H
Permanent	21	140	Arrière	100	1.7	0.444	0.25	6	129.6	6.48	I	H	G	L	E	K
Permanent	22	114	Avant	15	1.15	0.444	0	8	129.6	0	C	B	A	L	J	K
Permanent	22	128	Avant	15	1.15	0.444	0	8	129.6	0	F	E	D	I	G	H
Permanent	22	142	Arrière	15	1.15	0.444	0	8	129.6	0	I	H	G	L	E	K
Permanent	B	116	Avant	142.5	2.25	0.499	0	9	145.8	0	C	B	A	L	J	K
Permanent	B	130	Avant	142.5	2.25	0.499	0	9	145.8	0	F	E	D	I	G	H
Permanent	B	144	Arrière	142.5	2.25	0.499	0	9	145.8	0	I	H	G	L	E	K

Régime	**# Essai**	**# Mesure**	**Côté**	**Q ou Δh_0**	**X**	**L***	ρ	**n**	**L**	**t**	P_1	P_2	P_3	P_4	P_5	P_6
Transitoire	23	145	Avant	300	1.7	0.444	0.25	6	129.6	6.48	C	B	A	L	J	K
Transitoire	23	159	Avant	300	1.7	0.444	0.25	6	129.6	6.48	F	E	D	I	G	H
Transitoire	23	173	Arrière	300	1.7	0.444	0.25	6	129.6	6.48	I	H	G	L	E	K
Transitoire	24	147	Avant	200	1.15	0.444	0	8	129.6	0	C	B	A	L	J	K
Transitoire	24	161	Avant	200	1.15	0.444	0	8	129.6	0	F	E	D	I	G	H
Transitoire	24	175	Arrière	200	1.15	0.444	0	8	129.6	0	I	H	G	L	E	K
Transitoire	25	149	Avant	400	1.7	0.666	0.25	9	194.4	6.075	C	B	A	L	J	K
Transitoire	25	163	Avant	400	1.7	0.666	0.25	9	194.4	6.075	F	E	D	I	G	H
Transitoire	25	177	Arrière	400	1.7	0.666	0.25	9	194.4	6.075	I	H	G	L	E	K
Transitoire	26	151	Avant	300	2.25	0.222	0.5	2	64.8	32.4	C	B	A	L	J	K
Transitoire	26	165	Avant	300	2.25	0.222	0.5	2	64.8	32.4	F	E	D	I	G	H
Transitoire	26	179	Arrière	300	2.25	0.222	0.5	2	64.8	32.4	I	H	G	L	E	K
Transitoire	27	153	Avant	200	2.25	0.666	0.25	9	194.4	6.075	C	B	A	L	J	K
Transitoire	27	167	Avant	200	2.25	0.666	0.25	9	194.4	6.075	F	E	D	I	G	H
Transitoire	27	181	Arrière	200	2.25	0.666	0.25	9	194.4	6.075	I	H	G	L	E	K
Transitoire	28	155	Avant	400	2.25	0.222	0	4	64.8	0	C	B	A	L	J	K
Transitoire	28	169	Avant	400	2.25	0.222	0	4	64.8	0	F	E	D	I	G	H
Transitoire	28	183	Arrière	400	2.25	0.222	0	4	64.8	0	I	H	G	L	E	K
Transitoire	C	157	Avant	400	1.9	0.444	0.375	5	129.6	12.15	C	B	A	L	J	K
Transitoire	C	171	Avant	400	1.9	0.444	0.375	5	129.6	12.15	F	E	D	I	G	H
Transitoire	C	185	Arrière	400	1.9	0.444	0.375	5	129.6	12.15	I	H	G	L	E	K
Permanent	23	146	Avant	100	1.7	0.444	0.25	6	129.6	6.48	C	B	A	L	J	K
Permanent	23	160	Avant	100	1.7	0.444	0.25	6	129.6	6.48	F	E	D	I	G	H
Permanent	23	174	Arrière	100	1.7	0.444	0.25	6	129.6	6.48	I	H	G	L	E	K
Permanent	24	148	Avant	15	1.15	0.444	0	8	129.6	0	C	B	A	L	J	K
Permanent	24	162	Avant	15	1.15	0.444	0	8	129.6	0	F	E	D	I	G	H
Permanent	24	176	Arrière	15	1.15	0.444	0	8	129.6	0	I	H	G	L	E	K
Permanent	25	150	Avant	185	1.7	0.666	0.25	9	194.4	6.075	C	B	A	L	J	K
Permanent	25	164	Avant	185	1.7	0.666	0.25	9	194.4	6.075	F	E	D	I	G	H
Permanent	25	178	Arrière	185	1.7	0.666	0.25	9	194.4	6.075	I	H	G	L	E	K
Permanent	26	152	Avant	100	2.25	0.222	0.5	2	64.8	32.4	C	B	A	L	J	K
Permanent	26	166	Avant	100	2.25	0.222	0.5	2	64.8	32.4	F	E	D	I	G	H
Permanent	26	180	Arrière	100	2.25	0.222	0.5	2	64.8	32.4	I	H	G	L	E	K
Permanent	27	154	Avant	15	2.25	0.666	0.25	9	194.4	6.075	C	B	A	L	J	K
Permanent	27	168	Avant	15	2.25	0.666	0.25	9	194.4	6.075	F	E	D	I	G	H
Permanent	27	182	Arrière	15	2.25	0.666	0.25	9	194.4	6.075	I	H	G	L	E	K
Permanent	28	156	Avant	185	2.25	0.222	0	4	64.8	0	C	B	A	L	J	K
Permanent	28	170	Avant	185	2.25	0.222	0	4	64.8	0	F	E	D	I	G	H
Permanent	28	184	Arrière	185	2.25	0.222	0	4	64.8	0	I	H	G	L	E	K
Permanent	C	158	Avant	185	1.9	0.444	0.375	5	129.6	12.15	C	B	A	L	J	K
Permanent	C	172	Avant	185	1.9	0.444	0.375	5	129.6	12.15	F	E	D	I	G	H
Permanent	C	186	Arrière	185	1.9	0.444	0.375	5	129.6	12.15	I	H	G	L	E	K

TABLE 3.6 – Essais réalisés.

B Équations de Saint-Venant unidimensionnelles

Les équations de Saint-Venant sont fréquemment utilisées pour modéliser des écoulements en régime transitoire. Ces équations sont conservatives par nature de la quantité de masse d'eau contenue dans le système ainsi que de la quantité de mouvement. Elles définissent une vitesse finie de propagation de l'information (équations hyperboliques) et sont capables de représenter des chocs ainsi que des discontinuités comme dans le cas de ressauts hydrauliques. Cette dernière propriété est très importante étant donné les configurations des essais réalisés qui peuvent admettre des discontinuités locales.

Afin d'arriver à leurs expressions, un certain nombre d'hypothèses doivent être effectuées :

1. Hypothèse d'écoulement unidimensionnel. Les équations seront, par simplicité, développées dans leurs formes à une dimension. L'extension au format à deux dimensions peut être réalisé suivant un même raisonnement (*cf.* Chapitre 3). Ceci implique que les uniques inconnues seront le débit Q et la profondeur d'eau h mesurée le long du thalweg.
2. Le fluide, en l'occurrence l'eau, est considéré comme incompressible, ce qui implique que la densité de l'eau ρ est constante.
3. La pente de fond est considérée comme faible (elle est nulle dans le cas du canal d'expérience). Ceci implique que les distances peuvent être mesurées le long du thalweg et que la profondeur d'eau h peut se mesurer selon l'axe vertical z [10]. L'axe vertical z et l'axe horizontal x de la Figure 3.50 seront donc pratiquement confondus avec le système d'axe (h,s).
4. Les filets fluides sont supposés parallèles rendant la distribution de pression hydrostatique et la définition d'une vitesse moyenne de l'écoulement $V = Q/A$ possible, avec Q et A le débit et la section transversale du canal respectivement.
5. La courbure du lit est limitée confirmant ainsi l'hypothèse d'une distribution de pression hydrostatique. Les cas de fortes courbures de la Figure 3.51 ne sont dès lors pas considérés car ils impliqueraient soit une pression inférieure à la pression hydrostatique soit une pression supérieure à celle-ci.
6. L'écoulement est considéré turbulent. Il se caractérise par le nombre de Reynolds $Re = \frac{V \cdot R}{\nu}$ qui est le rapport entre la vitesse de l'écoulement V multipliée par le rayon hydraulique R et la viscosité cinématique de l'eau $\nu \approx 10^{-6} m^2 s^{-1}$.

10. La profondeur h s'obtient en soustrayant le niveau de l'eau z_w au niveau de fond z_b.

7. Les pertes de charges dues au frottement s'exerçant sur le lit sont évaluées comme étant égales à celles agissant dans le cas d'un écoulement uniforme. De cette manière, l'équation de *Manning* pour la détermination de la ligne de charge est utilisable.

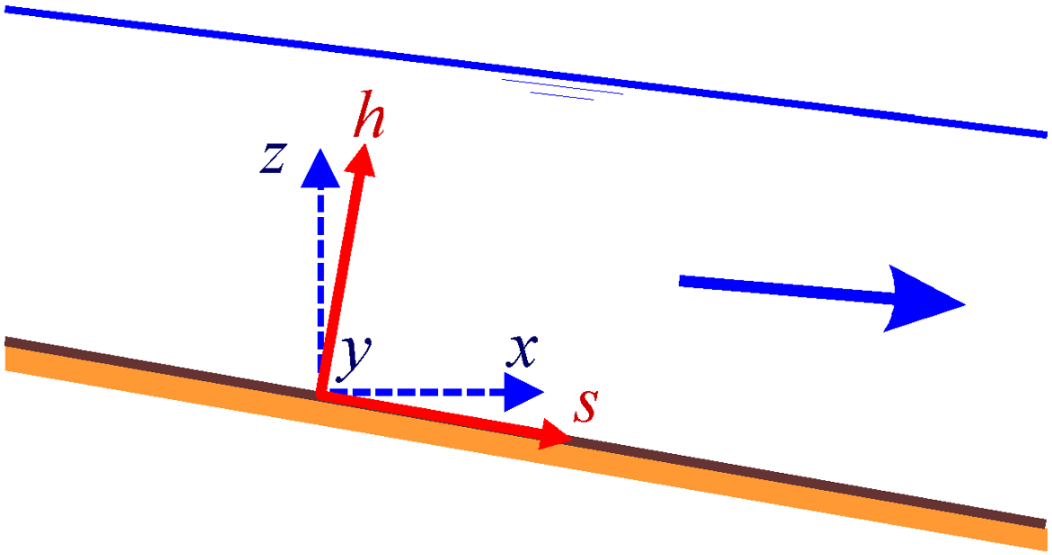


FIGURE 3.50 – Système d'axe pour le problème 1D considéré[43].

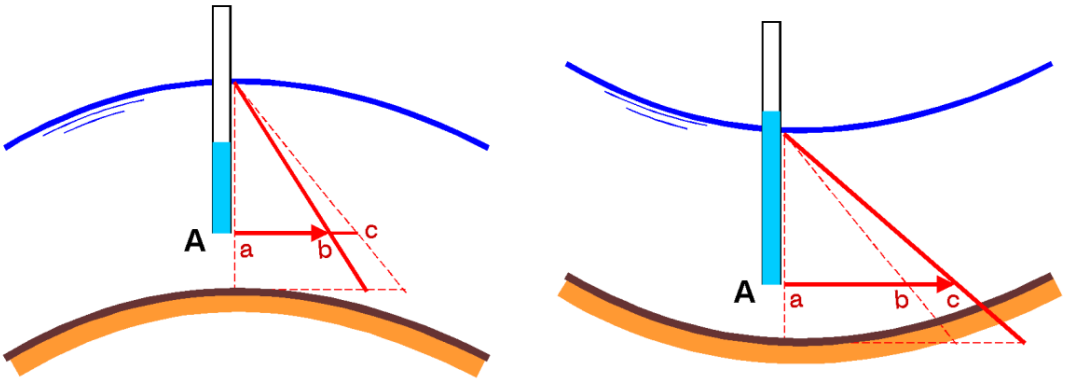


FIGURE 3.51 – Courbures trop importantes rendant l'hypothèse d'une distribution hydrostatique des pressions inadéquate[43].

Une fois celles-ci effectuées, les équations de continuité et de quantité de mouvement peuvent être développées :

Equation de continuité

L'équation de conservation de la masse impose que la masse m contenue dans un système soit constante par rapport au temps et s'écrit de la manière suivante :

$$\frac{Dm}{Dt} = 0 \tag{3.25}$$

avec $\frac{D}{Dt}$ la dérivée matérielle.

Par définition, le terme de la dérivée matérielle peut être réécrit en utilisant la relation 3.26 sur un volume de contrôle VC :

$$\frac{DN}{Dt} = \frac{\partial}{\partial t}\iiint_{VC} \eta\rho dV + \iint_{SC} \eta\rho(\mathbf{V}|\mathbf{dA}) = \frac{\partial}{\partial t}\iiint_{VC} \eta\rho dV + \iint_{SC} \eta\rho(\mathbf{V}\cdot\mathbf{n})dA \tag{3.26}$$

avec V et n le vecteur vitesse et le vecteur normal unitaire respectivement.

Cette relation peut être vue comme le lien pour passer d'une vision Lagrangienne sur un système à une vision Eulérienne sur un volume de contrôle. Elle exprime le fait que le taux de variation dans le temps de n'importe quelle quantité massique $N = \eta m$ [11] est égal au taux de variation dans le temps de cette même quantité N à l'intérieur du volume de contrôle VC additionné de ses flux nets à travers les frontières SC de VC.

11. η est un paramètre qui peut prendre différentes valeurs en fonction de la quantité à représenter. Ex : si $\eta = 1$, la quantité représentée N est la masse totale du système m. Dans le cas où *eta* est égal à V, la vitesse de l'écoulement, la quantité représentée N sera représentative de la quantité de mouvement dans le système.

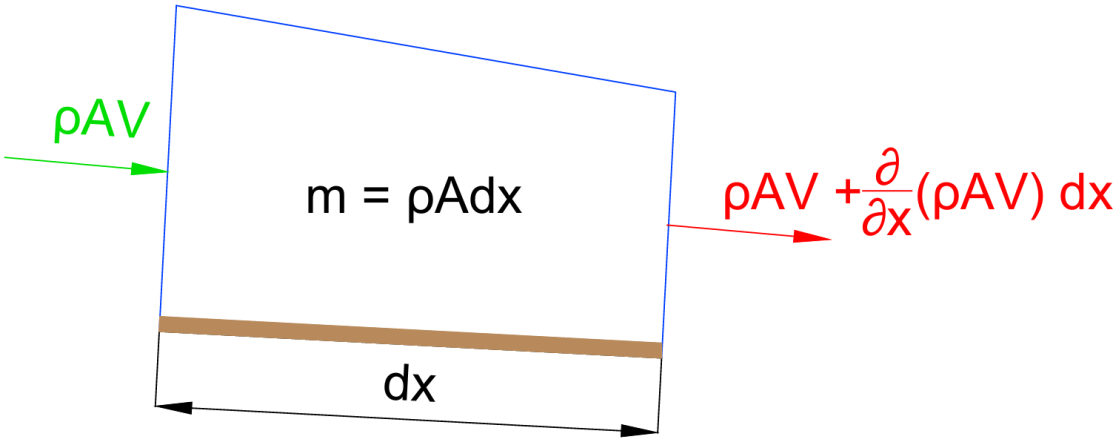


FIGURE 3.52 – Volume de contrôle.

En rassemblant les équations 3.25 et 3.26 appliquées au volume contrôle de la Figure 3.52 tout en prenant une quantité massique $N = m$ ($\eta = 1$), l'équation de continuité sous la forme conservative peut être obtenue :

$$\begin{aligned}\frac{Dm}{Dt} &= \frac{\partial}{\partial t}(\rho A dx) + \rho AV + \frac{\partial}{\partial x}(\rho AV) - \rho AV \\ &= \frac{\partial}{\partial t}(\rho A dx) + \frac{\partial}{\partial x}(\rho Q)dx = 0\end{aligned}$$

$$\overset{(\div \rho dx)}{\Rightarrow} \boxed{\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0} \tag{3.27}$$

avec A et Q étant respectivement l'aire de la section transversale ($[m^2]$) qui représente la masse contenue dans le volume de contrôle et le débit ($[m^3/s]$) représentatif du flux de masse à travers les surfaces de contrôle.

Equation de quantité de mouvement

Dans le cas présent, une nouvelle valeur pour le paramètre η est utilisée et équivaut au vecteur vitesse de l'écoulement dans la direction X, V_x. Ceci permettra à la quantité massique N de représenter la quantité de mouvement $m\mathbf{V}_x$ dans le système Lagrangien représenté en Figure 3.53.

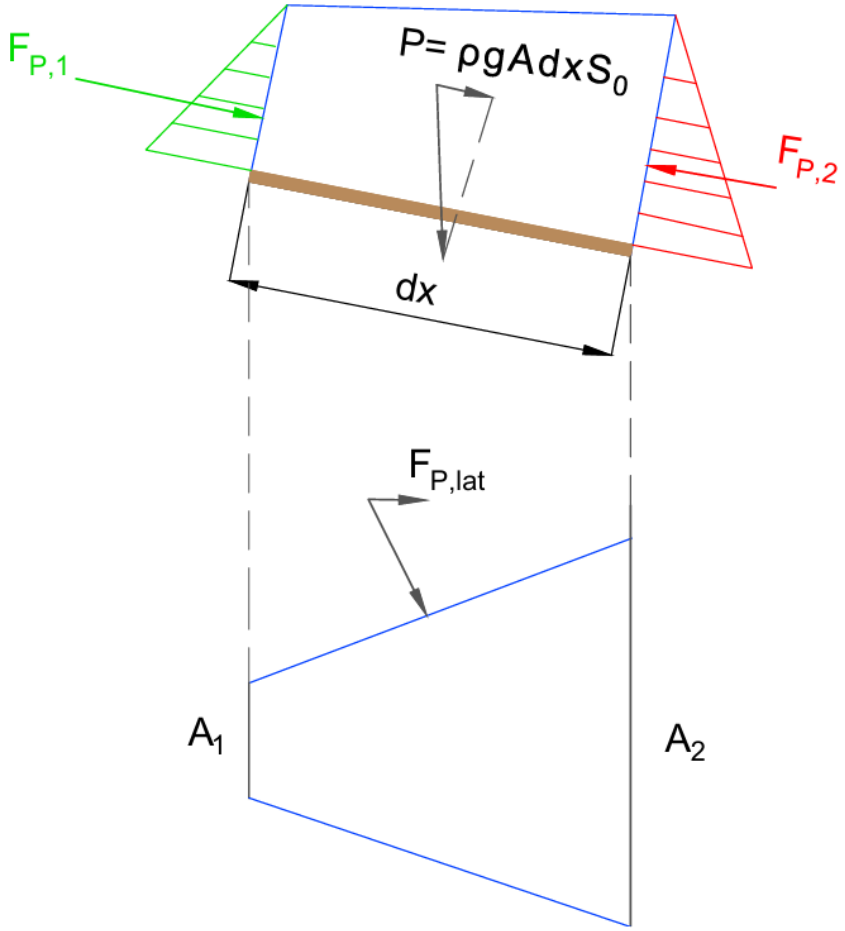


FIGURE 3.53 – Forces agissant sur le système.

A ce système, la seconde loi de Newton peut être appliquée dans la direction X :

$$\frac{D(m\mathbf{V}_x)}{Dt} = \frac{D(mu)}{Dt} = \sum F_x \tag{3.28}$$

avec u la composante selon X de la vitesse locale.

Les forces dans le sens de l'écoulement F_x s'appliquant sur le système sont :

1. **Les forces de frottement** $F_f = -\tau P dx$ avec τ la contrainte de cisaillement ($[Pa]$) s'appliquant le long du périmètre mouillé P. Par l'hypothèse $n°7$, la formule de $Manning$ peut être utilisée afin de réécrire ces forces comme s'il s'agissait localement d'un écoulement uniforme :

$$F_f = -\tau P dx = -\Big(\gamma \frac{A}{P} S_f\Big) P dx = -\rho g A S_f dx \tag{3.29}$$

2. **La composante longitudinale de la force de gravité** qui va entraîner l'eau le long de la pente S_0 :

$$P = \gamma A dx S_0 \tag{3.30}$$

3. **Les forces de pression** qui sont de deux types :

   - Les forces de pression latérales $F_{P,lat}$ dues au changement de largeur de la section.

$$F_{P,lat} = \rho g \int_0^h (z - \eta)\Big(\frac{\partial b(\eta)}{\partial x} dx\Big) d\eta = \rho g I_2 dx \tag{3.31}$$

   - Les forces de pression hydrostatique $F_{P,1}$ et $F_{P,2}$ agissant sur des sections quelconques A_1 et A_2, potentiellement différentes l'une de l'autre dans un cas tout à fait général (sections non-prismatiques).

   La résultante de ces forces hydrostatiques F_P vaut :

$$F_P = -\Delta(\rho g I_1) = -\frac{\partial}{\partial x}(\rho g I_1) dx \tag{3.32}$$

   où I_1 est le moment statique de la section qui, suivant la Figure 3.54, a l'expression suivante :

$$I_1 = A \cdot h_G = \int_0^h (h - \eta) b(\eta) d\eta \tag{3.33}$$

   et I_2 est l'effet du changement de largeur de la section transversale qui peut être lié à la dérivée partielle de I_1 par rapport à x en se servant du théorème de Liebniz :

$$\begin{aligned} \frac{\partial I_1}{\partial x} &= \int_0^h \left[\frac{\partial h}{\partial x} b(\eta)\, d\eta + (h - \eta)\frac{\partial b}{\partial x}\, d\eta\right] + (h - h) b(h) \frac{\partial h}{\partial x} - 0 \\ \frac{\partial I_1}{\partial x} &= A \frac{\partial h}{\partial x} + \underbrace{\int_0^h (h - \eta)\frac{\partial b}{\partial x}\, d\eta}_{I_2} \end{aligned} \tag{3.34}$$

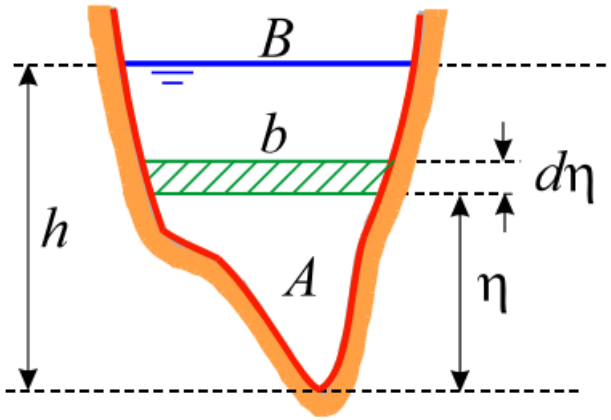


FIGURE 3.54 – Moment statique de la section obtenu par intégration de tranches horizontales de largeur $d\eta$. η est la coordonnée verticale de la section A de largeur B et h est la profondeur d'eau[43].

Finalement, la somme des forces F_x s'écrit :

$$\sum F_x = -\rho g A \frac{\partial h}{\partial x}\, dx - \cancel{\rho g I_2\, dx} + \cancel{\rho g I_2\, dx} + \rho g A\, dx\, S_0 - \rho g A\, dx\, S_f \tag{3.35}$$

Désormais, il ne reste plus qu'à développer le membre de gauche de l'équation 3.28 avec la définition 3.26 appliquée à la direction X de l'écoulement en considérant qu'aucune eau ne peut sortir par le fond (infiltrations), par la surface ou encore par les côtés latéraux (berges) :

$$\begin{aligned}
\frac{D(mu)}{Dt} &= \frac{\partial}{\partial t} \iiint_{VC} \rho u\, dV + \iint_{A_2} \rho u^2\, dA - \iint_{A_1} \rho u^2\, dA \\
&= \frac{\partial}{\partial t}\left[\rho\, dx \iint_A u\, dA\right] + \frac{\partial}{\partial x}\left[\iint_A \rho u^2\, dA\right] dx \\
&\overset{(3.38)}{=} \rho\, dx \left[\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(\beta V^2 A)\right]
\end{aligned} \tag{3.36}$$

La dernière ligne 3.36 permet de travailler avec la vitesse moyenne V sur la section et non plus avec la vitesse locale u selon l'axe x. En effet, selon la Figure 3.55, le profil de vitesse n'est pas constant et s'apparente de manière générale à un profil logarithmique. Au vu de cela, la vitesse locale u peut être liée à la vitesse moyenne V par un terme d'écart, nommé e :

$$u = V(1+e) \tag{3.37}$$

Après intégration du profil de vitesse sur la section, l'équation suivante s'obtient :

$$\iint_A u^2 dA = V^2 \iint_A (1+2e+e^2) dA = V^2 (A + \iint_A e^2 dA) = \beta V^2 A = \beta \frac{Q^2}{A} \tag{3.38}$$

avec β le coefficient de Boussinesq intégrant la non-uniformité du profil de vitesse.

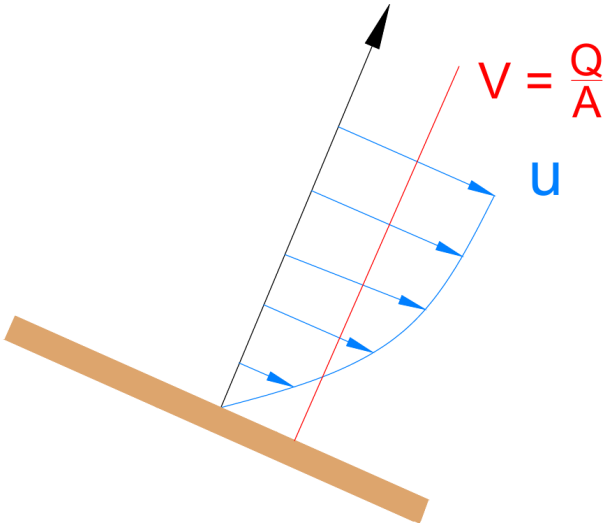


FIGURE 3.55 – Non-uniformité du profil de vitesse.

En rassemblant l'équation 3.36 [12] avec l'équation 3.35, la forme conservative de l'équation de quantité de mouvement s'écrit finalement :

$$\boxed{\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{Q^2}{A} + gI_1\right) = gA(S_0 - S_f) + gI_2} \tag{3.39}$$

Note : Bien qu'il existe de nombreuses manières différentes d'écrire cette dernière équation, la forme décrite ci-dessus a l'avantage d'être écrite à l'échelle de toute la section et donc d'être considérée comme conservative.

12. Par simplification, le coefficient de Boussinesq est pris égal à 1.

B.1 Propagation de l'information

Pour une section A et un débit Q quelconques, le système d'équations de Saint-Venant s'exprime comme suit :

$$\begin{cases} \dfrac{\partial A}{\partial t} + \dfrac{\partial Q}{\partial x} = 0 \\ \dfrac{\partial Q}{\partial t} + \dfrac{\partial}{\partial x}\Big(\dfrac{Q^2}{A} + gI_1\Big) = gA(S_0 - S_f) + gI_2 \end{cases} \tag{3.40}$$

ou sous forme vectorielle :

$$\frac{\partial \mathbf{U}}{\partial t} + \frac{\partial \mathbf{F}(\mathbf{U})}{\partial x} = \mathbf{S} \tag{3.41}$$

avec $\mathbf{U} = \begin{pmatrix} A \\ Q \end{pmatrix}$ le vecteur des variables conservées, $\mathbf{F}(\mathbf{U}) = \begin{pmatrix} Q \\ \frac{Q^2}{A} + gI_1 \end{pmatrix}$ le vecteur des flux et $\mathbf{S} = \begin{pmatrix} 0 \\ gA(S_0 - S_f) + gI_2 \end{pmatrix}$ le terme source.

Sa résolution analytique en régime transitoire est pratiquement impossible à réaliser sauf pour des cas idéaux. En effet, étant donné que les équations présentent des expressions mêlant des dérivées spatiales, toute discontinuité ou transition brusque de la surface libre mènera à des problèmes (la dérivée n'étant pas définie en ces endroits). C'est pour cette même raison que l'utilisation des volumes finis est préférée par rapport aux éléments finis qui ne peuvent gérer ces discontinuités.

En ce qui concerne la résolution numérique, il faut savoir que la première méthode utilisée pour résoudre ces équations de Saint-Venant dans le cas de courants naturels fut la méthode des caractéristiques. Elle permet d'identifier la propriété de vitesse finie de propagation de l'information décrite plus haut en transformant le système 3.40 aux dérivées partielles en un système contenant exclusivement des équations aux dérivées totales ordinaires (EDO). Celles-ci sont plus connues sous le nom d'équations de compatibilité (équations 3.49).

Méthode des caractéristiques

Afin de se débarrasser des termes en I_1 et I_2, la méthode écrit l'équation de continuité et l'équation de quantité de mouvement sous la forme :

$$L_1 \equiv \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \tag{3.42}$$

$$L_2 \equiv \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{Q^2}{A} + gA\frac{\partial h}{\partial x}\right) - gA(S_0 - S_f) = 0 \tag{3.43}$$

Elle utilise pour cela la définition 3.34.

Cette méthode repose sur la détermination du paramètre λ tel que la relation 3.44 soit satisfaite.

$$\lambda L_1 + L_2 = 0 \tag{3.44}$$

Selon celle-ci, une valeur spécifique de ce paramètre permettrait de transformer les équations 3.42 et 3.43 en EDO, révélant ainsi les lignes caractéristiques le long desquelles l'information se propage.

En considérant $dA = Bdh$ (*cf.* Figure 3.56), avec B la largeur de la section A, l'équation 3.44 peut être réécrite comme suit :

$$\begin{aligned} &\lambda\left[\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x}\right] + \left[\frac{\partial Q}{\partial t} + 2\frac{Q}{A}\frac{\partial Q}{\partial x} - \frac{Q^2}{A^2}\frac{\partial A}{\partial x} + g\frac{A}{B}\frac{\partial A}{\partial x} - gA(S_0 - S_f)\right] = 0 \\ \Leftrightarrow &\left[\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x}\left(2\frac{Q}{A} + \lambda\right)\right] + \lambda\left[\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial A}{\partial x}\left(-\frac{Q^2}{\lambda A^2} + \frac{g}{\lambda}\frac{A}{B}\right)\right] = gA(S_0 - S_f) \end{aligned} \tag{3.45}$$

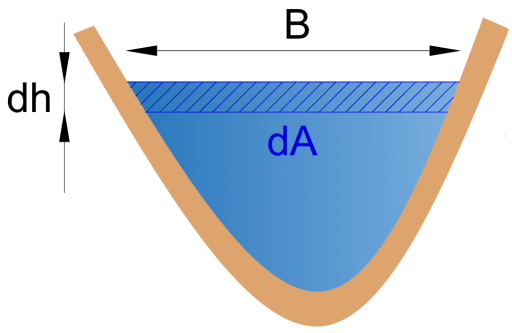


FIGURE 3.56 – Lien entre la largeur B et la section infinitésimale dA.

A partir de l'équation 3.45, les conditions suivantes se déduisent afin d'obtenir uniquement des dérivées totales en Q et A :

$$\frac{dx}{dt} = 2\frac{Q}{A} + \lambda = -\frac{1}{\lambda}\frac{Q^2}{A^2} + \frac{g}{\lambda}\frac{A}{B} \tag{3.46}$$

La valeur du paramètre λ qui valide celles-ci est :

$$\lambda = \frac{-Q}{A} \mp \sqrt{g\frac{A}{B}} = -V \mp c \tag{3.47}$$

où c est la célérité de l'information, c'est-à-dire dans le cas expérimental étudié, la vitesse de propagation d'une onde infinitésimale dans l'eau.

Suite à cela, les équations des caractéristiques (négative et positive) décrivent des courbes dans le plan x-t (voir Figure 3.57) :

$$\begin{aligned} C^- &\equiv \frac{dx}{dt} = V - c \\ C^+ &\equiv \frac{dx}{dt} = V + c \end{aligned} \tag{3.48}$$

et les équations dites de compatibilité sont de la forme :

$$\begin{aligned} \frac{dQ}{dt} + (-V - c)\frac{dA}{dt} &= gA(S_0 - S_f) \text{ le long de } C^- \\ \frac{dQ}{dt} + (-V + c)\frac{dA}{dt} &= gA(S_0 - S_f) \text{ le long de } C^+ \end{aligned} \tag{3.49}$$

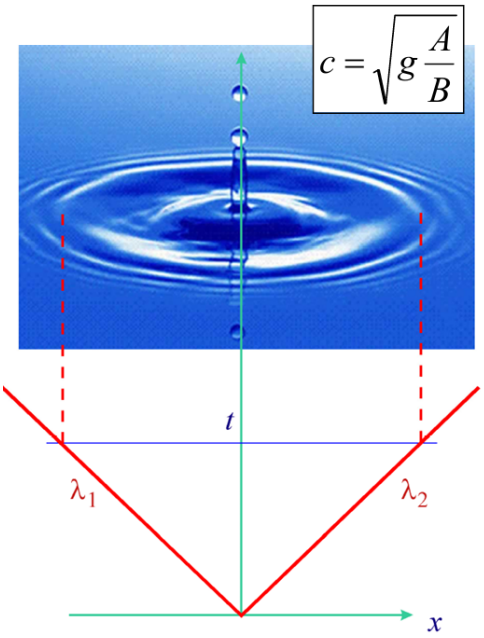


FIGURE 3.57 – Courbes caractéristiques [43].

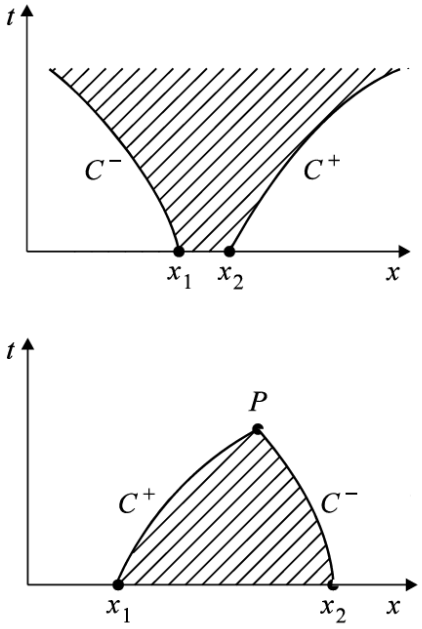


FIGURE 3.58 – Zones d'influence et zones de dépendance [43].

Autrement dit, si la vitesse de l'écoulement V vient à être inférieure à la célérité c, l'information est aussi bien capable de remonter que de descendre le courant. Dans le cas contraire, l'écoulement devient trop rapide (supercritique) pour que l'information ne remonte vers l'amont.

Les zones d'influence et de dépendance déterminent d'ailleurs respectivement les régions influencées par une perturbation se trouvant entre les points x_1 et x_2 et l'origine possible des perturbations ressenties à un point P (voir Figure 3.58).

B.2 Chocs et discontinuités

La théorie de Rankine-Hugoniot permet de résoudre les équations de Saint-Venant aux droits de discontinuités. Pour cela, elle isole ces discontinuités dans un volume de contrôle tel que décrit à la Figure 3.59 et intègre les équations vectorielles 3.50 de part et d'autre de celles-ci.

En négligeant le terme source, la relation s'écrit :

$$\frac{\partial \mathbf{U}}{\partial t} + \frac{\partial \mathbf{F}(\mathbf{U})}{\partial x} = 0 \tag{3.50}$$

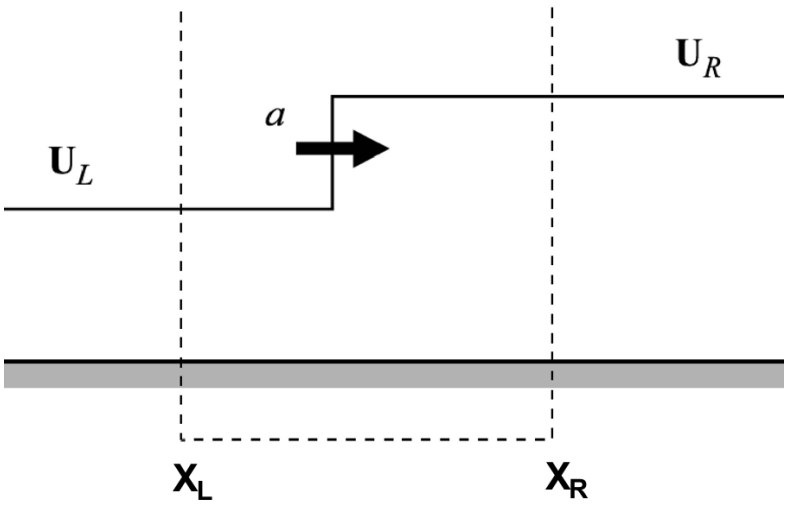


FIGURE 3.59 – Volume de contrôle autour d'une discontinuité.

Par intégration entre les bornes x_L et x_R, l'égalité suivante s'obtient :

$$\begin{aligned} &\int_{x_L}^{x_R} \Big(\frac{\partial \boldsymbol{U}}{\partial t} + \frac{\partial \boldsymbol{F}(\boldsymbol{U})}{\partial x} \Big) dx = 0 \\ \Leftrightarrow &\frac{\partial}{\partial t} \int_{x_L}^{x_R} \boldsymbol{U} dx + \boldsymbol{F}[\boldsymbol{U}(x_R, t)] - \boldsymbol{F}[\boldsymbol{U}(x_L, t)] = 0 \end{aligned} \tag{3.51}$$

La discontinuité se déplaçant à une vitesse $\frac{dx}{dt} = a$ (voir Figure 3.59), sa position en fonction du temps $s(t)$ n'est pas fixe.

Pour cette raison, le volume de contrôle se voit séparé en deux parties :

- la première juste avant la discontinuité, entre les bornes x_L et $s(t)$;
- la deuxième juste après la discontinuité, entre $s(t)$ et x_R.

L'intégrale 3.51 devient alors :

$$\begin{aligned}
&\frac{\partial}{\partial t}\int_{x_L}^{s(t)} \boldsymbol{U} dx + \frac{\partial}{\partial t}\int_{s(t)}^{x_R} \boldsymbol{U} dx + \boldsymbol{F}(\boldsymbol{U}_R) - \boldsymbol{F}(\boldsymbol{U}_L) = 0 \\
\overset{\text{Liebniz}}{\Leftrightarrow} &\int_{x_L}^{s(t)} \frac{\partial \boldsymbol{U}}{\partial t} dx + \boldsymbol{U}(s_L,t)\frac{\partial s}{\partial t} - \boldsymbol{U}(x_L,t)\frac{\partial x_L}{\partial t} \\
&+ \int_{s(t)}^{x_R} \frac{\partial \boldsymbol{U}}{\partial t} dx + \boldsymbol{U}(x_R,t)\frac{\partial x_R}{\partial t} - \boldsymbol{U}(s_R,t)\frac{\partial s}{\partial t} + \boldsymbol{F}(\boldsymbol{U}_R) - \boldsymbol{F}(\boldsymbol{U}_L) = 0 \quad (3.52) \\
& \quad (3.53)
\end{aligned}$$

Pour résoudre les équations aux droits des discontinuités, il faut raisonner à petite échelle et faire tendre le volume de contrôle vers 0 :

$$[x_L, x_R \to 0] \ : \quad \begin{cases} x_L \to s_L \\ x_R \to s_R \\ a = \dfrac{\partial s}{\partial t} \end{cases} \tag{3.54}$$

Finalement, la relation de Rankine-Hugoniot, qui est une alternative aux équations de Saint-Venant pour les problèmes discontinus, s'écrit :

$$\boldsymbol{F}(\boldsymbol{U}_R) - \boldsymbol{F}(\boldsymbol{U}_L) = a(\boldsymbol{U}_R - \boldsymbol{U}_L) \Leftrightarrow \Delta \boldsymbol{F} = a \Delta \boldsymbol{U} \tag{3.55}$$

B.3 Méthode des volumes finis

La méthode des volumes finis est une méthode numérique permettant de reproduire les propriétés des équations de Saint-Venant identifiées précédemment, à savoir :

1. La conservation de la masse, garantissant qu'aucune quantité de masse ne se perd en cours de route.
2. Une vitesse finie de propagation de l'information, permettant de prédire correctement la vitesse des ondes.
3. La capacité de représenter des solutions discontinues, comme les ressauts hydrauliques.

C'est pour cette raison qu'elle sera préférée aux méthodes d'éléments finis dans le code source du logiciel *Watlab* [49].

B.3.1 Équation de discrétisation des volumes finis

Comme le décrit la Figure 3.60, elle consiste à discrétiser l'écoulement en une série de cellules dans lesquelles les variables hydrauliques **U** sont constantes. Autrement dit, toute surface libre inclinée sera représentée par une série de "marches d'escalier". Cette façon de représenter les discontinuités est absente dans les codes d'éléments finis, qui représentent l'écoulement de manière continue.

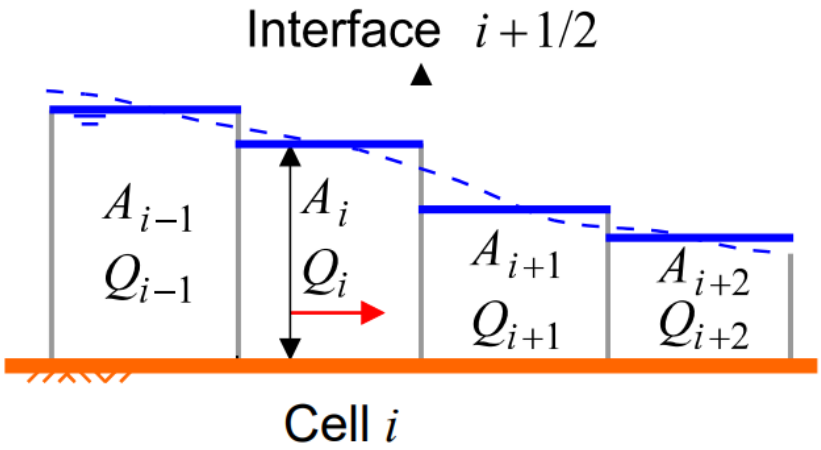


FIGURE 3.60 – Représentation de l'écoulement avec la méthode des volumes finis[44].

Pour chaque cellule i du maillage, la profondeur d'eau, représentée par l'aire mouillée A_i, ainsi que le débit traversant la cellule Q_i, sont constants sur une longueur Δx de la cellule. Pour rappel, ces deux valeurs sont contenues dans le vecteur des variables conservées $\mathbf{U}_i$.

Basée sur la relation de Rankine-Hugoniot 3.51 [13], la méthode résout le système d'équations de Saint-Venant écrit sous forme vectorielle 3.50 en l'intégrant sur chaque cellule représentée par un volume fini $\Omega = \Delta x \Delta y \Delta t$ (voir Figure 3.61).

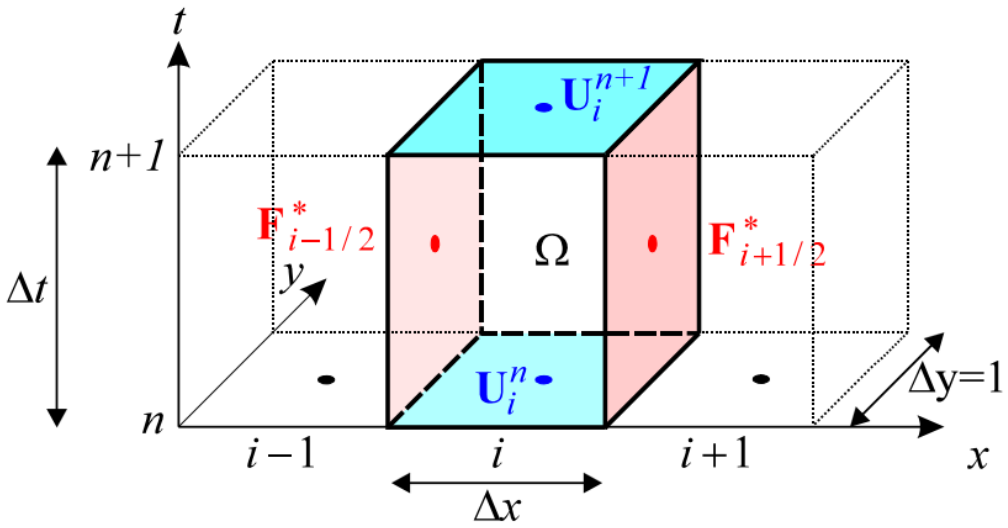


FIGURE 3.61 – Volume d'espace-temps, appelé volume fini Ω, qui englobe les discontinuités[44].

L'intégration du système se note :

$$\int_\Omega \left(\frac{\partial \boldsymbol{U}}{\partial t} + \frac{\partial \boldsymbol{F}}{\partial x} \right) d\Omega = \int_\Omega S d\Omega \tag{3.56}$$

Pour résoudre ce système, le théorème de la divergence 3.57 est utilisé. Celui-ci permet de passer d'une intégrale de volume à une intégrale de surface. Les intégrales de surfaces représentent en réalité les flux qui transitent entre les volumes adjacents.

$$\int_\Omega \nabla \cdot \mathbf{R} \, d\Omega = \int_\Gamma (\mathbf{R} \cdot \mathbf{n}) \, dA \tag{3.57}$$

13. Pour rappel, la relation de Rankine-Hugoniot permet de trouver une solution faible (discontinue) des équations de Saint-Venant à condition d'englober la discontinuité dans un volume de contrôle de faibles dimensions.

où $\mathbf{n}$ est le vecteur normal à chacune des facettes du volume de contrôle et

$$\mathbf{R} = \begin{pmatrix} \mathbf{F} \\ 0 \\ \mathbf{U} \end{pmatrix}.$$

En considérant un raisonnement unidimensionnel avec $\Delta y = 1$, cette équation 3.57 s'applique aux six facettes du volume Ω illustré à la Figure 3.61 :

$$\begin{aligned}
\int_\Gamma (\mathbf{R}|\mathbf{n})\, dA = {} & (\mathbf{F}\ \mathbf{0}\ \mathbf{U})_i^n \cdot \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ -1 \end{pmatrix} \Delta x \Delta y + (\mathbf{F}\ \mathbf{0}\ \mathbf{U})_{i+\frac{1}{2}}^* \cdot \begin{pmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \Delta y \Delta t \\
& + (\mathbf{F}\ \mathbf{0}\ \mathbf{U})_i^{n+1} \cdot \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 1 \end{pmatrix} \Delta x \Delta y + (\mathbf{F}\ \mathbf{0}\ \mathbf{U})_{i-\frac{1}{2}}^* \cdot \begin{pmatrix} -1 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \Delta y \Delta t \\
& \underbrace{+ (\mathbf{F}\ \mathbf{0}\ \mathbf{U}) \cdot \begin{pmatrix} 0 \\ -1 \\ 0 \end{pmatrix} \Delta x \Delta t}_{=0} + \underbrace{(\mathbf{F}\ \mathbf{0}\ \mathbf{U}) \cdot \begin{pmatrix} 0 \\ 1 \\ 0 \end{pmatrix} \Delta x \Delta t}_{=0} \\
= {} & -\mathbf{U}_i^n \cdot \Delta x + \mathbf{F}_{i+\frac{1}{2}}^* \Delta t + \mathbf{U}_i^{n+1} \Delta x - \mathbf{F}_{i-\frac{1}{2}}^* \Delta t
\end{aligned} \tag{3.58}$$

Les valeurs marquées par un exposant ' * ' sont des valeurs représentatives des facettes concernées à un temps $*$ intermédiaire (entre les temps n et n+1). Les deux derniers termes de l'équation 3.58 correspondent respectivement aux facettes avant et arrière du volume de contrôle et ont une contribution nulle par définition du produit scalaire.

En ce qui concerne le terme source $\mathbf{S}$, nulle transformation n'est nécessaire car celui-ci évolue dans la cellule qui lui est propre et ne nécessite, en principe, d'aucune interaction avec les cellules voisines. Une valeur moyenne $\overline{\mathbf{S}}$ pour celui-ci sera dès lors choisie et le membre de droite de l'équation 3.56 se note :

$$\int_\Omega \mathbf{S} d\Omega = \overline{\mathbf{S}} \Delta x \Delta y \Delta y \overset{\Delta y=1}{=} \overline{\mathbf{S}} \Delta x \Delta t \tag{3.59}$$

Finalement, l'équation de discrétisation des volumes finis à résoudre afin de déterminer les valeurs U_i au temps suivant $n+1$ s'écrit comme suit :

$$\boxed{\mathbf{U}_i^{n+1} = \mathbf{U}_i^n - \frac{\Delta t}{\Delta x}(\mathbf{F}^*_{i+\frac{1}{2}} - \mathbf{F}^*_{i-\frac{1}{2}}) + \overline{\mathbf{S}}^*_i \Delta t} \tag{3.60}$$

La difficulté de cette équation explicite réside dans l'évaluation des flux $\mathbf{F}$ qui dépendent des variables conservées $\mathbf{U}$ (les valeurs au temps n étant connues).

B.3.2 Calcul des flux $\mathbf{F}^*$

Jusqu'à présent, toutes les propriétés des équations de Saint-Venant ont été respectées, à l'exception de la deuxième.

En effet, une méthode directe pour calculer les flux sur la facette intermédiaire entre les cellules i et $i+1$ consiste à effectuer une moyenne arithmétique des flux $\mathbf{F}$ dans chaque cellule. Cependant, cette approche ne garantit pas le respect des conditions de propagation de l'information, ce qui peut conduire à des instabilités dans la plupart des cas.

Pour cette raison, trois méthodes numériques, dites schémas numériques, seront présentées dans cette section afin d'évaluer les flux tout en respectant la propriété $n°2$ des équations de Saint-Venant :

1. La méthode de Pavie basée sur les caractéristiques.
2. La méthode HLL.
3. La méthode de Roe.

Les deux dernières méthodes étant dérivées de la première, un intérêt particulier à la méthode de Pavie est accordé.

Méthode de Pavie

Dans la méthode de Pavie, deux cas distincts basés sur le nombre de *Froude* F_r sont à prendre en considération. Ce nombre désigne le rapport entre la vitesse de l'écoulement V et la célérité $c = \sqrt{g\frac{A}{B}}$ comme suit :

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{g\frac{A}{B}}} \tag{3.61}$$

avec A l'aire de la section mouillée ($[m^2]$) et B la largeur de celle-ci ([m]).

1) Écoulement subcritique

Tout d'abord dans le cas d'un écoulement subcritique, caractérisé par un nombre de *Froude* $F_r < 1$, il faut savoir que l'information peut aussi bien provenir de l'amont que de l'aval étant donné la faible vitesse de l'écoulement.

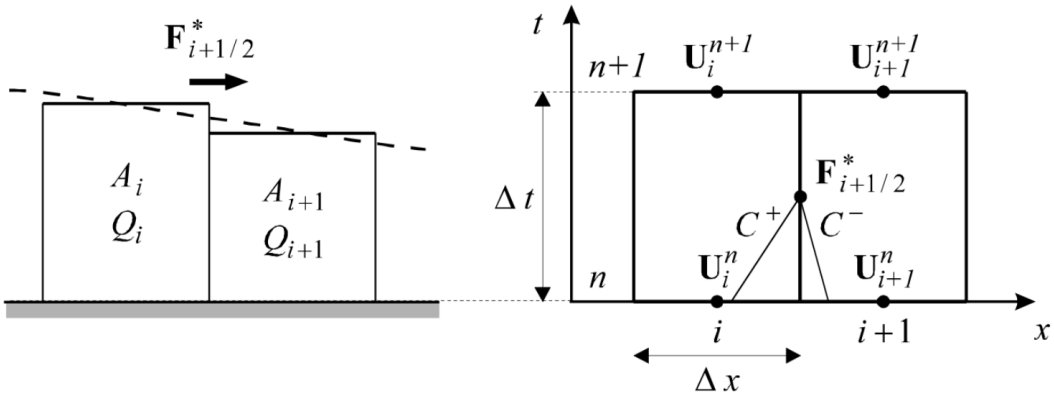


FIGURE 3.62 – Méthode de Pavie : cas d'un écoulement subcritique [40].

Pour cette raison, dans le schéma de la Figure 3.62, une caractéristique positive C^+ transmet l'information à l'interface depuis la cellule de gauche i, tandis qu'une caractéristique négative C^- envoie l'information vers l'interface depuis la cellule de droite $i+1$.

Afin de déterminer les flux de masse et de quantité de mouvement à chaque interface, cette méthode se base sur la discrétisation de la forme en (A, Q) des équations de compatibilité 3.62, ainsi que de la forme duale (Σ, Q) 3.63.

$$\frac{dQ}{dt} + (-V \pm c)\frac{dA}{dt} = gA(S_0 - S_f) \quad \text{sur } C^{\pm} \equiv \frac{dx}{dt} = V \pm c \tag{3.62}$$

$$\frac{d\Sigma}{dt} + (-V \pm c)\frac{dQ}{dt} = (V \pm c)[gA(S_0 - S_f) + gI_2] \quad \text{sur } C^{\pm} \equiv \frac{dx}{dt} = V \pm c \tag{3.63}$$

où $\Sigma = \frac{Q^2}{A} + gI_1$

Dans le schéma original de Pavie, l'influence des termes sources sur la manière dont l'information va se propager le long des caractéristiques est négligée [14]. Ainsi, ceci simplifie grandement la discrétisation le long des caractéristiques négatives et positives en raison de l'absence des termes en I_1 et I_2 et l'on écrit pour le flux de masse :

- Sur la caractéristique positive C^+ :

$$\frac{Q^*_{i+\frac{1}{2}} - Q^n_i}{\Delta t} - (V - c) \cdot \frac{A^*_{i+\frac{1}{2}} - A^n_i}{\Delta t} = 0 \tag{3.64}$$

- Sur la caractéristique négative C^- :

$$\frac{Q^*_{i+\frac{1}{2}} - Q^n_{i+1}}{\Delta t} - (V + c) \cdot \frac{A^*_{i+\frac{1}{2}} - A^n_{i+1}}{\Delta t} = 0 \tag{3.65}$$

A condition de prendre les mêmes valeurs pour V et pour c, les deux équations 3.64 et 3.65 peuvent ensuite être combinées en vue de déterminer le flux de masse $Q^*_{i+\frac{1}{2}}$.

Pavie a décidé pour cela de choisir les moyennes arithmétiques $\overline{V}$ et $\overline{c}$:

$$\overline{V} = \frac{V_i + V_{i+1}}{2} \tag{3.66}$$

$$\overline{c} = \frac{c_i + c_{i+1}}{2} \tag{3.67}$$

En faisant $(3.64) \cdot (\overline{V} + \overline{c}) - (3.65) \cdot (\overline{V} - \overline{c})$, il est possible de se débarrasser du terme lié à l'aire à l'interface $A^*_{i+\frac{1}{2}}$:

14. En réalité, les termes sources ne sont pas négligés pour le calcul de U_i^{n+1} (*cf.* équation 3.60). Ils le sont uniquement lors du calcul des flux.

$$
\begin{aligned}
&(\overline{V}+\overline{c})(Q^*_{i+\frac{1}{2}}-Q^n_i)-(\overline{V}^2+\overline{c}^2)(\cancel{A^*_{i+\frac{1}{2}}}-A^n_i)\\
&-(\overline{V}-\overline{c})(Q^*_{i+\frac{1}{2}}-Q^n_i)+(\overline{V}^2-\overline{c}^2)(\cancel{A^*_{i+\frac{1}{2}}}-A^n_{i+1})=0
\end{aligned}
\tag{3.68}
$$

et d'obtenir :

$$
\begin{aligned}
Q^*_{i+\frac{1}{2}} &= \frac{\overline{V}+\overline{c}}{2\overline{c}}\cdot Q^n_i+\frac{\overline{c}-\overline{V}}{2\overline{c}}\cdot Q^n_{i+1}+\frac{\overline{c}^2-\overline{V}^2}{2\overline{c}}(A^n_i-A^n_{i+1})\\
Q^*_{i+\frac{1}{2}} &= \frac{1+\overline{F_r}}{2}\cdot Q^n_i+\frac{1-\overline{F_r}}{2}\cdot Q^n_{i+1}+\overline{c}\cdot\frac{1-\overline{F_r}^2}{2}(A^n_i-A^n_{i+1})
\end{aligned}
\tag{3.69}
$$

où le nombre de Froude moyen $\overline{F_r}$ est défini par le ratio $\frac{\overline{V}}{\overline{c}}$.

Concernant le dernier terme de flux à déterminer, le flux de quantité de mouvement $\Sigma^n_{i+\frac{1}{2}}$, une approche similaire à celle effectuée conduit à :

$$
\Sigma^*_{i+\frac{1}{2}}=\frac{1+\overline{F_r}}{2}\cdot\Sigma^n_i+\frac{1-\overline{F_r}}{2}\cdot\Sigma^n_{i+1}+\overline{c}\cdot\frac{1-\overline{F_r}^2}{2}(Q^n_i-Q^n_{i+1})
\tag{3.70}
$$

Les équations 3.69 et 3.70 peuvent finalement être rassemblées vectoriellement par l'expression :

$$
\boxed{\mathbf{F}^*=\frac{1+\overline{F_r}}{2}\cdot\mathbf{F}^n_i+\frac{1-\overline{F_r}}{2}\cdot\mathbf{F}^n_{i+1}+\overline{c}\cdot\frac{1-\overline{F_r}^2}{2}(\mathbf{U}^n_i-\mathbf{U}^n_{i+1})}
\tag{3.71}
$$

On y distingue deux termes :

- Le premier terme montre qu'il y a une pondération entre l'information provenant de l'amont et celle provenant de l'aval.

- Le deuxième terme, au niveau de l'interface entre les cellules i et $i+1$, est appelé "terme de diffusion". Il tend à égaliser les valeurs des aires mouillées et des débits entre les cellules voisines. Cette tendance est particulièrement marquée lorsqu'il y a un écoulement lent. En effet, dans le cas d'un écoulement rapide, la diffusion n'a pas suffisamment de temps pour s'établir.

2) Écoulement supercritique

Désormais, il ne reste plus qu'à considérer le cas d'un écoulement supercritique. Ce type d'écoulement est caractérisé par un nombre de Froude $F_r > 1$ et par une vitesse d'écoulement V élevée. De ce fait, l'information ne peut provenir que de l'amont et non plus de l'aval.

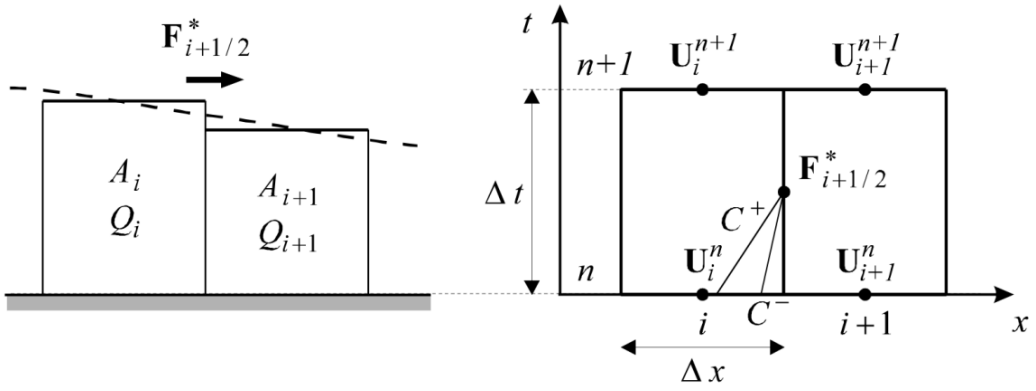


FIGURE 3.63 – Méthode de Pavie : écoulement supercritique [40].

Comme le démontre la Figure 3.63, les caractéristiques positive C^+ et négative C^- ont leur base dans la cellule i située à l'amont de l'interface. [15]

Cela facilite grandement les calculs de flux étant donné que les deux formes discrétisées des équations de compatibilité (sans leurs termes sources) le long des caractéristiques peuvent, dès lors, s'écrire comme :

- Sur la caractéristique positive C^+ :

$$\begin{cases} Q^*_{i+\frac{1}{2}} + Q^n_i = (\overline{V} - \overline{c}) \cdot (A^*_{i+\frac{1}{2}} - A^n_i) \\ \Sigma^*_{i+\frac{1}{2}} + \Sigma^n_i = (\overline{V} - \overline{c}) \cdot (Q^*_{i+\frac{1}{2}} - Q^n_i) \end{cases} \tag{3.72}$$

- Sur la caractéristique négative C^- :

$$\begin{cases} Q^*_{i+\frac{1}{2}} + Q^n_i = (\overline{V} + \overline{c}) \cdot (A^*_{i+\frac{1}{2}} - A^n_i) \\ \Sigma^*_{i+\frac{1}{2}} + \Sigma^n_i = (\overline{V} + \overline{c}) \cdot (Q^*_{i+\frac{1}{2}} - Q^n_i) \end{cases} \tag{3.73}$$

15. Pour des raisons de stabilité, cela doit être le cas. Dans le cas contraire, si le pas de temps est trop élevé (comme mentionné dans la section B.4), des instabilités apparaissent.

Par déduction, les seules valeurs possibles pour lesquelles $\overline{V} \neq 0$ et $\overline{c} \neq 0$ sont :

$$\begin{cases} A^*_{i+\frac{1}{2}} = A^n_i \\ Q^*_{i+\frac{1}{2}} = Q^n_i \\ \Sigma^*_{i+\frac{1}{2}} = \Sigma^n_i \end{cases}$$

L'expression vectorielle des flux devient alors :

$$\boxed{\mathbf{F}^*_{i+\frac{1}{2}} = \mathbf{F}^n_i} \tag{3.74}$$

Cela veut donc bien dire que toute l'information au niveau de l'interface $i + \frac{i}{2}$ provient exclusivement de la cellule i à l'amont de celle-ci.

Notes

1) Pour des raisons de facilité, l'expression du vecteur des flux au niveau de l'interface $\mathbf{F}_{i+\frac{1}{2}}$ peut être écrite de manière générale, aussi bien pour le cas d'un écoulement supercritique (3.74) que pour le cas subcritique (3.71) :

$$\mathbf{F}^* = \frac{1+\overline{F_r}}{2} \cdot \mathbf{F}^n_i + \frac{1-\overline{F_r}}{2} \cdot \mathbf{F}^n_{i+1} + \overline{c} \cdot \frac{1-\overline{F_r}^2}{2}(\mathbf{U}^n_i - \mathbf{U}^n_{i+1}) \tag{3.75}$$

pour autant que le nombre de $Froude$ moyen $\overline{F_r}$ soit :

$$|\overline{F_r}| = \frac{\overline{V}}{\overline{c}} = \frac{V_i + V_{i+1}}{c_i + c_{i+1}} = \max(\overline{F_r}, 1)$$

2) La méthode HLL et la méthode de Roe ont une expression similaire à 3.75 à l'exception près que le choix des valeurs moyennes pour V et c est différent.

B.4 Stabilité de la méthode

Jusqu'à présent, la notion de stabilité n'a pas encore été mentionnée. Celle-ci dépendra du pas de temps Δt choisi pour la méthode des volumes finis.

Dans le schéma des volumes finis, on veut s'assurer que les pieds des caractéristiques soient toujours dans la cellule. Prendre un Δt trop important mènerait à une erreur

dans la prise d'information et à une instabilité. Ceci est illustré à la Figure 3.64 dans le cas d'un écoulement allant de la gauche vers la droite (V>0) où la caractéristique $C^+ \equiv \frac{dx}{dt} = V + c$ [16] orange passe par la cellule i-1 au lieu de la cellule i. Selon ce même schéma, la limite du pas de temps est donnée par la diagonale verte. La condition à respecter s'écrit alors de la manière suivante :

$$\frac{\Delta x}{\Delta t} \geq V + c \Leftrightarrow \Delta t \leq \frac{\Delta x}{v + c} \tag{3.76}$$

Pour que celle-ci soit valable pour un écoulement allant dans les deux sens, la condition 3.64 se généralise de la sorte :

$$\Delta t \leq \frac{\Delta x}{|v \pm c|} \Leftrightarrow \Delta t \leq \frac{\Delta x}{|V| + c} \tag{3.77}$$

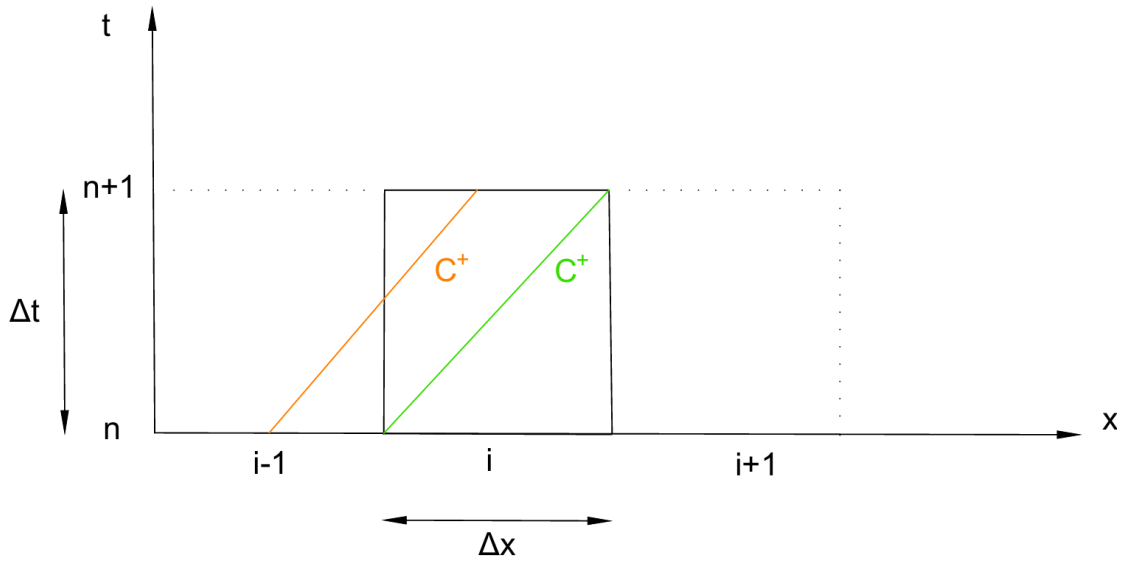


FIGURE 3.64 – Condition de stabilité.

Sandra Soares Frazao [44] préconise d'ajouter à cela un coefficient de sécurité appelé le nombre CFL :

$$\Delta t \leq \text{CFL} \cdot \frac{\Delta x}{|V| + c} \tag{3.78}$$

16. On fait l'hypothèse d'une pente constante, bien que les caractéristiques présentent une pente évolutive en raison des variations de V et de c. Cette hypothèse est valable à condition de prendre de petits pas de temps Δt.

Ainsi la condition de stabilité devient :

$$CFL = \frac{|V| + c}{\Delta x \Delta t} \leq 1 \tag{3.79}$$

Evidemment, comme les valeurs de V et de c sont propres à chaque cellule et donc différentes, il faut imposer un pas de temps Δt valable pour chacune des cellules. Même si le choix le plus simple serait d'imposer un pas de temps très faible, celui-ci n'est pas à envisager étant donné qu'il rajoutera de la diffusion excédentaire dans les résultats.

Par sécurité, *Sandra Soares Frazão* [44] préconise de prendre $CFL = 0.9$ tout en ajustant le pas de temps à chaque étape de calcul afin qu'il soit le plus élevé possible.

B.4.1 Conditions aux limites

Différentes conditions aux limites peuvent être imposées au sein d'un même schéma aux volumes finis. Dans cette partie, seules quatre d'entre elles seront analysées.

Débit imposé en amont

À l'amont, la seule caractéristique disponible est la caractéristique négative C^-, comme illustré à la Figure 3.65. Celle-ci indique que l'écoulement est subcritique avec un nombre de Froude Fr inférieur à l'unité dans la première cellule (l'information peut remonter vers l'amont). [17]

Par discrétisation de l'équation de compatibilité le long de la caractéristique négative, l'égalité suivante peut être obtenue en négligeant les termes sources :

$$\Sigma^*_{1/2} - \Sigma^n_1 + (-\overline{V} - \overline{c}) \cdot (Q^*_{1/2} - Q^n_1) = 0 \tag{3.80}$$

Étant donné que seules les valeurs de la première cellule sont connues, $\overline{V}$ et $\overline{c}$ seront respectivement égaux à V^n_1 et c^n_1.

Par conséquent, le premier flux de quantité de mouvement suite à l'imposition d'un débit $Q^*_{1/2} = Q_{imposé}$ s'écrit :

$$\Sigma^*_{1/2} = \Sigma^n_1 + (V^n_1 + c^n_1) \cdot (Q_{1/2} - Q^n_1) \tag{3.81}$$

17. Si l'écoulement parvenait tout de même à être supercritique, aucune caractéristique ne pourrait remonter vers l'amont obligeant ainsi d'imposer deux conditions supplémentaires telles qu'un débit et une profondeur (ou aire mouillée).

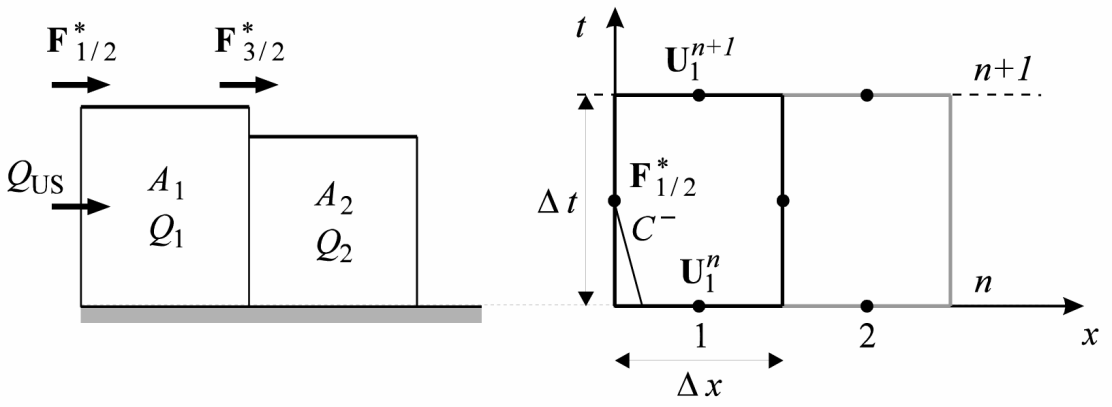


FIGURE 3.65 – Condition aux limites - Mur imposé [44].

Mur

Imposer un mur peut s'apparenter à l'imposition d'un débit nul $Q_{N+1/2} = 0$ à l'endroit du mur (en N+1/2).

Découlant de l'égalité 3.81, le flux de quantité de mouvement au droit du mur devient alors :

$$\Sigma^*_{1/2} = \Sigma^n_N - c^n_1 Q^n_1 \tag{3.82}$$

avec les conventions de la Figure 3.66.

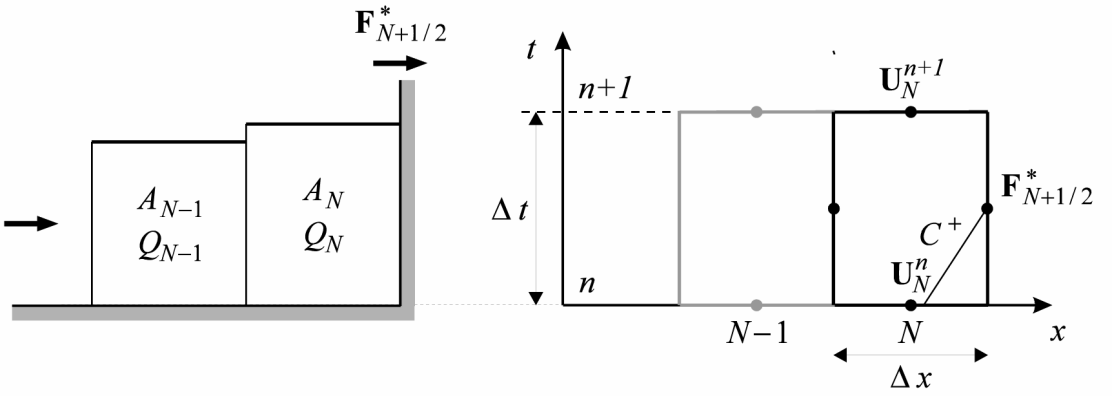


FIGURE 3.66 – Condition aux limites - Mur imposé [44].

Niveau d'eau imposé à l'aval

Imposer ce genre de condition aux limites est fort intéressant lorsqu'il s'agit de reproduire des axes hydrauliques. Le principe est le même que pour un mur imposé. Si l'écoulement est subcritique, l'écoulement aura besoin d'une condition limite à l'aval. Dans le cas d'un écoulement supercritique, cette condition devient inutile étant donné que toute l'information ne peut provenir que de l'amont.

En réalité, en imposant un niveau d'eau à l'aval z_w, on impose son aire mouillée $A_{N+1/2}(z_w)$ correspondante. N'ayant pas d'autre information, on prendra l'aire mouillée de la dernière cellule N.

En reprenant les formes discrétisées des équations de compatibilité tout en imposant $\overline{V} = V_N^n$ et $\overline{c} = c_N^n$, les flux de masse et de quantité de mouvement deviennent :

$$\begin{cases} Q^*_{N+\frac{1}{2}} = Q_N^n + (V_N^n - c_N^n)(A_N(z_w) - A_N^n) \\ \Sigma^*_{N+\frac{1}{2}} = \Sigma_N^n + (V_N^n - c_N^n)^2(A_N(z_w) - A_N^n) \end{cases} \tag{3.83}$$

B.4.2 Condition transmissive à l'aval

Cette configuration s'apparente au cas d'un déversoir où les valeurs moyennes des flux de masse et de quantité de mouvement aux interfaces proviennent de la cellule précédente (supercritique) N :

$$\begin{cases} Q^*_{N+1/2} = Q_N^n \\ \Sigma^*_{N+1/2} = \Sigma_N^n \end{cases} \tag{3.84}$$

Bibliographie

[1] FEMA 543. *Risk Management Series - Design Guide for improving critical facility safety from flooding and high winds.* 2007 (cf. pages 6, 7, 9, 11, 12, 14, 15, 27, 32).

[2] 7SUR7. *Inondations en Flandre occidentale : les pompiers reçoivent 130 appels.* 2023. URL : https://www.7sur7.be/belgique/inondations-en-flandre-occidentale-les-pompiers-recoivent-130-appels~ad2d5b32/ (cf. page 3).

[3] ABCB. *Construction of buildings in flood hazard areas.* 2012 (cf. pages 14, 17).

[4] BAUMER. *Fonctionnement et technologie de la mesure de niveau et des capteurs de niveau.* Accédé le 19/05/2024. URL : https://www.baumer.com/fr/fr/service-assistance/fonctionnement/fonctionnement-et-technologie-de-la-mesure-de-niveau/a/Know-how_Function_Level-sensors#ultrasonic (cf. pages 37-39).

[5] Sokoray-Varga BÉLA et Józsa JÁNOS. *Particle tracking velocimetry (PTV) and its application to analyse free surface flows in laboratory scale models.* 2008 (cf. pages 37, 124).

[6] Texas Water Development BOARD. *Floodproofing forces on a structure.* Accédé le 15/07/2024. (cf. pages 10, 12, 13, 17, 32).

[7] BUILDWISE. *Actions hydrodynamiques.* Accédé le 15/05/2024. URL : https://www.buildwise.be/fr/recherche-innovation/showroom-des-projets/construire-et-renover-en-zones-inondables-flood/recherche/actions-hydrodynamiques/ (cf. page 3).

[8] BUILDWISE. *Recherche FLOOD.* Accédé le 15/05/2024. URL : https://www.buildwise.be/fr/recherche-innovation/showroom-des-projets/construire-et-renover-en-zones-inondables-flood/recherche/recherche-flood/ (cf. page 3).

[9] Rasse Catherine et Govaerts B. *Summary Sheet : Keys for Interpreting Model Results*. 2024 (cf. page 73).

[10] Ancey Christophe. *Mécanique des fluides - Chapitre 5 : Èoulements à surface libre*. 2024 (cf. page 100).

[11] Cantelmo Clemente et Cuomo Giovanni. *Hydrodynamic loads on buildings in floods*. 2020 (cf. pages 9, 130).

[12] Opticiens par conviction. *Réfraction*. Accédé le 05/08/2024. url : https://www.opticiensparconviction.fr/refraction-definition (cf. page 57).

[13] Our World in Data. *Number of recorded natural disaster events*. 2024. url : https://shorturl.at/QnH2W (cf. page 2).

[14] DATAtab. *Intervalle de confiance*. Accédé le 20/07/2024. url : https://datatab.fr/tutorial/confidence-interval (cf. page 137).

[15] Wüthrich Davide, Pfister Michael et Schleiss Anton J. *Forces on buildings with openings and orientation in a steady post-tsunami free-surface flow*. 2020 (cf. pages 20, 21, 25, 92, 135).

[16] Wüthrich Davide, Pfister Michael, Nistor Ioan et Schleiss Anton J. *Experimental study on the hydrodynamic impact of tsunami-like waves against impervious free standing buildings*. 2018 (cf. pages 10, 20).

[17] Laboratoire du Génie Civil : Dupuis Eric et Berten Quentin. *Contact Pro IV*. 2006 (cf. page 39).

[18] EPISEINE. *Dispositifs de protection contre les inondations : particuliers*. Accédé le 28/07/2024. url : https://episeine.fr/actualite/dispositifs-de-protection-contre-les-inondations-particuliers (cf. pages 26-31).

[19] FEMA. *Design and Construction in Coastal A Zones*. 2005 (cf. page 18).

[20] FEMA. *Zone V*. 2022. url : https://www.fema.gov/glossary/zone-v (cf. page 18).

[21] FEMA. *Building Designer's Guide to Calculating Flood Loads Using ASCE 7-22 Supplement 2*. 2024 (cf. page 13).

[22] Oxfam France. *Inondations, pluies torrentielles : la lutte contre les changements climatiques est essentielle*. Accédé le 05/08/2024. url : https://www.oxfamfrance.org/climat-et-energie/inondations-pluies-torrentielles-la-lutte-contre-les-changements-climatiques-est-essentielle/ (cf. page 1).

[23] Aureli Francesca, Dazzi Susanna, Maranzoni Andrea, Mignosa Paolo et Vacondio Renato. *Experimental and numerical evaluation of the force due to the impact of a dam-break wave on a structure*. 2014 (cf. pages 7, 22, 23, 25, 67, 127).

[24] S.Soares Frazão et Y. Zech. *Experimental study of dam-break flow against an isolated obstacle Impact d'un obstacle isolé sur l'écoulement consécutif à une rupture de barrage : mesures expérimentales. Journal of Hydraulic Research Vol. 45 Extra Issue (2007), pp. 27–36*. 2023 (cf. pages 34, 37, 60).

[25] Gedeon Gilbert. *Coastal Construction Manual- Principles and Practices of Planning, Siting, Designing, Constructing, and Maintaining Residential Buildings in Coastal Areas (Fourth Edition)*. FEMA, 2011 (cf. pages 14, 15, 17).

[26] Gedeon Gilbert. *Coastal Construction : Determining site-specific loads*. Continuing Education et Development, Inc, 2020 (cf. pages 15, 16).

[27] GoPro. *Caméras*. Accédé le 14/04/2024. url : `https://gopro.com/fr/be/shop/cameras` (cf. page 57).

[28] Yao Han, Zhang Liang, Wang Qing, Huina, Han Han Fengkai et Tian Li. *Analysis of the structural response and strengthening performance of prefabricated substation walls under flood loads*. 2023 (cf. page 21).

[29] Kelman Ilan et Spence Robin. *An overview of flood actions on buildings*. 2004 (cf. pages 8, 12, 14, 15, 17, 26).

[30] Gareth James, Daniela Witten, Trevor Hastie et Robert Tibshirani. *An Introduction to Statistical Learning with Applications in R*. Springer, 2013 (cf. page 82).

[31] Havelin Jeffrey. *Determination of design loads specific for structures in coastal areas*. 2020 (cf. page 15).

[32] Hou Jingming, Yang Lu, Wang Xinhong, Chai Jie, Zhang Zongxiao, Li Xuan, Shao Jianbin, Du Ying'en et Bai Ganggang. *Adaptive large-scale particle image velocimetry method for physical model experiments of flood propagation with complex flow patterns*. 2022 (cf. page 124).

[33] JMP. *JMP STATISTICAL DISCOVERY*. 2024. url : `https://www.jmp.com/fr_fr/home.html` (cf. pages 60, 67, 73).

[34] Adyns Lisa et Delphine Adriaens. *Etude expérimentale de la résistance des bâtiments en cas de crue*. 2023 (cf. pages 3, 22, 34, 37, 40, 41, 43, 49, 71, 93, 128, 139).

[35] Google LLC. *Google Earth*. Accédé le 10/07/2024. URL : https://earth.google.com/web/@50.93023634,4.41812272,12.29423894a,203.66719773d,35y,0.00000307h,0.15635803t,0r (cf. page 91).

[36] Sturm Michael, Gems Bernhard, Keller Florian, Mazzorana Bruno, Fuchs Sven, Papathomas-Köhle Maria et Aufleger Markus. *Experimental analyses of impact forces on building exposed to fluvial hazards,* 2018 (cf. pages 19, 26).

[37] Ouest-France. *La crue de la Loire dans le Maine-et-Loire vu du ciel*. Accédé le 05/08/2024. URL : https://www.ouest-france.fr/pays-de-la-loire/angers-49000/en-images-la-crue-de-la-loire-dans-le-maine-et-loire-vu-du-ciel-7147410 (cf. page 64).

[38] Python. 2024. URL : https://www.python.org/ (cf. page 57).

[39] RTBF. *Commémorations diverses des inondations dans la vallée de la Vesdre*. Accédé le 05/08/2024. URL : https://www.rtbf.be/article/commemorations-diverses-des-inondations-dans-la-vallee-de-la-vesdre-11227745 (cf. page 2).

[40] Soares Frazão Sandra. *Dam-break induced flows in complex topographies. Theoretical, numerical and experimental approaches.* 2002 (cf. pages 93, 166, 169).

[41] Soares Frazão Sandra. *LGCIV2055 : Analysis and mitigation of floods - Introduction*. 2012 (cf. page 1).

[42] Soares Frazão Sandra. *Numerical simulations of transient flows LGCIV2054 - Course n^o 6*. 2021 (cf. page 115).

[43] Soares Frazão Sandra. *Fluvial Hydraulics : Morphological evolution of rivers - modelling*. 2024 (cf. pages 93, 149, 154, 159).

[44] Soares Frazão Sandra. *One-dimensional transient flows*. 2024 (cf. pages 93, 162, 163, 171-173).

[45] Soares Frazão Sandra et Zech Yves. *HLLC scheme with novel wave-speed estimators appropriate for two-dimensional shallow-water flow on erodible bed*. 2010 (cf. pages 93, 99).

[46] GE Industrial Sensing. *LPM/LPX 9000 Series, Druck Low Differential Pressure Sensors*. Accédé le 19/05/2024. URL : https://www.instrumart.com/assets/LPM9000_data.pdf (cf. page 44).

[47] SPW. *Adapter mon projet, mon logement, mon terrain*. Accédé le 29/07/2024. URL : https://inondations.wallonie.be/home/urbanisme/citoyens/am%C3%A9nagement%20urbanisme%20habitation%20terrain.html (cf. page 32).

[48] Toriyama Takuya et Ishida Nobuo. *A METHOD FOR EVALUATING TSUNAMI LOADING ON SEAWALLS DURING OVERFLOW* (cf. pages 6, 8, 134).

[49] Hydraulics-Group of UCLouvain. *Watlab 0.1.0 documentation*. 2023. URL : https://sites.uclouvain.be/hydraulics-group/watlab/users/governing-eqs.html (cf. pages 92, 98, 162).

[50] Wikipedia. *Inondation*. 2024. URL : https://fr.wikipedia.org/wiki/Inondation (cf. page 1).

UNIVERSITÉ CATHOLIQUE DE LOUVAIN
École polytechnique de Louvain
Rue Archimède, 1 bte L6.11.01, 1348 Louvain-la-Neuve, Belgique | **www.uclouvain.be/epl**