n° d'ordre : 2025ISAL0001

THESE de DOCTORAT DE L'INSA LYON,
membre de l'Université de Lyon

École Doctorale N° 162
Mécanique, Énergétique, Génie Civil, Acoustique - MEGA

Spécialité/ discipline de doctorat :

Mécanique des Fluides

Soutenue publiquement le 07/01/2025, par :

Clément Fagour

Pollutions causées par les inondations urbaines : Modélisation expérimentale du transport de polluants issus de déversements locaux

---

Devant le jury composé de :

GOURBESVILLE	Philippe	Professeur des Universités	Université Côte d'Azur	Rapporteur
BLANCKAERT	Koen	Professeur des Universités	Vienne University of Technology	Rapporteur
KATEB	Lylia	Ingénieure	CEA Cadarache	Examinatrice
SALIZZONI	Pietro	Professeur des Universités	École Centrale de Lyon	Président du Jury
MIGNOT	Emmanuel	Maître de conférence HDR	INSA Lyon	Directeur de thèse
PROUST	Sébastien	Docteur HDR / CMAE	INRAE UR Riverly	Co-directeur de thèse
COMBY	Émeline	Maîtresse de conférences HDR	Université Lumière Lyon 2	Invitée

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

INSTITUT NATIONAL DES SCIENCES APPLIQUÉES LYON

Département de la Formation par la Recherche et des Études Doctorales (**FEDORA**)

Bâtiment Charlotte Perriand 3e étage
17, av. des Arts
69621 Villeurbanne Cédex
fedora@insa-lyon.fr

Référence : TH1195_Clément FAGOUR

L'INSA Lyon a mis en place une procédure de contrôle systématique via un outil de détection de similitudes (logiciel Compilatio). Après le dépôt du manuscrit de thèse, celui-ci est analysé par l'outil. Pour tout taux de similarité supérieur à 10%, le manuscrit est vérifié par l'équipe de FEDORA. Il s'agit notamment d'exclure les auto-citations, à condition qu'elles soient correctement référencées avec citation expresse dans le manuscrit.

Par ce document, il est attesté que ce manuscrit, dans la forme communiquée par la personne doctorante à l'INSA Lyon, satisfait aux exigences de l'Etablissement concernant le taux maximal de similitude admissible.

INSA LYON
Campus LyonTech La Doua
20, avenue Albert Einstein - 69621 Villeurbanne cedex - France
Tél. +33 (0)4 72 43 83 83 - Fax +33 (0)4 72 43 85 00
www.insa-lyon.fr

membre de UNIVERSITÉ DE LYON

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

Département FEDORA – INSA Lyon - Ecoles Doctorales

SIGLE	ECOLE DOCTORALE	NOM ET COORDONNEES DU RESPONSABLE
ED 206 CHIMIE	**CHIMIE DE LYON** https ://www.edchimie-lyon.fr Sec. : Renée EL MELHEM Bât. Blaise PASCAL, 3e étage secretariat@edchimie-lyon.fr	**M. Stéphane DANIELE** C2P2-CPE LYON-UMR 5265 Bâtiment F308, BP 2077 43 Boulevard du 11 novembre 1918 69616 Villeurbanne directeur@edchimie-lyon.fr
ED 341 E2M2	**ÉVOLUTION, ÉCOSYSTÈME, MICROBIOLOGIE, MODÉLISATION** http ://e2m2.universite-lyon.fr Sec. : Bénédicte LANZA Bât. Atrium, UCB Lyon 1 Tél : 04.72.44.83.62 secretariat.e2m2@univ-lyon1.fr	**Mme Sandrine CHARLES** Université Claude Bernard Lyon 1 UFR Biosciences Bâtiment Mendel 43, boulevard du 11 Novembre 1918 69622 Villeurbanne CEDEX e2m2.codir@listes.univ-lyon1.fr
ED 205 EDISS	**INTERDISCIPLINAIRE SCIENCES-SANTÉ** http ://ediss.universite-lyon.fr Sec. : Bénédicte LANZA Bât. Atrium, UCB Lyon 1 Tél : 04.72.44.83.62 secretariat.ediss@univ-lyon1.fr	**Mme Sylvie RICARD-BLUM** Laboratoire ICBMS - UMR 5246 CNRS - Université Lyon 1 Bâtiment Raulin - 2ème étage Nord 43 Boulevard du 11 novembre 1918 69622 Villeurbanne Cedex Tél : +33(0)4 72 44 82 32 sylvie.ricard-blum@univ-lyon1.fr
ED 34 EDML	**MATÉRIAUX DE LYON** http ://ed34.universite-lyon.fr Sec. : Yann DE ORDENANA Tél : 04.72.18.62.44 yann.de-ordenana@ec-lyon.fr	**M. Stéphane BENAYOUN** Ecole Centrale de Lyon Laboratoire LTDS 36 avenue Guy de Collongue 69134 Ecully CEDEX Tél : 04.72.18.64.37 stephane.benayoun@ec-lyon.fr
ED 160 EEA	**ÉLECTRONIQUE, ÉLECTROTECHNIQUE, AUTOMATIQUE** https ://edeea.universite-lyon.fr Sec. : Philomène TRECOURT Bâtiment Direction INSA Lyon Tél : 04.72.43.71.70 secretariat.edeea@insa-lyon.fr	**M. Philippe DELACHARTRE** INSA LYON Laboratoire CREATIS Bâtiment Blaise Pascal, 7 avenue Jean Capelle 69621 Villeurbanne CEDEX Tél : 04.72.43.88.63 philippe.delachartre@insa-lyon.fr
ED 512 INFOMATHS	**INFORMATIQUE ET MATHÉMATIQUES** http ://edinfomaths.universite-lyon.fr Sec. : Renée EL MELHEM Bât. Blaise PASCAL, 3e étage Tél : 04.72.43.80.46 infomaths@univ-lyon1.fr	**M. Hamamache KHEDDOUCI** Université Claude Bernard Lyon 1 Bât. Nautibus 43, Boulevard du 11 novembre 1918 69 622 Villeurbanne Cedex France Tél : 04.72.44.83.69 direction.infomaths@listes.univ-lyon1.fr
ED 162 MEGA	**MÉCANIQUE, ÉNERGÉTIQUE, GÉNIE CIVIL, ACOUSTIQUE** http ://edmega.universite-lyon.fr Sec. : Philomène TRECOURT Tél : 04.72.43.71.70 Bâtiment Direction INSA Lyon mega@insa-lyon.fr	**M. Etienne PARIZET** INSA Lyon Laboratoire LVA Bâtiment St. Exupéry 25 bis av. Jean Capelle 69621 Villeurbanne CEDEX etienne.parizet@insa-lyon.fr
ED 483 ScSo	**ScSo**[1] https ://edsciencessociales.universite-lyon.fr Sec. : Mélina FAVETON Tél : 04.78.69.77.79 melina.faveton@univ-lyon2.fr	**M. Bruno MILLY** (INSA : J.Y. TOUSSAINT) Univ. Lyon 2 Campus Berges du Rhône 18, quai Claude Bernard 69365 LYON CEDEX 07 Bureau BEL 319 bruno.milly@univ-lyon2.fr

1. ScSo : Histoire, Géographie, Aménagement, Urbanisme, Archéologie, Science politique, Sociologie, Anthropologie

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

Remerciements

Dans le cadre de mon suivi et de mon encadrement de thèse, je souhaite exprimer ma gratitude envers mes directeurs de thèse, qui ont fait preuve d'une disponibilité remarquable, difficile à égaler :

— Emmanuel Mignot, qui, dès l'élaboration du sujet alors que j'étais en stage en 2021, n'a cessé de m'aider dans mon cheminement scientifique et a su me transmettre son enthousiasme pour les résultats que j'ai obtenus ainsi que pour les techniques de mesure que j'ai pu mettre en place ;

— Sébastien Proust, qui m'a beaucoup formé au métier de chercheur en m'enseignant l'exigence rédactionnelle.

Je remercie également chaleureusement Philippe Gourbesville et Koen Blanckaert d'avoir accepté d'examiner mon manuscrit en vue de sa soutenance, ainsi que Lylia Kateb, Émeline Comby et Pietro Salizzoni pour les questions pertinentes et les échanges que j'ai eus lors de ma soutenance.

Je remercie bien sûr Maïlys Genouel, qui, par sa bienveillance et son talent, m'a permis de prendre du recul sur ma thématique de recherche et ma discipline. Nos deux thèses participent aux boosters H2O'Lyon proposés par l'École Universitaire de Recherche H2O'Lyon et l'École Urbaine de Lyon, financées par l'Agence Nationale de la Recherche (ANR), qui encouragent le croisement des recherches sur la thématique de l'eau en ville entre H2O'Lyon et le laboratoire d'excellence "Intelligence des Mondes Urbains" (IMU). Je remercie donc grandement ces deux écoles de m'avoir permis d'entreprendre ces trois années de recherche.

La préparation de cette thèse a également bénéficié de l'efficacité et de l'excellence d'INRAE, notamment grâce à Fabien Thollet et Adrien Bonnefoy, qui ont toujours su apporter l'aide nécessaire à la mise en place de mes expériences.

Plusieurs des résultats présentés dans mon manuscrit n'auraient pu être obtenus ou améliorés sans les conseils de l'équipe Riverly d'INRAE, avec Jérôme Le Coz, Guillaume Bodart (un grand merci pour la LSPIV), Benoît Camenen, Miguel Mejia Morales (la prise en main de MURI), ainsi que ceux de l'équipe du LMFA avec Louis Gostiaux, Lionel Soulhac et Nicolas Rivière. Par ailleurs, ma présentation de soutenance a pu être

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

grandement améliorée grâce aux remarques de mes collègues : Okba Mostefaoui, Jean-Philippe Vidal, Bastien Cerino, Guillaume Dramais, Céline Berni, Tristan Jaouen, Blaise Camel...

Mes remerciements vont naturellement à ma famille, à mes parents, à Aurélie et à mes amis, ceux que je connais depuis un bon bout de temps et ceux que je me suis faits plus récemment à Lyon, sans qui ces années auraient été bien moins sympathiques : les levées de coude, les courses à pied, les soirées, les débats, les formations, les randos. Je remercie également mon vélo, qui, depuis trois ans, que ce soit en hiver ($-10°C$), en période de crue du Rhône ou en été ($30°C$), ne m'a jamais lâché entre mon domicile et mon laboratoire (plus de 5000 km ont été parcourus, ce qui équivaut à environ cinq fois la distance entre Lyon et Londres).

Nécessairement, dresser une liste exhaustive des personnes qui m'ont aidé directement ou indirectement est difficile. Ce qu'il faut retenir, c'est que ces trois années ont été riches en rencontres professionnelles et amicales. Mes remerciements vont à tous ceux qui sont intervenus de près ou de loin dans mes travaux, mon code, mes expériences, mes présentations, mon manuscrit...

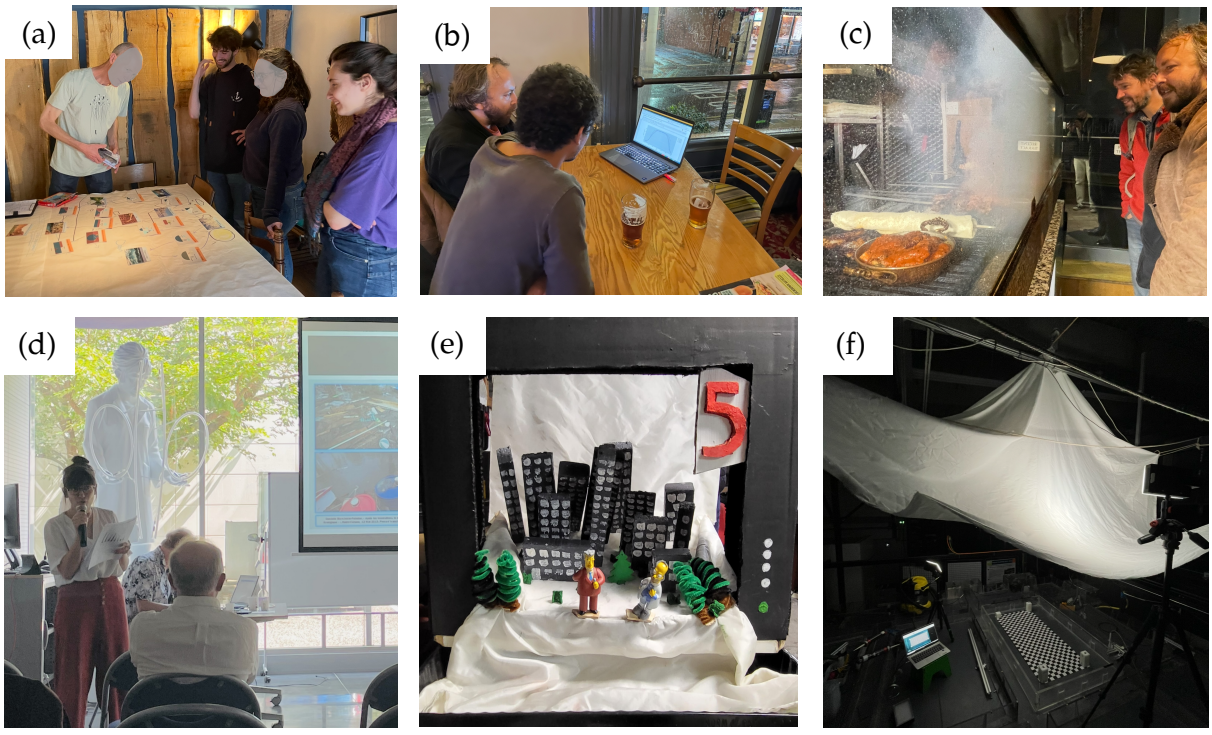


FIGURE 1 – (a) Formation à la Fresque de l'Eau en mars 2023 à Lyon. (b) Analyse de résultats après une longue journée d'expériences à l'Université de Sheffield. (c) Lèche-vitrines des spécialités culinaires de Sheffield. (d) Présentation des travaux de Maïlys Genouel en terrain hostile à INRAE Villeurbanne. (e) Maquette à l'échelle 1/1000 dans le plan horizontal d'un réseau de rues inondées. (f) Campement installé au-dessus de M.U.R.I pour réaliser la colorimétrie (qui n'était finalement pas nécessaire).

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

Notations

Les règles concernant les acronymes, les indices et les variables s'appliquent aux chapitres 2, 3, 4 et 5.

Acronymes :

1D, **2D**, **3D** : unidimensionnel, bidimensionnel, tridimensionnel

M.U.R.I : Modèle Urbain pour l'étude du Risque d'Inondation

HHLab : Hydraulics and Hydromorphology Laboratory

LSPIV : Large Scale Particle Image Velocimetry

ADZ : zone morte agrégée

SRR : réservoir rectangulaire peu profond

Indices :

$\boldsymbol{o}$: se rapportant à "outlet"

$\boldsymbol{i}$: se rapportant à "inlet"

$\boldsymbol{mo}$: se rapportant à "mass outlet"

$\boldsymbol{mi}$: se rapportant à "mass inlet"

$\boldsymbol{up}$: se rapportant à "Upstream"

$\boldsymbol{p}$: se rapportant à "pondérée"

$\mathbf{S_i}$: se rapportant à la $i^{\text{ème}}$ section transversale de rue (i allant de 0 à 6)

$\mathbf{b_1}$, $\mathbf{b_2}$: bifurcations dans le réseau de rues

$\mathbf{c_1}$, $\mathbf{c_2}$: carrefours dans le réseau de rues

Ci : se rapportant à la configuration de l'îlot urbain (C1, C2, C3)

$\mathbf{RZ_1}$ à $\mathbf{RZ_4}$: principales zones de recirculation dans un îlot urbain poreux

$\mathbf{J_1}$ à $\mathbf{J_3}$: jets entrants dans un îlot urbain poreux

$\mathbf{J_{1-2}}$, $\mathbf{J_{2-3}}$: zone de convergence des jets dans un îlot urbain poreux

$\boldsymbol{lu}$, $\boldsymbol{cu}$, $\boldsymbol{ru}$, $\boldsymbol{lm}$, $\boldsymbol{cm}$, $\boldsymbol{rm}$, $\boldsymbol{ld}$, $\boldsymbol{cd}$, $\boldsymbol{rd}$, $\boldsymbol{lu'}$, $\boldsymbol{cu'}$, $\boldsymbol{ru'}$: lieux de rejet dans les rues (définis en section 3.1.2)

$\boldsymbol{cr1}$ à $\boldsymbol{cr5}$: lieux de rejet dans le carrefour c_1 (définis en section 3.1.2)

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

$\boldsymbol{d}$: se rapportant à la moyenne sur la hauteur d'eau

$\langle\ \rangle$: se rapportant à la moyenne spatiale

$(^{-})$ et variables en majuscule : se rapportant à une moyenne temporelle

Variables :

$\boldsymbol{X}$, $\boldsymbol{Y}$, $\boldsymbol{Z}$: coordonnées dans les directions longitudinale, transversale et verticale du repère global de référence (m)

$\boldsymbol{x}$, $\boldsymbol{y}$, $\boldsymbol{z}$: coordonnées dans les directions longitudinale, transversale et verticale du repère local de référence (m)

$\boldsymbol{S_x}$, $\boldsymbol{S_y}$: pentes le long de l'axe X et Y (.)

$\boldsymbol{b}$: largeur des rues (m)

$\boldsymbol{h}$: hauteur d'eau moyenne dans une section transversale de rue (m)

$\boldsymbol{D_h}$: diamètre hydraulique de la conduite d'alimentation (m)

$\boldsymbol{\omega}$: hauteur du seuil vertical (m)

$\boldsymbol{\lambda_{XY}}$: rapport d'échelle horizontal (.)

$\boldsymbol{\lambda_Z}$: rapport d'échelle vertical (.)

$\boldsymbol{\rho}$: densité du fluide (kg/m^3)

$\boldsymbol{V_{do}}$: volume d'eau dans l'îlot urbain (m^3)

$\boldsymbol{t}$: la variable de temps (s)

$\boldsymbol{t_{rejet}}$: durée de rejet de polluant (s)

$\boldsymbol{u}$, $\boldsymbol{v}$, $\boldsymbol{w}$: composantes de vitesse instantanée dans les directions longitudinale, transversale et verticale (m/s)

$\boldsymbol{U}$, $\boldsymbol{V}$, $\boldsymbol{W}$: composantes de vitesse moyennée en temps dans les directions longitudinale, transversale et verticale (m/s)

$\boldsymbol{u'}$, $\boldsymbol{v'}$, $\boldsymbol{w'}$: fluctuations de vitesse dans les directions longitudinale, transversale et verticale (m/s)

$\boldsymbol{U_{bSi}}$: vitesse débitante dans la section S_i (m/s)

$\boldsymbol{U_s}$, $\boldsymbol{V_s}$: vitesses de surface moyennées en temps selon les directions longitudinale et transversale (m/s)

$\boldsymbol{\rho\overline{u'v'}}$: contrainte de Reynolds de cisaillement transversal moyennée en temps (Pa)

$\boldsymbol{Q_{i1}}$, $\boldsymbol{Q_{i2}}$: débits d'eau entrants dans le dispositif expérimental (m^3/s)

$\boldsymbol{Q_i}$: débit d'eau entrant dans la rue (droite) isolée (m^3/s)

$\boldsymbol{Q_{oj}}$: débit d'eau à la sortie n° j (j allant de 1 à 4) (m^3/s)

$\boldsymbol{Q_{S_i}}$: débit d'eau à travers la section transversale de rue S_i (m^3/s)

$\boldsymbol{Q_{TOT}}$: débit d'eau total dans le dispositif expérimental (m^3/s)

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

$\boldsymbol{Q_i^j}$: débit d'eau en entrée de l'îlot par l'ouverture amont n° j (j allant de 1 à 3) (m^3/s)

$\boldsymbol{Q_o^j}$: débit d'eau en sortie de l'îlot par l'ouverture aval n° j (m^3/s)

$\boldsymbol{Q_{rejet}}$: débit de rejet de polluant (m^3/s)

$\boldsymbol{\sigma}$: conductivité locale de l'eau (S/m)

$\boldsymbol{I}$: intensité en niveaux de gris de la couleur bleue (.)

$\boldsymbol{m}$: masse de polluant instantanée dans l'îlot urbain (kg)

$\boldsymbol{c}$: gain de concentration instantanée par rapport à la concentration globale dans l'écoulement (kg/m^3)

$\boldsymbol{C}$: concentration locale moyennée en temps au sein des rues (kg/m^3)

$\boldsymbol{c'}$: fluctuation de concentration (kg/m^3)

$\boldsymbol{C_m}$: concentration parfaitement mélangée dans l'ensemble de l'écoulement (kg/m^3)

$\boldsymbol{C_{rejet}}$: concentration de polluant injectée (kg/m^3)

$\boldsymbol{C_{mean}}$: concentration moyennée en temps et en espace dans la section S_0 (kg/m^3)

$\boldsymbol{C_{calib}}$: concentration connue et spatialement uniforme pour la calibration de la colorimétrie (kg/m^3)

$\boldsymbol{c_{oj}}$: concentration moyennée en temps à la sortie de rue n° j (kg/m^3)

$\langle \boldsymbol{C_{s-Ci}} \rangle$: concentration plateau (kg/m^3)

$\boldsymbol{c_o^j}$: concentration instantanée en sortie de l'îlot par l'ouverture aval n° j (kg/m^3)

$\boldsymbol{c_i^j}$: concentration instantanée en entrée de l'îlot par l'ouverture amont n° j (kg/m^3)

$\boldsymbol{c_o^p}$: moyenne pondérée des concentrations instantanées sortantes par les débits d'eau sortants de l'îlot (kg/m^3)

$\boldsymbol{c_i^p}$: moyenne pondérée des concentrations instantanées entrantes par les débits d'eau entrants de l'îlot (kg/m^3)

$\boldsymbol{c_l}$: moyenne des trois répétitions des concentrations instantanées mesurées par conductimétrie (kg/m^3)

$\boldsymbol{C_{s-STD}}$: écart-type temporel de concentration calculé dans le régime stationnaire (kg/m^3)

$\boldsymbol{E_m}$: écart-type normalisé de la distribution de concentration dans une section transversale du rue (.)

$\boldsymbol{Qm_{oj}}$: débit massique à la sortie de rue n° j (kg/s)

$\boldsymbol{Qm_{S_i}}$: débit massique à travers la section de rue S_i (kg/s)

$\boldsymbol{t_{99R-Ci}}$: temps de remplissage complet dans l'îlot Ci (s)

$\boldsymbol{t_{05-Ci}}$, $\boldsymbol{t_{60-Ci}}$, $\boldsymbol{t_{80-Ci}}$: durées nécessaires pour que 5 %, 60 % et 80 % d'un volume soit remplacé dans l'îlot Ci (s)

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

$\boldsymbol{t_{rR-Ci}}$: temps de résidence dans le remplissage pour l'îlot Ci (s)

$\boldsymbol{t_{99V}}$: temps de vidange complète (s)

$\boldsymbol{t_{rV}}$: temps de résidence dans la vidange (s)

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

Résumé

POLLUTIONS CAUSÉES PAR LES INONDATIONS URBAINES : MODÉLISATION EXPÉRIMENTALE DU TRANSPORT DE POLLUANTS ISSUS DE DÉVERSEMENTS LOCAUX

Les pollutions causées par les inondations urbaines s'inscrivent dans une problématique largement négligée par la sphère scientifique et celle des gestionnaires, contrairement à d'autres risques déjà bien étudiés (déstabilisation et entraînement des véhicules, du mobilier urbain, des bâtiments, des piétons). Notamment, l'effet des processus hydrodynamiques complexes dans un réseau de rues inondées sur le transport de polluant a été très peu étudié. Cette thèse s'attache donc à explorer le transport de polluants issus de déversements locaux, représentant principalement des matières chimiques ou biologiques présentes dans les eaux de ruissellement à la surface des rues et susceptibles de pénétrer dans les bâtiments, au plus près des habitants. Ce travail s'appuie sur des expériences de laboratoire conduites sur un modèle urbain représentant un réseau de rues très simplifié et à échelle réduite. Nous explorons un écoulement d'inondation en régime stationnaire, déjà étudié dans des travaux précédents (Mejía-Morales et al. 2021). L'originalité de cette thèse réside donc dans l'étude du transport d'une pollution dans cet écoulement. Pour cela, nous mesurons les débits massiques et les champs de concentration au sein des rues, au sein d'un îlot urbain percé d'ouvertures, ainsi qu'en sortie du réseau de rues, à partir de techniques de mesure par conductimétrie et colorimétrie. Le premier objectif de la thèse est d'identifier les effets prédominants de l'hydrodynamique sur ce transport ainsi que l'influence du lieu de rejet sur la répartition de polluant dans les différentes rues. Le deuxième objectif de la thèse est d'identifier les paramètres qui gouvernent la dynamique d'une eau polluée introduite par des ouvertures dans un îlot urbain, en faisant varier le nombre d'ouvertures de cet îlot ainsi que la durée de rejet de pollution. Les principaux résultats de cette thèse sont alors (i) la distribution des débits massiques de polluant dans les différentes rues diffère de celle des débits d'eau, à la fois dans les rues et en sortie du réseau de rues. Cela s'explique par un mode de transport de polluant qui est spatialement hétérogène dans le réseau de rues. On constate que le mélange le plus intense a lieu dans les rues en aval des intersections. La diffusion turbulente et la dispersion par les courants secondaires sont les deux modes de mélange dominants et contribuent toutes deux à l'homogénéisation de la concentration de polluant. Aux intersections, le transport du polluant

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

est principalement causé par l'advection dans les directions longitudinale et transversale. Les panaches de polluant se fusionnent ou se séparent simplement, suivant les lignes de courant de l'écoulement moyenné en temps. En conséquence, (ii) la distribution du polluant dans le réseau de rues est très sensible à la position exacte du rejet par rapport à la position des lignes de division des intersections. (iii) Un modèle simplifié est proposé pour décrire et prédire la distribution de polluant aux intersections, et sa précision dépend de la capacité à localiser précisément les lignes de division. (iv) Dans le cas d'un îlot urbain (pâté de maison) poreux, le nombre d'ouvertures influence fortement les concentrations maximales atteintes au sein de l'îlot urbain, ainsi que les temps de remplissage et de résidence, ainsi que les variations spatio-temporelles des concentrations. (v) La durée de remplissage initial joue un rôle important sur le temps de vidange de l'eau polluée suite à l'arrêt de la source de pollution. En revanche, le taux de renouvellement de la pollution ou de l'eau claire est constant, indépendamment de la durée de remplissage, et est piloté exclusivement par l'hydrodynamique de l'îlot urbain poreux. (vi) Une adaptation du modèle de zone morte agrégée est enfin proposée pour valider la possibilité d'ajustement des concentrations moyennées spatialement dans l'îlot. Un lien entre ces résultats et les conséquences en termes de risques sanitaires est également proposé à la fin de cette thèse.

Mots-clés : advection, mélange, dispersion, diffusion turbulente, risque sanitaire, modèle, laboratoire, colorimétrie, conductimétrie

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

Abstract

POLLUTION CAUSED BY URBAN FLOODING : EXPERIMENTAL MODELLING OF POLLUTANT TRANSPORT DUE TO PUNCTUAL RELEASES

Pollution caused by urban flooding remains overlooked by both the scientific community and management stakeholders, compared to other well-studied risks (such as the destabilisation and sweeping away of vehicles, urban furniture, buildings, and pedestrians). The effect of complex hydrodynamic processes in a flooded street network on pollutant transport has been scarcely studied. This PhD investigates the pollutant transport coming from punctual releases of matter such as chemical or biological substances found in street runoff that could infiltrate homes, close to inhabitants. The PhD is based on laboratory experiments carried out in a simplified and reduced-scale urban street network model. We examine a steady-state flood flow, already studied in previous works (Mejía-Morales et al. 2021). The novelty of this PhD lies in examining pollutant transport within this flow. To do so, we measure mass discharges and concentration fields within streets, within an urban block with openings, and at the outlets of the street network, using conductimetry and colorimetry techniques. The first objective of the PhD is to identify the predominant hydrodynamic effects on pollutant transport and the influence of pollutant release locations. The second objective is to identify parameters governing the dynamics of polluted water introduced through openings into an urban block by varying the number of openings and the duration of the pollutant release. The main results of the PhD are as follows. (i) The distribution of pollutant mass discharges in the several streets differs from that of water discharges, both within the streets and at the outlets of the street network. This is explained by a mode of the pollutant transport that is spatially heterogeneous within the street network. The most intense mixing occurs downstream of intersections. Turbulent diffusion and dispersion due to secondary currents are the dominant mixing modes, contributing to the homogenisation of pollutant concentration. At intersections, pollutant transport is primarily driven by advection in both longitudinal and transverse directions. The pollutant plumes merge or separate following the time-averaged flow streamlines. Consequently, (ii) the pollutant distribution in the street network is highly sensitive to the exact release location relative to the bifurcation and crossroad dividing streamlines. (iii) A simplified model is proposed to describe and predict pollutant distribution at intersections, and its accuracy depends on the ability to

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

precisely locate the dividing streamlines in intersections. (iv) In a porous urban block, the number of openings significantly affects maximum concentrations within the block, as well as filling times, residence times, and spatio-temporal concentration variations. (v) The initial filling duration strongly influences the flushing time of polluted water after the pollution source stops. However, the renewal rate of pollution or clear water remains constant, regardless of the filling duration, and is solely governed by the hydrodynamics of the porous urban block. (vi) An adaptation of the aggregated dead zone model is finally proposed to fit the spatially averaged concentration within the block. A link between these results and health risk implications is also explored at the end of the PhD.

keywords : advection, mixing, dispersion, turbulent diffusion, health risk, model, laboratory, colorimetry, conductimetry

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

Préambule

À l'heure de la rédaction de ce manuscrit de thèse, le mois d'octobre 2024 a été marqué par des inondations urbaines particulièrement impressionnantes dans la région lyonnaise. A la suite de pluies torrentielles tombées sur plusieurs jours, d'importants volumes d'eau, provenant des crues des affluents du Rhône, ont ruisselé en surface des rues avec des hauteurs d'eau et des vitesses importantes. Ces écoulements ont engendré un risque d'emportement et de destruction pour les véhicules (figure 2a), les infrastructures (figure 2b) et les piétons (figure 2d). Par exemple, l'inondation urbaine a dévasté la zone commerciale "Les 2 Vallées" de la ville de Givors (sud-est lyonnais) après la crue (centennale) soudaine du Gier. Les eaux fortement turbides, ou les boues, ont détruit les portes des commerces, se sont introduites dans les magasins (figure 2c), et ont piégé des clients à l'intérieur. Au vu de ces événements et de la figure 2, qu'en est-il des pollutions transportées par ces écoulements d'inondations urbaines, et quel est le risque associé pour la santé humaine ?



FIGURE 2 – Photos illustrant l'inondation urbaine de la ville de Givors (17 octobre 2024) : (a) véhicules emportés par l'écoulement (actu Lyon/Anne-Sophie Blot) ; (b) la zone commerciale de Givors et du chemin des Cornets inondés (Photo Ebra Studios) ; (c) le magasin Carrefour de Givors inondé (actu Lyon/Nicolas Zaugra) ; (d) homme sur son jet-ski dans les rues de Givors, témoignant d'une hauteur d'eau élevée (actu Lyon/Anthony Soudani)

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

Table des matières

1 Introduction **1**

1.1 Contexte . . . 2

1.1.1 Changements globaux et catastrophes naturelles . . . 2

1.1.2 Inondations . . . 2

1.1.3 Inondations urbaines . . . 3

1.1.4 Modélisation numérique des inondations urbaines . . . 6

1.1.5 Évaluation des risques associés . . . 7

1.2 Genèse et positionnement de la thèse . . . 12

1.2.1 Manque de connaissances sur les pollutions . . . 12

1.2.2 Positionnement de la thèse . . . 12

1.3 État de l'art . . . 13

1.3.1 Les pollutions associées aux inondations urbaines . . . 13

1.3.1.1 Définition générale d'une pollution . . . 13

1.3.1.2 Les différents types de pollutions générées par une inondation urbaine . . . 14

1.3.1.3 Risques chimique et microbien . . . 18

1.3.2 Hydrodynamique dans un réseau de rues simplifié en canal de laboratoire . . . 20

1.3.2.1 Écoulements dans des intersections . . . 22

1.3.2.2 Échanges latéraux entre rues et îlots urbains . . . 28

1.3.3 Transport de polluants en réseau de rues inondées . . . 30

1.3.3.1 Processus de transport de scalaires en écoulement à surface libre peu profond . . . 33

1.3.3.2 Modélisation numérique 2D moyenné sur la verticale du transport de polluants . . . 35

1.3.3.3 Zoom sur le transport de polluants dans les diverses parties du réseau de rues . . . 39

1.3.3.4 Échelles temporelles pour modéliser le transport . . . 50

1.4 Objectifs, questions scientifiques et organisation de la thèse . . . 54

2 Matériel et méthode **57**

2.1 Présentation du modèle physique M.U.R.I . . . 58

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

2.2 Configurations expérimentales considérées 60
2.2.1 Réseau de rues inondées simplifié 60
2.2.2 Écoulement dans une rue (droite) isolée pour la validation des méthodes de mesure 65
2.3 Techniques de mesure des hauteurs d'eau, vitesses et débits d'eau 65
2.3.1 Mesure de hauteur d'eau 65
2.3.2 Mesure de vitesse 66
2.3.2.1 Mesure de vitesse le long de la colonne d'eau 66
2.3.2.2 Mesure de champ de vitesses de surface 75
2.3.3 Estimation des débits d'eau dans les rues 79
2.4 Rejet de polluant et technique de mesure de concentration 81
2.4.1 Choix des méthodes pour le rejet et la mesure de concentration . . 81
2.4.2 Caractéristiques du rejet 82
2.4.2.1 Rejet localisé dans les rues et homogène verticalement . . 82
2.4.2.2 Rejet parfaitement homogène 83
2.4.2.3 Rejet de très longue durée ou de durée limitée 84
2.4.2.4 Choix du type de traceur 84
2.4.3 Mesure locale de concentration par conductimétrie 86
2.4.3.1 Calibration entre conductivité et concentration 86
2.4.3.2 Mesure de concentration en sortie de rue 88
2.4.3.3 Mesure de concentration dans les rues 89
2.4.3.4 Estimation de l'efficacité du mélange à une section donnée 90
2.4.4 Estimation des débits de polluant par conductimétrie 91
2.4.4.1 Débit de polluant en sortie de rue 91
2.4.4.2 Débit de polluant dans les rues 91
2.4.5 Mesure de concentration par colorimétrie 92
2.4.5.1 Éclairage et résolution optique pour la technique de colorimétrie 94
2.4.5.2 Calibration entre concentration et intensité lumineuse . . . 94
2.4.5.3 Estimation des concentrations instantanées et moyennées spatialement 95
2.4.5.4 Validation de la technique de mesure par colorimétrie . . . 97
2.4.6 Avantages et inconvénients des techniques de mesure de concentration 100

3 Transport de polluant dans le réseau de rues inondées 101
3.1 Stratégie expérimentale 102
3.1.1 Rappel des objectifs du chapitre 102
3.1.2 Définition des lieux de rejet et des sections transversales 102
3.1.3 Stratégies de mesure des paramètres hydrodynamiques et des concentrations 103
3.2 Hydrodynamique dans les rues et les intersections 105

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

3.2.1 Vitesses de surface moyennées en temps dans les bifurcations et les carrefours . . . 105
3.2.2 Vitesses moyennées en temps le long de la colonne d'eau . . . 107
3.2.3 Flux transversal de la quantité de mouvement . . . 109
3.3 Transport de polluant pour le lieu de rejet de référence . . . 111
3.3.1 Débits de polluant au sein et en sortie des rues . . . 111
3.3.2 Distributions des concentrations et efficacité de mélange . . . 113
3.4 Sensibilité de la distribution de polluant aux lieux de rejet . . . 115
3.4.1 Lieux de rejet dans les rues d'entrée . . . 115
3.4.2 Lieux de rejets dans le carrefour . . . 117
3.5 Modèle 2D simplifié du transport de polluant . . . 119
3.5.1 Transport de polluant dans les rues d'entrée . . . 120
3.5.2 Distribution du polluant dans les intersections . . . 121
3.5.2.1 Modélisation simplifiée 2D du transport sans diffusion turbulente . . . 121
3.5.2.2 Modélisation quantitative de la distribution de polluant aux intersections basé sur le modèle simplifié 2D . . . 125
3.5.2.3 Validation expérimentale du modèle simplifié 2D advectif de distribution de polluant aux intersections . . . 126
3.6 Conclusions . . . 126

4 Dynamique d'un panache de polluant à l'intérieur d'un îlot urbain inondé 131
4.1 Stratégie expérimentale . . . 132
4.1.1 Rappel des objectifs du chapitre . . . 132
4.1.2 Définition des configurations de l'îlot urbain . . . 132
4.1.3 Rappel de l'hydrodynamique dans l'îlot urbain . . . 134
4.1.4 Stratégie de mesure des concentrations . . . 134
4.1.5 Définition des rejets de polluant . . . 136
4.1.6 Définition des temps caractéristiques . . . 137
4.2 Influence de la porosité de l'îlot urbain sur la dynamique du panache de polluant . . . 139
4.2.1 Évolution temporelle des concentrations moyennées spatialement $\langle c(t) \rangle$ pour un rejet très long . . . 140
4.2.2 Estimation des temps caractéristiques de remplissage . . . 142
4.2.3 Distribution spatiale des concentrations $c(X, Y, t)$ du panache de polluant dans l'îlot urbain pour un rejet très long . . . 142
4.2.3.1 Distribution spatiale des concentrations au cours du temps 142
4.2.3.2 Variabilité spatiale et temporelle des concentrations dans le régime stationnaire ($t \geq t_{99R-Ci}$) . . . 146
4.2.3.3 Discussion sur les valeurs de concentration plateau $\langle C_{s-Ci} \rangle$ 148
4.2.3.4 Discussion sur les temps caractéristiques . . . 149

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

4.2.3.5 Adaptation du modèle de zone morte agrégée (ADZ) . . . 150
4.3 Influence de la durée de rejet sur la dynamique du panache de polluant . . 153
4.3.1 Description des concentrations $\langle c(t) \rangle$ lors d'un remplissage partiel et d'une vidange complète 154
4.3.1.1 Maximum des concentrations moyennées spatialement . . 154
4.3.1.2 Temps de renouvellement complet t_{99V} par rapport à la durée de rejet 154
4.3.1.3 Taux de décroissance des concentrations 156
4.3.2 Zoom sur les premiers instants de la vidange des distributions de concentrations 157
4.4 Conclusions 160

5 Conclusions générales et perspectives **165**
5.1 Rappel : positionnement, objectifs et questions scientifiques de la thèse . . 166
5.2 Résultats principaux 167
5.3 Lien entre résultats de la thèse et risque pour la santé humaine 170
5.3.1 Rappel sur les différents types de pollution 170
5.3.2 Pollutions miscibles (microbiennes) et risque associé 171
5.4 Perspectives 174

Bibliographie **187**

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

Chapitre 1

Introduction

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

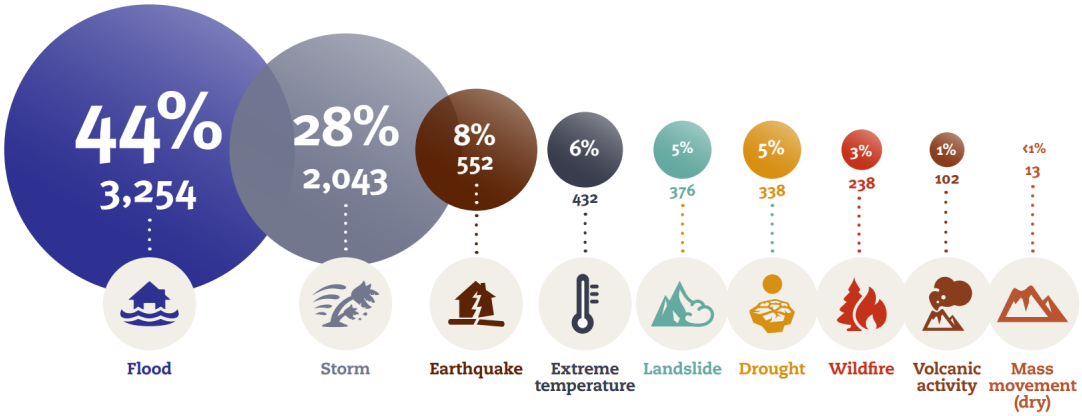


FIGURE 1.1 – Pourcentage et nombres d'occurrences de catastrophes naturelles par type de catastrophe entre 2000 et 2019, figure provenant du CRED et de l'UNDRR (2020).

1.1 Contexte

1.1.1 Changements globaux et catastrophes naturelles

Le dernier rapport du GIEC (2023) révèle que les récentes émissions de gaz à effet de serre générées par les activités humaines ont entraîné un réchauffement climatique à une vitesse sans précédent. Depuis 1850, la température moyenne à la surface terrestre s'est élevée de plus de 1.1° C, entraînant une augmentation de la fréquence et/ou de l'intensité des extrêmes météorologiques et climatiques. Cette tendance rend actuellement obsolètes les stratégies de réduction des risques liés aux catastrophes naturelles et d'adaptation aux changements globaux dans de nombreux pays (CRED, UNDRR 2020). Selon ces derniers rapports, entre 2000 et 2019, ces extrêmes climatiques et météorologiques se sont traduits par 7348 catastrophes naturelles, causant 1.23 million de décès, affectant 4.03 milliards de personnes et occasionnant des pertes économiques de 2970 milliards de dollars américains.

1.1.2 Inondations

Parmi les catastrophes naturelles les plus fréquentes présentées sur la figure 1.1, les inondations représentent 44 % (CRED, UNDRR 2020). Cette prépondérance s'explique premièrement par le dérèglement du cycle hydrologique, étroitement lié à l'augmentation globale des températures (GIEC 2023). Les changements hydrologiques observés se manifestent par des changements des moyennes et des extrêmes de précipitations, des modifications de l'évapotranspiration (MILLY et al. 2008), par la rehausse du niveau de la mer, de l'accroissement de la fonte des neiges et des glaces terrestres, et de l'augmentation de la fréquence des sécheresses. Ces altérations entraînent alors une variabilité

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

accrue des débits fluviaux, augmentant la fréquence et l'intensité des inondations dans de vastes régions telles que l'Asie du Sud, et du Sud-Est, l'Eurasie du Nord-Est, l'Afrique orientale et l'Amérique du Sud. En effet, la période de retour des crues centennales et millénales, caractérisées au 20ème siècle, connaîtra une diminution de plus de 50 % en 2100 dans ces zones (Hirabayashi et al. 2013). En conséquence, entre 2000 et 2019, le CRED et l'UNDRR (2020) recensent 163 inondations par an en moyenne, causant plus de 100 000 décès au total, affectant 1.6 milliards de personnes, et occasionnant des pertes économiques de 651 millions de dollars américains.

1.1.3 Inondations urbaines

Une aire urbaine est caractérisée par une concentration dense de population et d'habitats, incluant des bâtiments résidentiels, des établissements commerciaux, des routes, des ponts et des voies ferrées. Selon l'INSEE, pour être définie comme telle, une aire urbaine doit répondre aux critères suivants : être un ensemble de communes d'un seul tenant, sans enclave, comprenant un pôle urbain avec au minimum 10 000 emplois, ainsi que des communes rurales où 40 % de la population résidente et active travaille.

Cette population et l'extension spatiale des aires urbaines augmentent dans le monde entier, à des vitesses d'urbanisation variables selon les régions du monde (Chen et al. 2022). Sörensen et al. (2016) estiment en moyenne que 54 % de la population mondiale vit actuellement en ville, une proportion qui devrait dépasser 66 % d'ici 2050.

En conséquence, un grand nombre d'inondations urbaines sont générées, dues à l'interaction entre les évènements hydrométérologiques (GIEC 2023) et l'anthropisation croissante des bassins versants et des aires urbaines (Miller, Hutchins 2017).

Selon le contexte, les villes et leurs populations habitantes peuvent être exposées à plusieurs types d'inondation :

— **des inondations par débordement de rivières**, généralement causées par des précipitations importantes (figure 1.2a) ou la fonte de neige à l'échelle du bassin versant. Ces inondations sont caractérisées par la montée des eaux, suivies du débordement d'un cours d'eau sur les terres avoisinantes. Par exemple, en juin 2019, une partie de la ville de Sand Springs aux États-Unis a été inondée à la suite du débordement de la rivière Arkansas (figure 1.2b).

— **des inondations par ruissellement**, également appelées inondations éclaires qui

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

sont causées par des pluies torrentielles tombant pendant une courte durée sur l'aire urbaine. Ces inondations sont caractérisées par un écoulement des eaux de surface avec des vitesses importantes (figure 1.2c). Le réseau d'assainissement saturé ne parvient pas à drainer un tel volume d'eau, qui ruisselle directement dans les rues et les habitations avoisinantes. Par exemple, en 1988, l'inondation de Nîmes a été causée par des pluies torrentielles, avec 420 mm d'eau tombée en moins de 24 heures (figure 1.2d).

— **des inondations par submersion marine** (figure 1.2e), causées par des tempêtes intenses coïncidant avec des marées hautes ou des tsunamis. Par exemple, en 2005, la submersion marine de la ville de Nouvelle-Orléans aux États-Unis (figure 1.2f), a été provoquée par l'ouragan Katrina.

— **des inondations par remontée de nappe**, causées par l'alimentation en eau des nappes phréatiques qui dépasse leur vidange vers les exutoires, à la suite d'une succession d'années humides et de pluies exceptionnelles. Ce type d'inondation est plus lent que les autres. Par exemple, en 2001, la vallée de la Somme en France, a connu une hausse exceptionnelle du niveau des nappes après de longues périodes de pluie. La ville d'Abbeville est restée sous les eaux pendant un mois et demi (https ://catastrophes-naturelles.ccr.fr).

— **des inondations par débordement de lacs, par rupture de poches glaciaires, et par rupture d'ouvrages** (barrages, digues etc.) sont moins fréquentes que les types d'inondation précédemment mentionnés.

Le ruissellement de l'eau lors des inondations urbaines peut être intense et l'infiltration réduite. L'imperméabilisation des terres, due au remplacement des revêtements naturels par des surfaces faites de pavés, de béton ou d'asphalte (parkings, trottoirs, cours ...), empêche l'eau de s'infiltrer dans le sol. En effet, 1 m^3 de matière organique provenant d'un revêtement naturel retient en moyenne 50 l d'eau (Pazwash 2016), réduisant le ruissellement à seulement 10 % du volume d'eau tombée sur la zone (figure 1.3a). A l'inverse, le revêtement imperméabilisé génère un ruissellement de 55 % du volume total (figure 1.3b).

Les grands volumes d'eau ruisselant sur ces surfaces imperméables s'écoulent ou restent ensuite à la surface des villes. Le réseau d'assainissement dédié au drainage des eaux de surface peut être limité, voire déborder lorsque la charge de l'écoulement dans le système dépasse celle de l'écoulement en surface. Ce problème est particulièrement présent dans les systèmes d'égout dits "unitaires" (plus rare pour les systèmes séparatifs), qui collectent

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

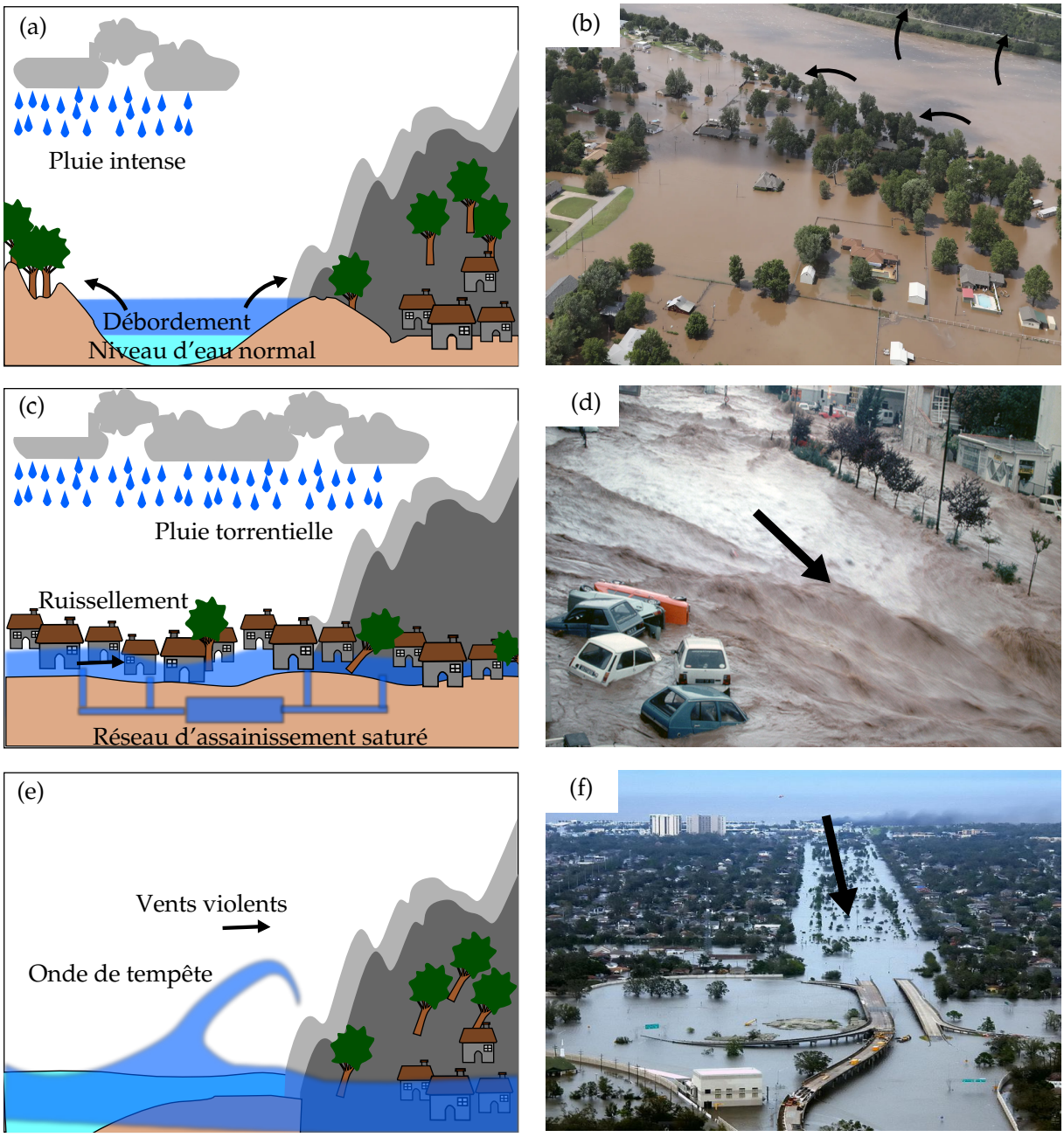


FIGURE 1.2 – Trois types d'inondations urbaines sont illustrés par des événements historiques (à droite) et leur schéma associé (à gauche). (a) Inondation par débordement du lit mineur dans la zone urbanisée de la rivière. Le cas réel représenté est (b) celui de la rivière Arkansas à Sand Springs, Oklahoma, en juin 2019 (photo provenant de Tom Gilbert/AP, The Guardian). (c) Inondation urbaine par ruissellement à la suite de pluies torrentielles. Le cas réel illustré est (d) celui de la ville Nîmes en France, en octobre 1988 (photo provenant de http ://www.infoclimat.fr). (e) Inondation urbaine par submersion marine. Le cas réel est (f) celui de la Nouvelle-Orléans, résultant de fortes pluies associées à l'ouragan Katrina et de la défaillance des systèmes de protection contre les inondations en 2005 (photo provenant de Wikipedia Commons, New Orleans, Louisiana. U.S. Coast Guard, Petty Officer 2nd Class Kyle Niemi).

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

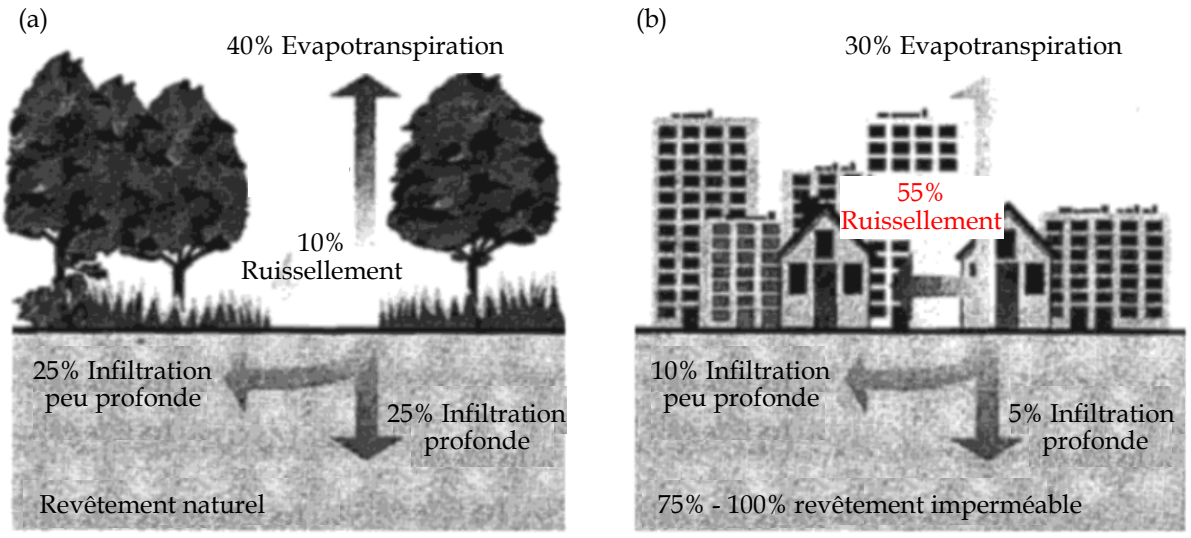


FIGURE 1.3 – Impact de l'urbanisation sur l'infiltration et le ruissellement, comparaison entre une zone végétalisée (a) et une zone urbaine (b), figure légèrement adaptée de PAZWASH (2016) (figure1.1).

à la fois les eaux usées et les eaux pluviales, sans être conçus pour gérer de tels volumes (OFWAT 2011). En France, environ 25 % des réseaux d'assainissement sont unitaires, couvrant 97 000 km de conduites, et représentant 5% à 72% des systèmes d'égout dans les régions métropolitaines (Commissariat général au développement durable (2011)). Ils sont souvent présents dans les centres des villes anciennes et des agglomérations.

Les écoulements de surface en centre ville inondé, ont lieu préférentiellement dans les rues, et présentent de fortes variations spatiales et temporelles en raison des différents chemins d'écoulement propres à l'environnement urbain. Des pertes de charge sont générées par : la présence d'obstacles (véhicules, mobilier urbain, infrastructures (MIGNOT et al. 2013 ; MARTÍNEZ-GOMARIZ et al. 2020)), des interactions verticales entre le système d'égout et la surface (CHIBANE et al. 2021 ; DONG et al. 2022), des échanges transversaux entre les rues et les bâtiments (MEJÍA-MORALES et al. 2021 ; MEJÍA-MORALES et al. 2023 ; DEWALS et al. 2023), ainsi que des intrusions dans les espaces souterrains (métro, centres commerciaux, parking) (ISHIGAKI 2003).

1.1.4 Modélisation numérique des inondations urbaines

Parmi les méthodes d'étude des inondations urbaines, la modélisation numérique est largement utilisée (MIGNOT, DEWALS 2022), avec un grand nombre de modèles bidimensionnels (2D) développés ces trois dernières décennies. Ces modèles résolvent les équations de Saint-Venant moyennées sur la hauteur d'eau (2D-SWE, pour "shallow water equa-

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

tions") pour des écoulements à surface libre peu profonds (Cea, Costabile 2022). Les équations 2D-SWE offrent plusieurs avantages : (i) elles permettent de modéliser des écoulements complexes en réseau de rues, où les modèles unidimensionnels (1D) se révèlent insuffisants pour prédire la distribution des débits aux intersections vers les rues aval ; (ii) un modèle d'écoulement en surface basé sur les équations 2D-SWE peut reproduire fidèlement l'hydrodynamique complexe dans un îlot urbain échangeant transversalement avec des rues (Dewals et al. 2023) ; (iii) ces équations 2D-SWE sont particulièrement efficaces pour la modélisation opérationnelle des risques d'inondation urbaine, grâce à leur faible coût de calcul comparé aux simulations tridimensionnelles (3D) calculant généralement les équations RANS-3D (pour "Reynolds-Averaged Navier-Stokes") ou LES (pour "Large Eddy Simulation"). Ainsi, des cartes de risque spécifiques à une ville (figure 1.4c) peuvent être générées à coût de calcul non prohibitif. Bien que les modèles 3D soient utiles dans des zones très localisées (Rong et al. 2020) pour capturer les processus d'écoulements fortement 3D (Li et al. 2024), leur coût de calcul élevé limite leur utilisation pratique (Dewals et al. 2023).

1.1.5 Évaluation des risques associés

Les chiffres évoqués en section 1.1.2 montrent que les inondations urbaines peuvent causer des décès, des impacts sur la santé des habitants, ainsi que des dommages d'ordre matériel, environnemental et socio-économique (UNISDR 2009). Cette gravité des inondations en zone urbaine se reflète à travers le grand nombre d'études consacrées à la modélisation, la gestion et l'adaptation des risques liés aux inondations urbaines (Cea, Costabile 2022). Mignot, Dewals (2022) proposent de classer ces études sur le risque en inondation urbaine suivant cinq domaines relatifs à :

— **l'expérimental**, l'objectif est d'établir des courbes de stabilité au sein des rues inondées pour les piétons, véhicules et mobilier urbain (très bien documenté).

— **l'économique**, l'objectif est d'estimer les dommages directs et indirects liés aux inondations urbaines (peu documenté).

— **la préparation**, pour améliorer l'alerte, la planification des secours et la gestion des crises (peu documenté).

— **la cartographie**, pour générer des cartes de risques facilitant la planification des sauvetages, l'évacuation et la détermination des itinéraires les plus sûrs (peu documenté).

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

— **la communication et aux politiques publiques**, l'objectif est de transmettre les informations aux citoyens (figure 1.5b p1, p2 et p3), aux parties prenantes et aux décideurs (peu documenté). Par exemple, en France, les autorités publiques proposent des outils tels que le Plan de Prévention des Risques d'Inondation (PPRI) ou le Programme d'Actions de Prévention des Inondations (PAPI) pour communiquer sur les risques d'inondation et orienter les décisions concernant les lieux de construction des extensions des zones urbaines existantes.

Le risque d'inondation urbaine dépend de plusieurs facteurs :

— l'aléa, qui est souvent caractérisé par la hauteur d'eau, la vitesse de l'écoulement, l'étendue spatiale, la durée de l'inondation (paramètre primordial pour les assurances), et la propagation du front d'onde (Moel et al. 2009)

— l'enjeu socio-économique, qui représente la valeur des biens exposés ainsi que l'importance des activités économiques et des populations affectées par l'inondation urbaine. Ainsi, les zones densément peuplées ou économiquement stratégiques sont particulièrement vulnérables.

— la préparation qui englobe l'alerte, la planification et la gestion des crises avant, pendant et à la suite de l'inondation urbaine.

Parmi les éléments relatifs à l'aléa, la hauteur d'eau et la vitesse de l'écoulement sont les paramètres les plus couramment utilisés pour être traduits en niveau de risque pour :

— **les piétons** d'être emportés et/ou noyés. Mejía-Morales et al. (2021) rassemblent les études expérimentales ou basées sur des observations de terrain jusqu'en 2021 sur l'instabilité des piétons présents dans les rues lors des inondations urbaines. Ils identifient quatre niveaux de risque (faible, moyen, important, très important) d'être emporté par l'écoulement (figure 1.4a). Des cartes de risque dans un réseau de rues peuvent être alors proposées. Dong et al. (2022) estiment que le risque d'être emporté est inférieur pour les enfants et les adultes comparé à celui des véhicules (figure 1.5a).

— **les véhicules** d'être emportés et/ou endommagés. Gou et al. (2022) proposent des courbes de stabilité d'un véhicule en fonction du type de véhicule et de son orientation par rapport à la direction de l'écoulement (figure 1.4b). De plus, les risques pour les piétons et les véhicules peuvent être combinés pour créer des cartes de risque plus globales. Arrighi et al. (2019) recensent notamment les routes perturbées ou

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

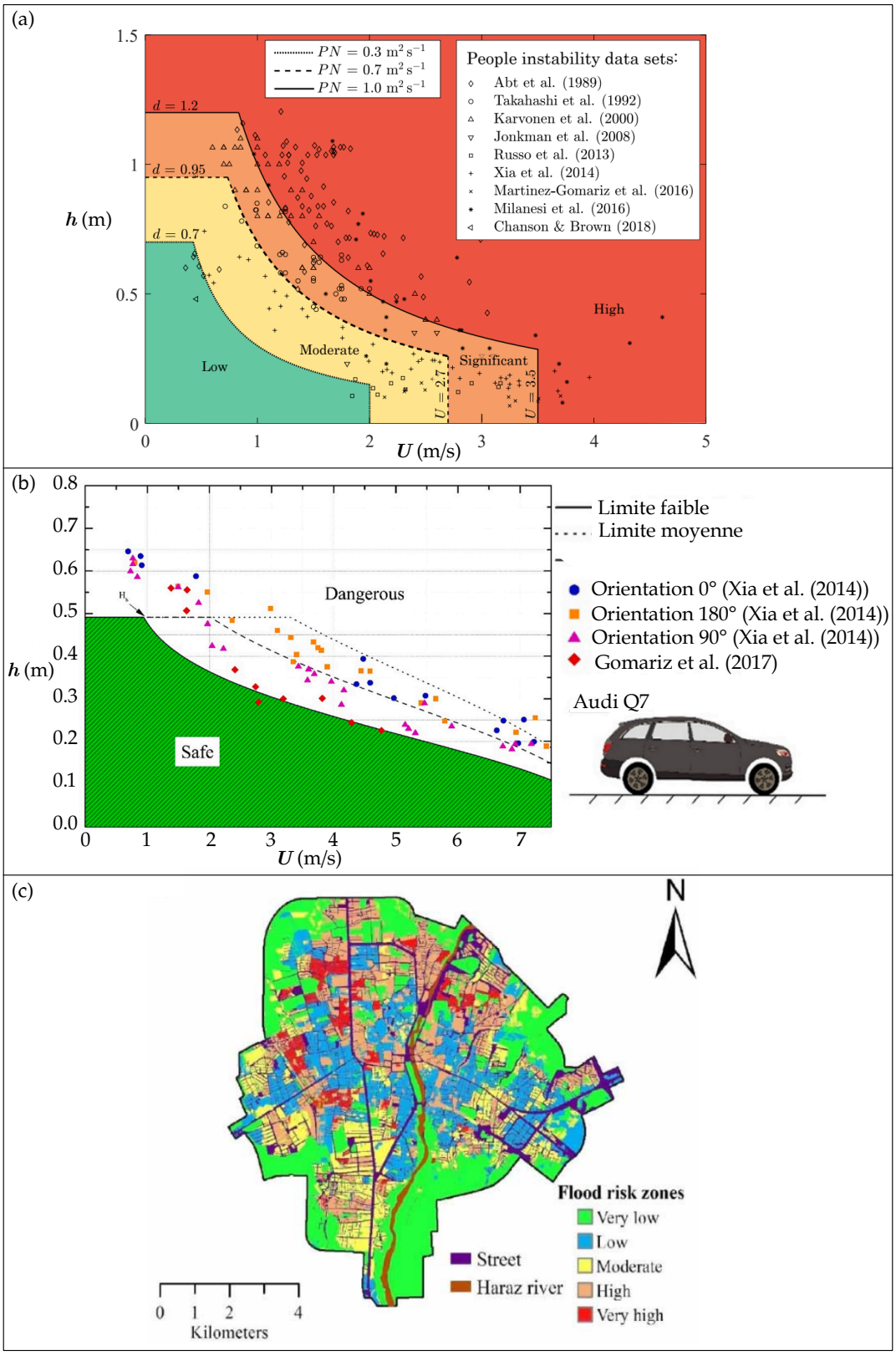


FIGURE 1.4 – (a) Schéma provenant de MEJÍA-MORALES et al. (2021) pour l'évaluation du risque d'inondation pour les piétons, définissant quatre niveaux de danger sur l'instabilité des personnes ($PN = h \times U$, où h est la hauteur d'eau et U est la vitesse), à partir de données expérimentales et d'observations de terrain. (b) Degré de vulnérabilité du véhicule Audi Q7 en cas d'inondation (figure provenant de GOU et al. (2022)). (c) Distribution spatiale du risque moyen global lors d'inondation dans la ville d'Amol, Iran (figure provenant de DARABI et al. (2019))

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

bloquées par les véhicules stationnés ou en mouvement en centre-ville. La figure 1.5b montre que 37 % des habitants résidant à proximité des routes sont emportés, 78 % vivent dans des zones où les véhicules stationnés sont emportés, et 22.5 % des routes sont inaccessibles, rendant difficile l'accès aux hôpitaux, casernes de pompiers et postes de police.

— **le mobilier urbain** d'être emporté par l'écoulement (Martínez-Gomariz et al. 2020).

— **les bâtiments**, qui présentent des vulnérabilités structurelles lorsque l'écoulement impacte les murs (Milanesi et al. 2018), engendrant des destructions ou des dégradations du bâti.

.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

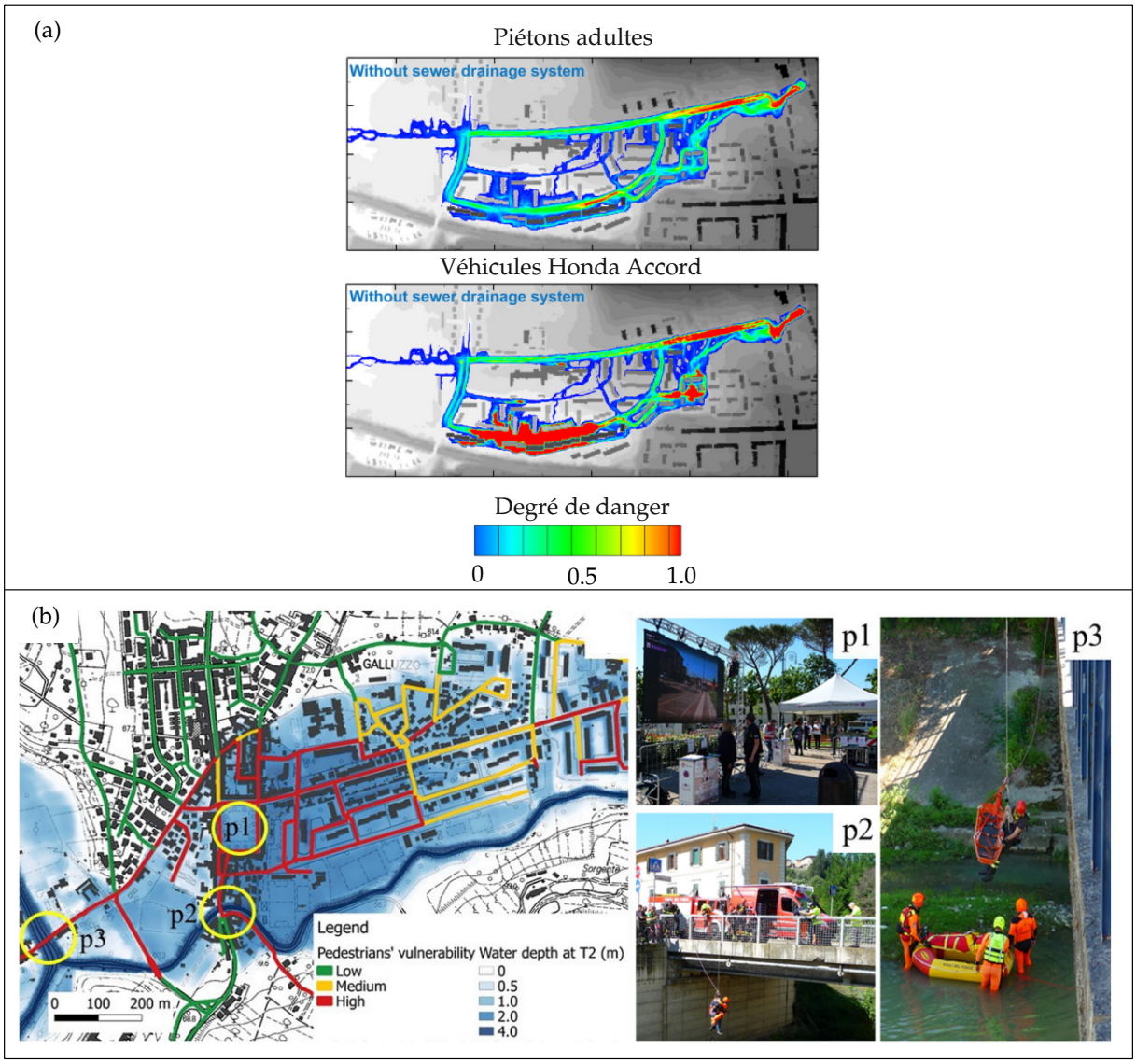


FIGURE 1.5 – (a) Comparaisons des distributions du degré de danger maximum pour des piétons adultes et des véhicules de type "Honda accord" lorsque le réseau d'assainissement est saturé (figure provenant de DONG et al. (2022)). (b) Carte de danger pour les piétions et distribution des hauteurs d'eau (figure provenant de ARRIGHI et al. (2019)). Localisation de certaines activités réalisées lors d'un exercice de protection civile (mai 2018) : discours, éducation et description de l'évènement (p1), activité de sauvetage de personnes dans les zones de danger (p2 et p3).

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

1.2 Genèse et positionnement de la thèse

1.2.1 Manque de connaissances sur les pollutions

Au vu du contexte présenté précédemment, plusieurs risques associés aux inondations urbaines, tels que ceux concernant les piétons, les véhicules, le mobilier urbain et les bâtiments, sont aujourd'hui évalués. Cependant, un autre type de risque apparaît comme fortement et injustement laissé de côté par la sphère des scientifiques (Mignot et al. 2019) et celle des gestionnaires : le risque lié aux pollutions causées par les inondations urbaines, du fait de matières chimiques ou biologiques présentes dans les eaux de ruissellement à la surface des rues (Addison-Atkinson et al. 2022 ; Genouel et al. 2024). De plus, à notre connaissance, aucune étude expérimentale sur le transport de pollution dans les rues et sur l'intrusion d'eau polluée dans les îlots urbains ne semble avoir été conduite.

Pour palier à ce manque de connaissances sur la génération des pollutions et le transport de polluants par les inondations urbaines, deux thèses de doctorat ont été menées en parallèle dans le cadre d'un projet interdisciplinaire au sein de l'Université de Lyon. L'une se repose sur les sciences sociales avec les travaux de Maïlys Genouel (Genouel et al. 2022 ; Genouel et al. 2024), tandis que la thèse présente, se concentre sur les sciences pour l'ingénieur. Cette stratégie de thèses en grappe offre un croisement original des résultats sur l'identification de l'état des connaissances des évènements passés et des processus de transport de polluants dissous dans une ville inondée.

1.2.2 Positionnement de la thèse

Afin d'étudier le transport d'une pollution lors d'une inondation urbaine, cette thèse de doctorat se concentre sur la modélisation expérimentale du transport de polluant au sein d'un centre-ville inondé, en quantifiant les débits massiques et les concentrations de polluant dans les rues ainsi que dans les îlots urbains. Le positionnement de la thèse se définit par les choix suivants :

— Compte tenu de la complexité des processus hydrodynamiques liés au transport de polluant dans un centre-ville inondé, la géométrie de la zone urbaine et l'écoulement dans le réseau de rues sont fortement simplifiés, tant en nombre et en taille de rues qu'en extension du quartier représenté. De plus, le modèle urbain utilisé est à échelle réduite.

— Cette recherche reprend le dispositif expérimental et l'hydrodynamique d'un réseau

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

de rues inondées déjà bien explorés par les travaux de Mejía-Morales et al. (2021) et Dewals et al. (2023).

— Le polluant choisi pour la modélisation est un traceur inerte (non réactif), isodence (sans effet de flottabilité) et soluble dans l'eau, qui n'affecte pas l'écoulement et ne se dépose pas au fond. Ce traceur peut représenter, par exemple, des eaux usées en provenance d'une bouche d'égout issue d'un réseau unitaire, débordant en surface de rue.

1.3 État de l'art

Au vu du positionnement de la thèse détaillé dans la section précédente, l'état de l'art se limite à la présentation (i) des pollutions associées aux inondations urbaines (section 1.3.1), (ii) de l'hydrodynamique dans un réseau de rues en canal de laboratoire, qui sont responsables du transport de ces pollutions (section 1.3.2) et (iii) du transport de polluants en réseau de rues inondées (section 1.3.3).

1.3.1 Les pollutions associées aux inondations urbaines

1.3.1.1 Définition générale d'une pollution

La pollution est décrite par Russell (1974) comme un terme "vague" ou fourre-tout, renvoyant à une matière ou une substance nuisible, sale ou impure. Dans son ouvrage "De la souillure" (Douglas 1966), l'anthropologue Mary Douglas associe la pollution à des notions d'ordre et de désordre. La matière est considérée comme polluée lorsqu'elle "n'est pas à sa place", c'est à dire en dehors des normes sociales et culturelles.

Plus précisément, le terme pollution est utilisé sans discernement pour désigner l'acte de polluer dans plusieurs domaines : la nature (e.g. la destruction de la biodiversité due à la déforestation), l'eau (e.g. le rejet de produits chimiques toxiques dans les rivières par les industries), le sol (e.g. la contamination des sols par des pesticides provenant de l'agriculture intensive), l'air (e.g. les émissions de dioxyde de carbone provenant des véhicules dans les villes), le bruit (e.g. la pollution sonore due au trafic routier), la chaleur (e.g. un rejet d'eau chaude dans un cours d'eau en aval d'une centrale nucléaire), et l'organique (e.g. la contamination des cours d'eau par des déchets agricoles issus de résidus de cultures, de fumier et de restes alimentaires).

En s'appuyant sur une des définitions proposées par la revue de Russell (1974), la

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

pollution est définie dans cette thèse comme une substance introduite par des activités humaines en quantités telles que l'environnement ne peut les traiter avant qu'elles ne causent des dommages. Par ailleurs, les phénomènes naturels causant des dommages ne sont pas considérés comme des pollutions, à moins qu'ils ne soient intensifiés par des activités humaines (e.g. les coulées de boue déclenchées par une déforestation excessive), ou que ces dommages impactent la santé ou les activités humaines (e.g. les éruptions volcaniques dont les retombées de cendres en particules fines sont dangereuses pour la santé).

Le terme "contaminant" est réservé aux polluants ayant un effet dit "nocif" sur les organismes vivants. Le risque sanitaire se définit alors comme la probabilité que des effets sur la santé surviennent à la suite d'une exposition à un contaminant. Par exemple, il peut s'agir de la probabilité d'une élévation de la mortalité respiratoire suite à une augmentation de la pollution atmosphérique (Baudet-Michel, Aschan-Leygonie 2009). L'estimation du risque sanitaire permet en conséquence de comprendre les impacts potentiels sur l'environnement et la santé humaine. Ce risque est fonction de :

— **l'aléa**, qui est la probabilité qu'une certaine quantité de substance polluante soit introduite dans l'environnement ou qu'une activité humaine détériore la qualité de l'air, de l'eau ou du sol. L'aléa prend donc en compte le type de contaminant, sa concentration et sa durée d'exposition.

— **la vulnérabilité**, qui est la sensibilité d'une population ou d'un écosystème à être affecté par un aléa donné. Ainsi, une forte densité de population, la présence d'enfants ou de personnes âgées à risque, augmentent la vulnérabilité.

1.3.1.2 Les différents types de pollutions générées par une inondation urbaine

La définition d'une pollution causée par une inondation urbaine nécessite d'introduire le concept de "métabolisme urbain" (Genouel et al. 2022). Ce concept envisage la ville comme un organisme vivant, caractérisé par des flux de matières et d'énergies essentiels à son fonctionnement. Les sociétés urbaines extraient, transforment, font circuler des ressources, puis rejettent les déchets associés. Dans ce cadre, les écoulements en inondation urbaine peuvent être vus comme des flux permettant le transport de matières diverses issues des habitations et des zones industrielles dans et à l'aval des villes.

Un grand nombre de pollutions causées par les inondations urbaines, identifié à partir d'entretiens menés dans la sphère scientifique, est mis en lumière par Genouel et al.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

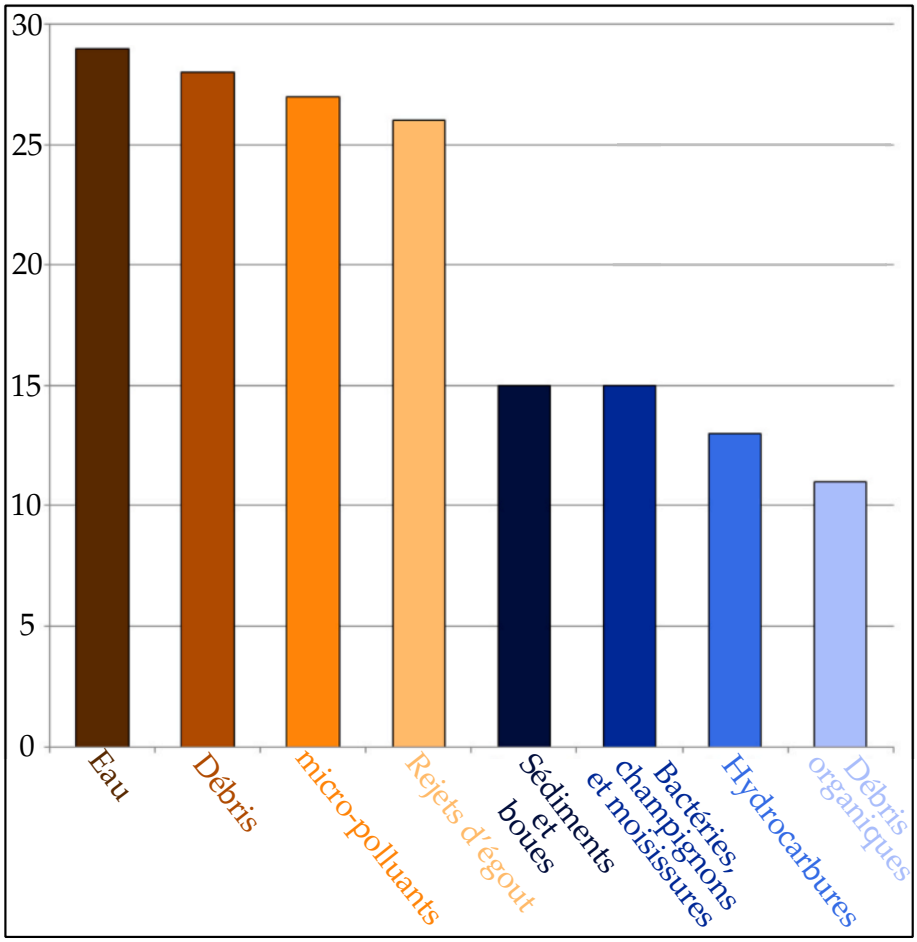


FIGURE 1.6 – Histogramme légèrement adapté de GENOUEL et al. (2024), recensant les différents types de pollution associés aux inondations urbaines à partir d'entretiens semi-directifs menés auprès de plus de 30 scientifiques. Les auteurs rassemblent 164 mentions liées à la pollution en contexte d'inondation urbaine.

(2024). Les résultats présentés en figure 1.6 rassemblent des débris (venant des habitations, des chantiers de construction...), débris organiques, micro-polluants, eaux issues de débordements d'égout, sédiments, boues, bactéries, champignons, moisissures, hydrocarbures. Enfin, la sphère scientifique considère également l'eau des inondations urbaines (barre marron sur la figure 1.6) comme une forme de pollution à part entière. Cette diversité souligne la difficulté à caractériser les pollutions en inondation urbaine. A notre connaissance, la plupart des études de la littérature se concentre uniquement sur des pollutions de nature chimique et microbienne.

Les pollutions chimiques peuvent provenir premièrement des écoulements dans les rues en ville, caractérisés par de fortes hauteurs d'eau et/ou vitesses, entraînant le déplacement et l'endommagement de véhicules ou de réceptacles. Ces pollutions résultent souvent de fuites de carburants ou de rejets de produits toxiques contenus initialement dans des

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

marchandises venant de véhicules accidentées (Raith et al. 2017) (figure 1.7a). Cette pollution peut aussi provenir de renversements de conteneurs de produits tels que des solvants ou du mazout sur leurs lieux de stockage habituels (Miller, Hutchins 2017). Un exemple marquant est l'inondation urbaine à Liège, en 2021 : un témoignage (Slate 2024) rapporte que des cuves de mazout, nécessaires à l'alimentation en énergie des habitations, ont été emportées puis renversées, laissant place à des dépôts de mazout dans les rues pendant plusieurs semaines (figure 1.7b).

Deuxièmement, les pollutions chimiques peuvent être mobilisées par des écoulements en amont des villes : (i) Flipo et al. (2016) rapportent la présence d'hydrocarbures issus des activités anthropiques et transportés dans les cours d'eau depuis les zones péri-urbaines. Une fois dans les villes, ces pollutions se déposent dans les rues, les jardins et les caves, entourant les populations de nappes d'hydrocarbures et de fortes odeurs ; (ii) Wilcox et al. (2016) évoquent également des pollutions contenant des fortes concentrations en As, Cd, Cr, Cu, Pb, Mn, et Zn, présentes dans les dépôts boueux provenant d'activités minières et mobilisés par les écoulements ruisselants (figure 1.7c) ; (iii) Miller, Hutchins (2017) montrent par ailleurs que les émissions issues des chantiers de construction et des zones résidentielles produisent les principales sources de sédiments, chargés en produit chimique, pour la pollution en zone péri-urbaine.

Les sources de pollutions microbiennes proviennent, quant à elles, des bouches d'égouts débordantes, qui font remonter en surface les eaux usées contenant des bactéries pathogènes, des matières fécales et norovirus (figure 1.8a). La revue d' Addison-Atkinson et al. (2022) rassemble dix études ayant collecté et analysé des prélèvements d'eau effectués après des inondations urbaines, à proximité des bouches d'égout, où l'on trouve les plus fortes concentrations en pollution microbienne dans la ville. Par exemple, pendant l'inondation urbaine de La Haye au Pays Bas, le 16 Juillet 2007, ten Veldhuis et al. (2010) montrent des fortes concentrations en Escherichia coli (8.7×10^3 à 1.0×10^5 cfu $100\,\mathrm{ml}^{-1}$), en Campylobacter et en entérocoques intestinaux (de 5.0×10^4 à 3.7×10^5 cfu $100\,\mathrm{ml}^{-1}$). de Man et al. (2014) réalisent aussi des prélèvements lors de 23 inondations de 2011 à 2012 au Pays-Bas, et mettent en évidence des fortes concentrations en Campylobacter et norovirus.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés



FIGURE 1.7 – (a) Photo provenant de SÄMANN et al. (2019) montrant une mince couche de pétrole en surface d'une eau stagnante à la suite d'une inondation urbaine. (b) Dépôt d'hydrocarbures en surface après les inondations urbaines de Liège en juillet 2021 (photo provenant de RTBF). (c) Véhicule piégé dans un dépôt de boue sableuse charriée par l'écoulement depuis un site minier et présentant des fortes concentrations en métaux lourds lors de l'inondation de mars 2015 à Copiapó (sud du désert d'Atacama) au Chili (photo provenant de IZQUIERDO et al. (2021). (d) Photo provenant de IZQUIERDO et al. (2021) montrant ce même dépôt de boue séchée (d'épaisseur supérieure à 1 m) entourant les bâtiments et au plus proche des habitants, dont certains portent un masque respiratoire pour limiter l'inhalation de particules fines PM_{10}.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

1.3.1.3 Risques chimique et microbien

Les risques associés aux pollutions chimiques peuvent être illustrés par les exemples suivants : (i) les dépôts de mazoutes au plus proche des habitants (figure 1.7b) lors de l'inondation de Liège en 2021 génèrent des maux de tête et des évanouissements en raison des fortes odeurs (témoignage de Slate (2024)) ; (ii) les particules fines émanant des boues séchées issues des activités minières (figure 1.7c) provoquent une augmentation des diagnostics d'asthme pour tous les groupes d'âge (figure 1.7d) lorsque les PM_{10} de métalloïde, en suspension à des concentrations supérieures à 150 µg/m3, sont inhalées par voie respiratoire (Seremi de Salud Atacama 2015).

Le risque microbien peut, lui, engendrer des maladies infectieuses, des gastro-entérites, des diarrhées sanglantes, des crampes d'estomac, des nausées et des vomissements (Rodrigues, Cunha 2017). La contamination peut survenir par plusieurs voies d'exposition. En effet, la présence d'excréments humains frais (figure 1.8b et figure 1.8c) et les surfaces contaminées par les eaux usées (Han, He 2021) exposent les habitants par voie orale, cutanée et inhalatoire. Mark et al. (2018) et Han, He (2021) montrent respectivement que le contact direct (main - bouche) avec les eaux contaminées pendant l'inondation urbaine est une voie de transmission importante du choléra et du virus infectieux SARS-CoV-2.

Les concentrations en pathogènes mesurées, couplées à la modélisation du transport de polluants, sont insuffisantes pour évaluer le risque microbien. Addison-Atkinson et al. (2022) résument quatre étapes pour réaliser une analyse quantitative du risque microbien (méthode QMRA pour "Quantitative Microbial Risk Assessment") :

— **Identifier l'aléa** consiste à sélectionner les agents pathogènes infectieux. Brouwer et al. (2018), de Man et al. (2014) et Veldhuis et al. (2010) regroupent plus de dix agents différents identifiés dans les eaux ruisselant lors des inondations urbaines : Campylobacter, Cryptosporidium spp., Giardia spp., E. coli, Salmonella spp., Vibrio cholerae (V. cholerae), rotavirus, norovirus, poliovirus, l'hépatite A et enterovirus.

— **Évaluer l'exposition** à l'agent consiste à estimer le volume ingéré V de concentration C en pathogène. Addison-Atkinson et al. (2022) identifient trois manières pour estimer ce volume : la modélisation, des entretiens avec des sinistrés, et l'analyse de résultats de recherches antérieures.

— **Calculer la réponse à la dose D_r (couramment appelée "dose-response")**, telle que $D_r = C \times V$, consiste à estimer la probabilité d'infection P_{inf} pour un pathogène donné avec l'équation 1.1 (adaptée pour les enterovirus, norovirus et

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

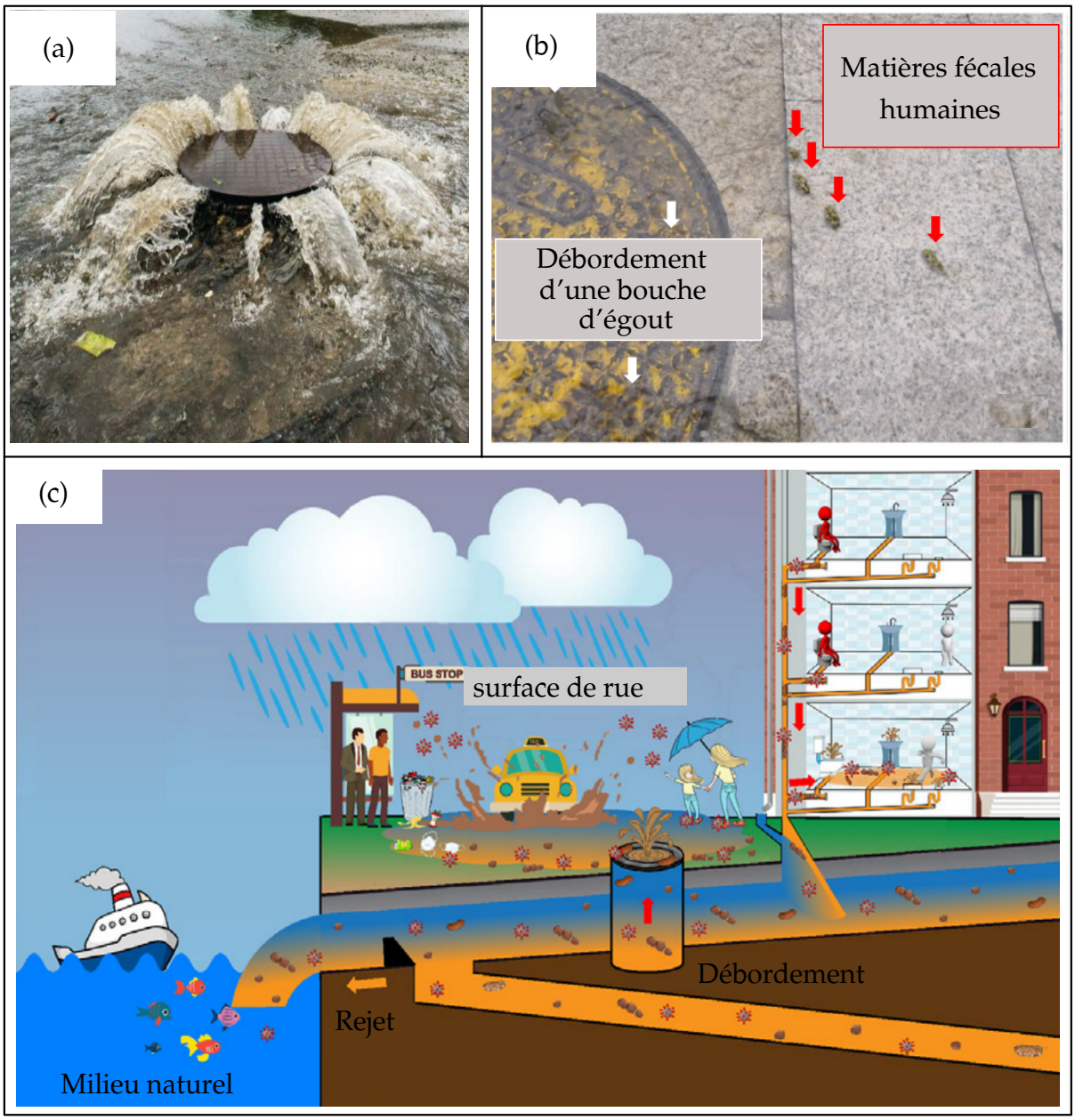


FIGURE 1.8 – (a) Eaux usées débordant d'une bouche d'égout (photo provenant de Pavel Korr/reference : 684764482). (b) Photo provenant de HAN, HE (2021) montrant la présence de matières fécales fraîches remontées des égouts vers la surface. (c) Schéma provenant de HAN, HE (2021) illustrant le transport de pollution microbienne via les eaux usées dans un réseau unitaire, échangeant avec la surface et le milieu naturel. Cette pollution est caractérisée par la présence de matière fécale et du virus SARS-CoV-2.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

campylobacter) et l'équation 1.2 (adaptée pour les cryptosporidium et Giardia).

$$P_{inf} = 1 - f(\alpha, \alpha + \beta, -D) \tag{1.1}$$

$$P_{inf} = 1 - e^{-rD} \tag{1.2}$$

où f est une distribution hypergéométrique, α, β et r sont des paramètres constants de la distribution Beta-Poisson ainsi que du modèle exponentiel de la réponse à la dose D_r, et dépendent du type de pathogène.

— **Caractériser le risque** consiste à sommer les probabilités d'infection de chaque pathogène P_{inf}, en prenant en compte la vulnérabilité des personnes contaminées.

1.3.2 Hydrodynamique dans un réseau de rues simplifié en canal de laboratoire

Il existe des inondations dans les zones péri-urbaines caractérisées souvent par des écoulements à travers des grandes étendues localisées entre les bâtiments où les vitesses et les hauteurs d'eau sont faibles. Lors de la thèse, nous nous sommes focalisés essentiellement sur des configurations urbaines de type centre-ville où l'écoulement dans les rues est confiné. Les écoulements dans ces quartiers denses sont majoritairement situés dans les rues, caractérisés par de plus fortes vitesses et hauteurs d'eau dues au confinement latéral de l'écoulement dans les sections de rues (laissant passer l'écoulement), qui sont relativement étroites par rapport aux espaces pris par les bâtiments. Le quadrillage de ces configurations urbaines est souvent régulier (figures 1.9a et 1.9b), avec des intersections de rues à angle droit et généralement composées de trois ou quatre branches (même si ces intersections peuvent parfois présenter plus de branche). De plus, de part la forme du fond d'une rue et celle des façades, les rues sont le plus souvent à section transversale rectangulaire (figure 1.9c). Toutes ces caractéristiques permettent de fortement simplifier les configurations urbaines pour la modélisation expérimentale.

Par ailleurs, il existe des inondations en centre-ville présentant des écoulements fortement instationnaires au niveau des îlots urbains, dont la capacité de stockage varie en fonction des durées de montée et de descente des hydrographes (Mejía-Morales et al. 2023). Lors de la thèse, nous nous sommes focalisés uniquement sur des écoulements en régime stationnaire.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés



FIGURE 1.9 – Photos présentant des centres de grandes villes : vue aérienne d'îlots urbains délimités par des rues avec la présence d'espaces intérieurs pour des quartiers (a) à Lyon et (b) à Barcelone ; (c) vue aérienne d'une cour intérieure composée de deux ouvertures (indiquées par les flèches bleues) dans un îlot urbain à Lyon ; (d) vue d'une rue à section rectangulaire dans la ville de Barcelone. Toutes ces images proviennent de Google Maps et Google Street View.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

Il existe aussi de nombreuses études décrivant les échanges d'eau entre la surface et le réseau d'assainissement (Djordjević et al. 2013 ; Fernández-Pato, García-Navarro 2021). Le drainage (écoulement des rues vers les égouts) ou le débordement (écoulement des égouts vers les rues) perturbent alors fortement l'hydrodynamique en surface de rue (Chibane et al. 2021). Lors de la thèse, nous nous sommes focalisés uniquement sur les écoulements en surface (i.e. linéaires de rue, intersections et îlots urbains), en négligeant l'effet des échanges verticaux avec le réseau d'assainissement.

Le nombre d'études portant sur la modélisation des écoulements en régime stationnaire dans un réseau de rues augmente fortement ces dernières années (Mignot et al. 2019 ; Mignot, Dewals 2022). Ce qui permet une meilleure compréhension des processus hydrodynamiques, et une amélioration de la simulation numérique des inondations en centre-ville. Les sections suivantes visent à détailler les connaissances actuelles sur ces écoulements.

1.3.2.1 Écoulements dans des intersections

Intersection à trois branches

La bifurcation est une intersection à trois branches jouant le rôle de diffluence de l'écoulement. L'écoulement provenant de la branche principale amont se sépare au niveau de la bifurcation pour finir dans deux branches aval (la branche principale aval et la branche latérale), comme illustré sur la figure 1.10. Neary et al. (1999) et Ramamurthy et al. (2007) identifient différentes zones et structures hydrodynamiques en régime fluvial : (i) la surface de division (figure 1.10a) ou ligne de division (utilisée pour une vue 2D dans le plan horizontal, figure 1.10b) est une ligne de courant qui se termine au coin aval de l'intersection ; (ii) les courants secondaires hélicoïdaux orientés suivant l'axe longitudinal de l'écoulement sont situés dans la branche latérale (sens horaire si l'écoulement tourne à gauche) dus aux forces centrifuges et dans la branche principale aval (sens anti-horaire si l'écoulement tourne à gauche) par courbure de l'écoulement (figure 1.10a) ; (iii) des zones de recirculation parallèles à des zones de contraction sont situées dans les deux branches aval (figure 1.10b), avec une couche de mélange entre la zone de recirculation et de contraction qui apparaît avec un cisaillement maximum à l'interface (Mignot et al. 2014) ; (iv) le coin aval de l'intersection présente une zone de stagnation composée d'une hauteur d'eau maximale et des vitesses nulles. Ces structures interagissant entre elles

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

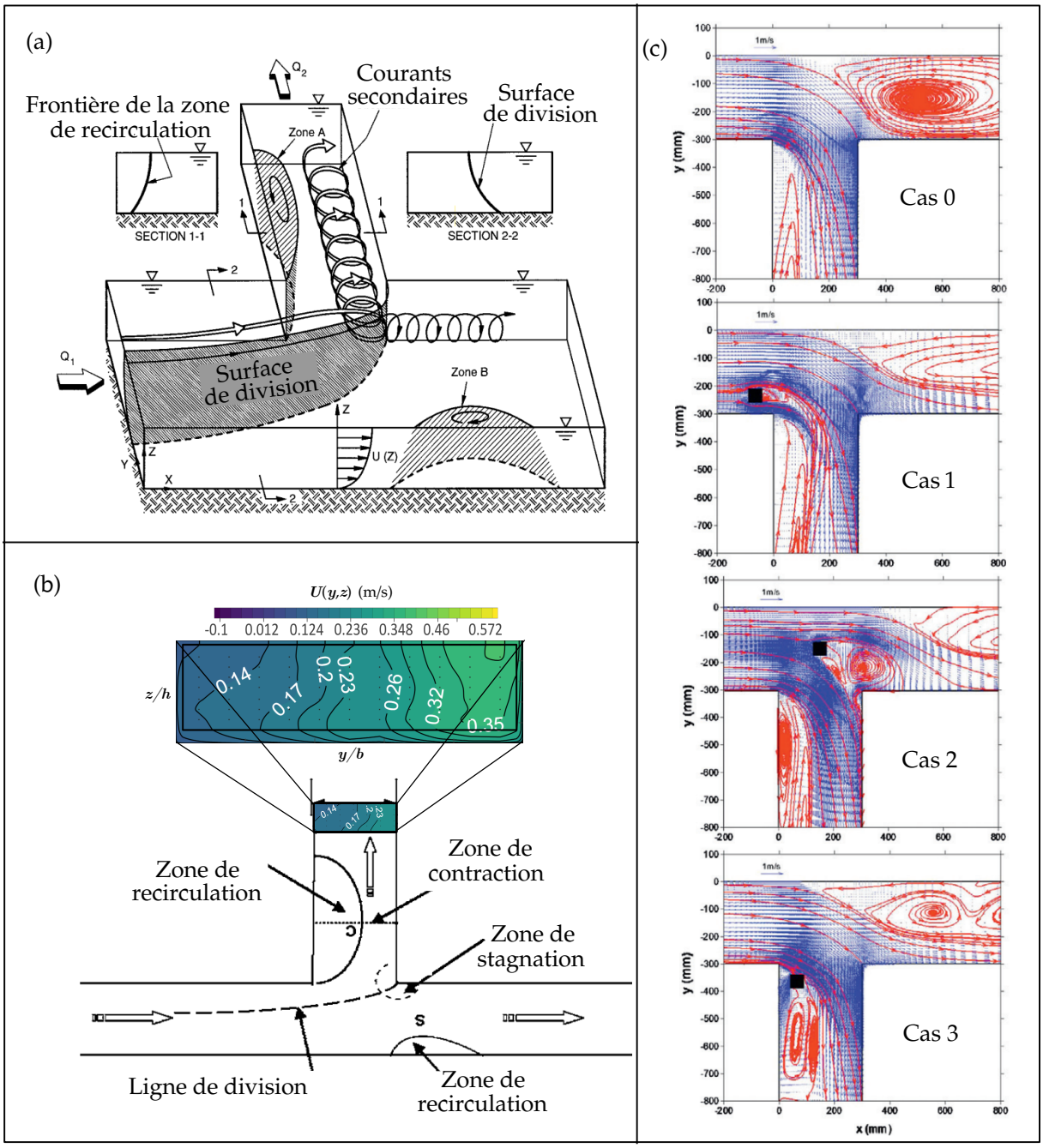


FIGURE 1.10 – (a) Modèle conceptuel 3D des écoulements dans une bifurcation à trois branches (figure provenant de NEARY et al. (1999)). (b) Modèle conceptuel 2D des écoulements en bifurcation illustrant les zones de recirculation, de contraction, de stagnation, la ligne de division et un exemple de distribution de vitesse longitudinale moyennée en temps dans une section transversale en branche latérale (figure légèrement adaptée de RAMAMURTHY et al. (2007)). (c) Figures provenant de MIGNOT et al. (2013) montrant les champs de vitesses 2D, dans le plan horizontal, observés à une altitude ($z = 3\,\text{cm}$) dans une bifurcation, pour les configurations suivantes : (cas 0) sans obstacle, (cas 1) obstacle amont, (cas 2) obstacle aval et (cas 3) obstacle dans la zone de recirculation.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

témoignent du caractère fortement tridimensionnel de l'écoulement dans une bifurcation.

Parmi les études sur les écoulements en bifurcation, Mignot et al. (2013) se distinguent des autres en intégrant des obstacles carrés dans le but de modéliser les effets sur l'écoulement des détails topographiques typiques présents dans une intersection. Les auteurs montrent que le lieu de l'obstacle influence fortement la distribution de l'écoulement : accélération de l'écoulement longitudinale autour de l'obstacle, élargissement de la zone de recirculation et apparition d'un sillage en aval de l'obstacle (figure 1.10c).

La jonction représente également une intersection à trois branches, qui cette fois-ci, joue le rôle de confluence des écoulements. Les écoulements provenant de deux branches amont se fusionnent en un seul pour finir dans la branche aval. Fortement étudiée par la sphère scientifique (Weber et al. 2001 ; Liu et al. 2012 ; Mignot et al. 2012 ; Schindfessel et al. 2015 ; Creëlle et al. 2018), un modèle conceptuel des écoulements 3D et 2D dans le plan horizontal est présenté en figure 1.11a et 1.11b, respectivement. Bien que certaines structures soient semblables à celles observées en bifurcation, la jonction se distingue par sa surface de cisaillement à l'interface des deux écoulements et partant du coin amont. Elle présente des structures turbulentes telles que des battements, des tourbillons de Kelvin-Helmholtz et des vortex orientés suivant l'axe de l'écoulement (SOV pour "Streamwise Oriented Vorticals", qui sont différents des courants secondaires et des courants de gravité) (Biron et al. 1996 ; Constantinescu 2014 ; Constantinescu et al. 2012 ; Pouchoulin et al. 2020 ; Duguay et al. 2022).

Intersection à quatre branches

Les intersections à quatre branches, appelées ici carrefours, peuvent jouer le rôle de diffluence (un écoulement se divisant en trois), de confluence (trois écoulements se rejoignant en un) ou les deux à la fois (deux écoulements se divisant en deux). A notre connaissance, cette dernière configuration à quatre branches est bien moins étudiée que celles à trois branches, et se limite à des études sur deux écoulements provenant des branches amont se divisant dans deux branches aval, en régime fluvial (Rivière et al. 2011 ; Nania et al. 2011 ; Jeong, Jeong 2022), torrentiel (Mignot et al. 2008 ; Naníа et al. 2014) et transcritique (Rivière et al. 2014).

Les zones et structures hydrodynamiques (figure 1.12a) présentes dans cette dernière configuration peuvent être vues comme la superposition de celles rencontrées en jonction

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

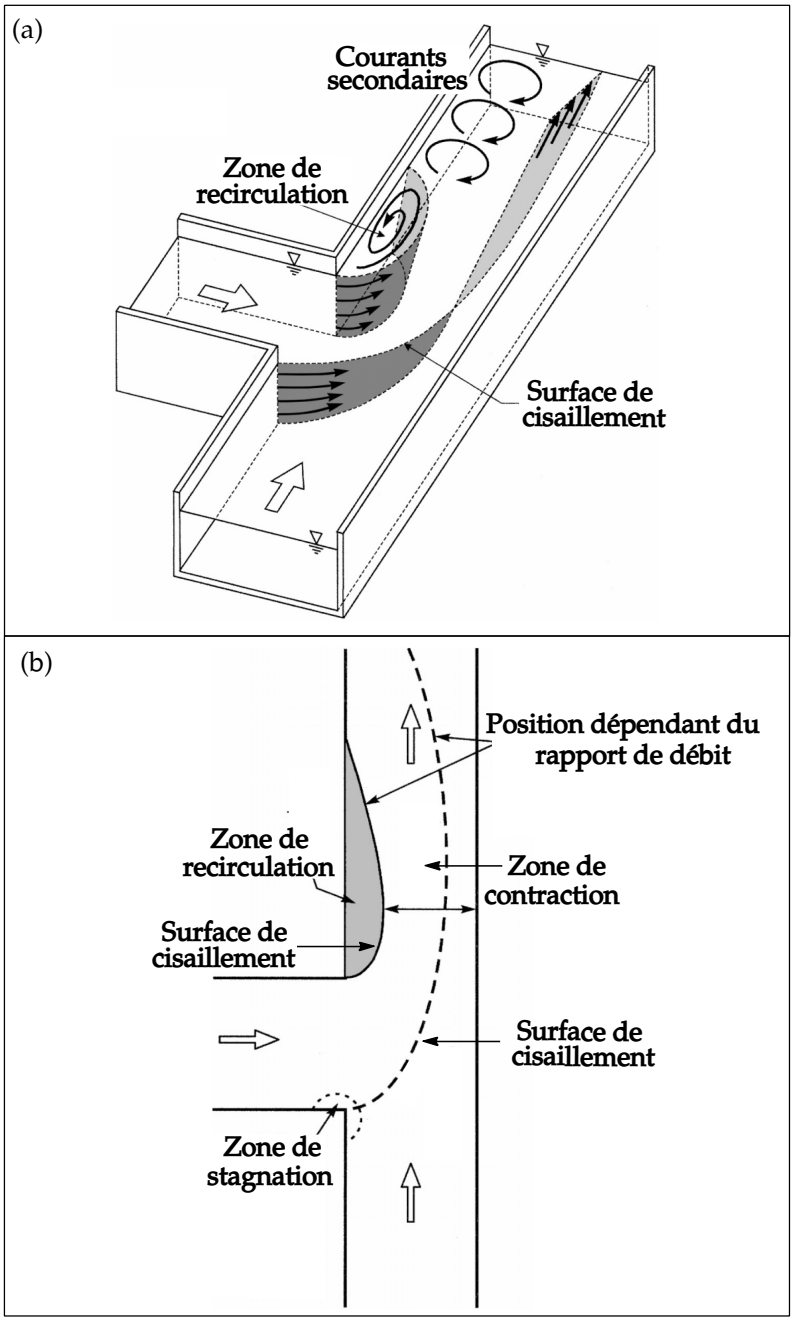


FIGURE 1.11 – (a) Modèle conceptuel 3D des écoulements dans une jonction à trois branches. (b) Modèle conceptuel 2D des écoulements en jonction avec les zones de recirculation, de contraction, de stagnation et les surfaces de cisaillement (les figures (a) et (b) proviennent de WEBER et al. (2001)).

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

et en bifurcation (Rivière et al. 2011). Nania et al. (2011) identifient cinq paramètres adimensionnels permettant de décrire la distribution de l'écoulement en régime fluvial : les ratios des débits entrants et sortants, le rapport largeur sur hauteur d'eau en sortie, le rapport des hauteurs d'eau en sortie et le nombre de Froude en entrée. Rivière et al. (2011) montrent qu'en régime fluvial, les zones de recirculation et de contraction apparaissent dans chaque branche aval. A mesure que l'écoulement accélère dans la zone de contraction, le régime peut passer en régime torrentiel (Rivière et al. 2014). Dans le cas d'un écoulement entrant en régime torrentiel, un ressaut hydraulique se forme dans chaque branche amont (Mignot et al. 2008). Ces ressauts peuvent changer de position à l'intérieur de l'intersection avec des angles obliques variables (illustrés par les lignes rouges pointillées sur la figure 1.12b), en fonction de la répartition des débits et du nombre de Froude dans les branches amont (Mignot et al. 2008).

Combinaison de plusieurs intersections :

L'hydrodynamique des inondations urbaines est aussi étudiée en utilisant des modèles physiques simulant une zone urbaine dense inondée sous la forme d'un réseau de rues fortement simplifié. Pour ce faire, les rues sont délimitées par des îlots urbains imperméables. Parmi les quelques études existantes, Ishigaki (2003) utilise un modèle `1:100`, représentant un quartier dense de Kyoto (figure 1.13a). En s'appuyant sur les mesures de hauteur d'eau, de vitesse et de débit, les auteurs montrent que 50 % du ruissellement s'écoule vers les espaces souterrains. Les travaux de Araud et al. (2014), Arrault et al. (2016) et P. Finaud-Guyot, Mosé (2018) sont menés sur un modèle à l'échelle `1:200` dans le plan horizontal et `1:20` dans le plan vertical (figure 1.13b), qui est localisé à Strasbourg. La distribution des hauteurs d'eau (figure 1.13c) et la répartition des débits dans les rues sont mesurées en régime stationnaire. Les auteurs montrent que la distribution des débits dans les rues de sorties est indépendante (variation inférieure à 2 %) du débit total entrant dans le réseau de rues. De plus, les hauteurs d'eau sont constantes dans les linéaires de rue mais diminuent fortement au niveau des intersections.

Plusieurs études s'intéressent aux effets de la configuration urbaine sur l'hydrodynamique des écoulements en surface de rue. Li et al. (2021) font varier la taille et l'espacement des îlots urbains dans le réseau de rues sur un modèle physique (figure 1.13d et figure 1.13e), qui est localisé à l'université de Liège. Ces auteurs montrent que la configuration des îlots urbains a peu d'influence sur les hauteurs d'eau des écoulements amont (varia-

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

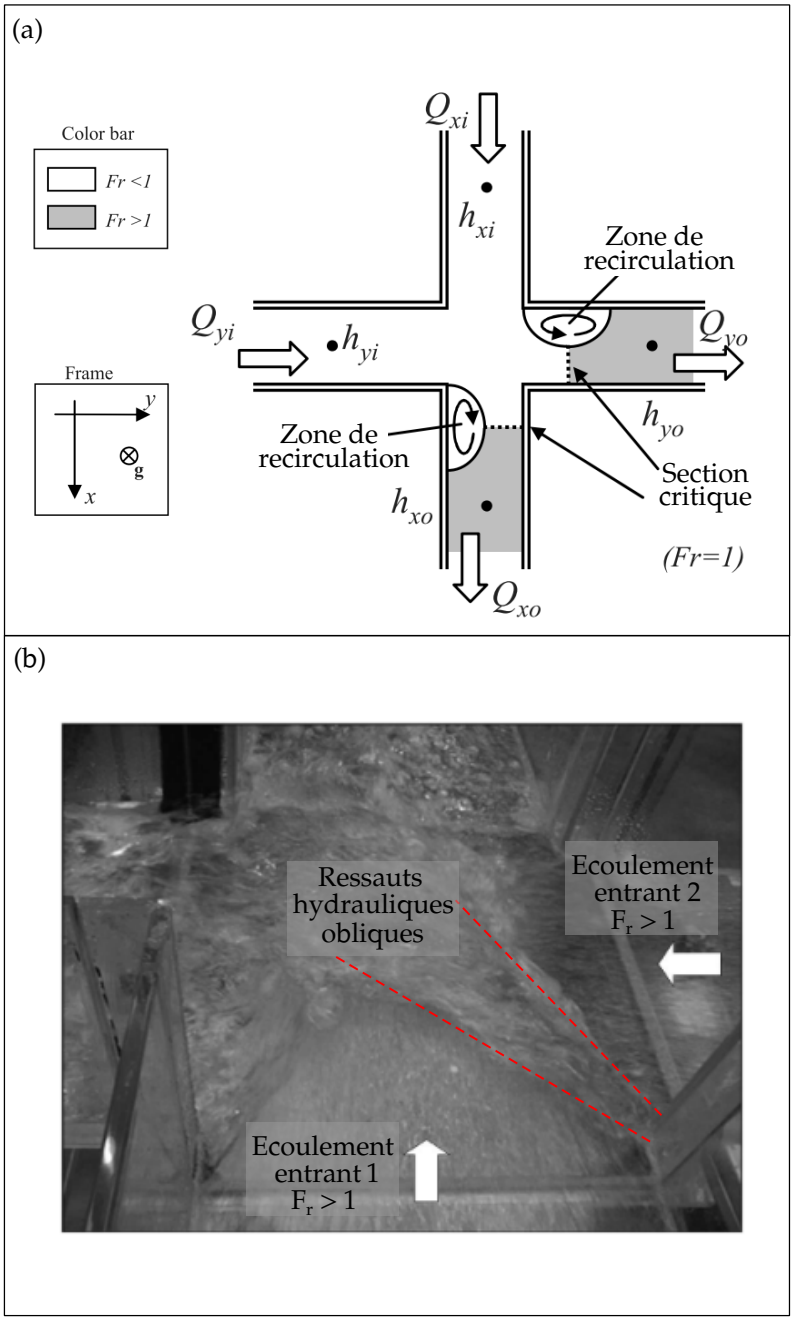


FIGURE 1.12 – (a) Modèle conceptuel 2D des écoulements en carrefour avec deux écoulements entrants et deux écoulements sortants (figure provenant de RIVIÈRE et al. (2014)). (b) Photo provenant de MIGNOT et al. (2008) montrant un écoulement en carrefour avec deux ressauts à angle oblique (lignes pointillées rouges) situés au niveau de la rencontre des deux écoulements supercritiques.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

tion maximale de 1 %). En revanche, modifier la configuration urbaine suivant le sens de l'écoulement génère une variation de 33 % des débits de sortie, associée à des fortes variations de vitesse de surface (figure 1.13f). L'étude menée par Mejía-Morales et al. (2021) examine l'écoulement d'un réseau de rues avec ou sans îlot urbain. Les auteurs mettent en évidence que, sans îlot urbain (configuration C100-100), l'hydrodynamique se caractérise par des battements et de larges cellules de recirculation (figure 1.13g).

1.3.2.2 Échanges latéraux entre rues et îlots urbains

Cette section discute des effets de la porosité d'un bloc de bâti (aussi appelé "îlot urbain" ou "pâté de maisons" ou constitué d'un bâtiment unique de grande taille) sur l'hydrodynamique dans les rues et les écoulements à l'intérieur de ce bloc. Le réseau de rues présente généralement des îlots urbains avec des ouvertures (portes, fenêtres, portails) ou des interstices (entre fenêtre et mur, entre mur et porte) (Mignot et al. 2020), permettant des échanges d'eau avec les écoulements dans les rues.

Les travaux de Mejía-Morales et al. (2021) montrent que, pour huit porosités (i.e. le rapport entre la longueur des ouvertures du bloc et la longueur totale du bloc) testées, les variations des débits et des vitesses ($\leq 3\,\%$) loin du bâtiment sont faibles. En revanche, à proximité de l'îlot urbain, les débits et les vitesses sont fortement impactés par cette porosité (variation maximale de 70 %). A l'intérieur de l'îlot urbain, l'hydrodynamique dépend fortement du nombre et de l'emplacement des ouvertures, et présente des cellules de recirculation de taille et de forme variables, pilotées par les directions, l'intensité et le battement des jets d'eau entre rue et îlot. Mejía-Morales et al. (2021) mesurent les champs de vitesse de surface moyennés en temps ainsi que les débits échangés entre la rue et l'îlot pour plusieurs valeurs de porosité, par exemple : deux (figure 1.14a), quatre (figure 1.14b) et six ouvertures (figure 1.14c). Pour ces trois configurations, l'eau provenant de la rue s'introduit dans l'îlot urbain en $y = 0.2\,\mathrm{m}$ par les ouvertures amont, puis ressort en $y = 1.1\,\mathrm{m}$ par les ouvertures aval. Le débit d'eau échangé augmente avec le nombre d'ouverture : de $4.0\,\% \pm 1.0\,\%$, $5.9\,\% \pm 1.0\,\%$ à $7.1\,\% \pm 1.0\,\%$ du débit total entrant dans le dispositif expérimental, pour les cas 2, 4 et 6 ouvertures, respectivement. Pour deux ouvertures, l'écoulement présente deux zones de recirculation symétriques (RZ_1 et RZ_2) avec un jet central J_1 allant de l'ouverture amont à l'ouverture aval (figure 1.14a). Pour quatre ouvertures, trois zones de recirculation apparaissent (RZ_1, RZ_2 et RZ_3) et sont asymétriques, c'est à dire que la cellule de droite diffère de la cellule de gauche. Cette configuration présente également deux jets J_1 et J_2, générés par les ouvertures amont 1 et

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

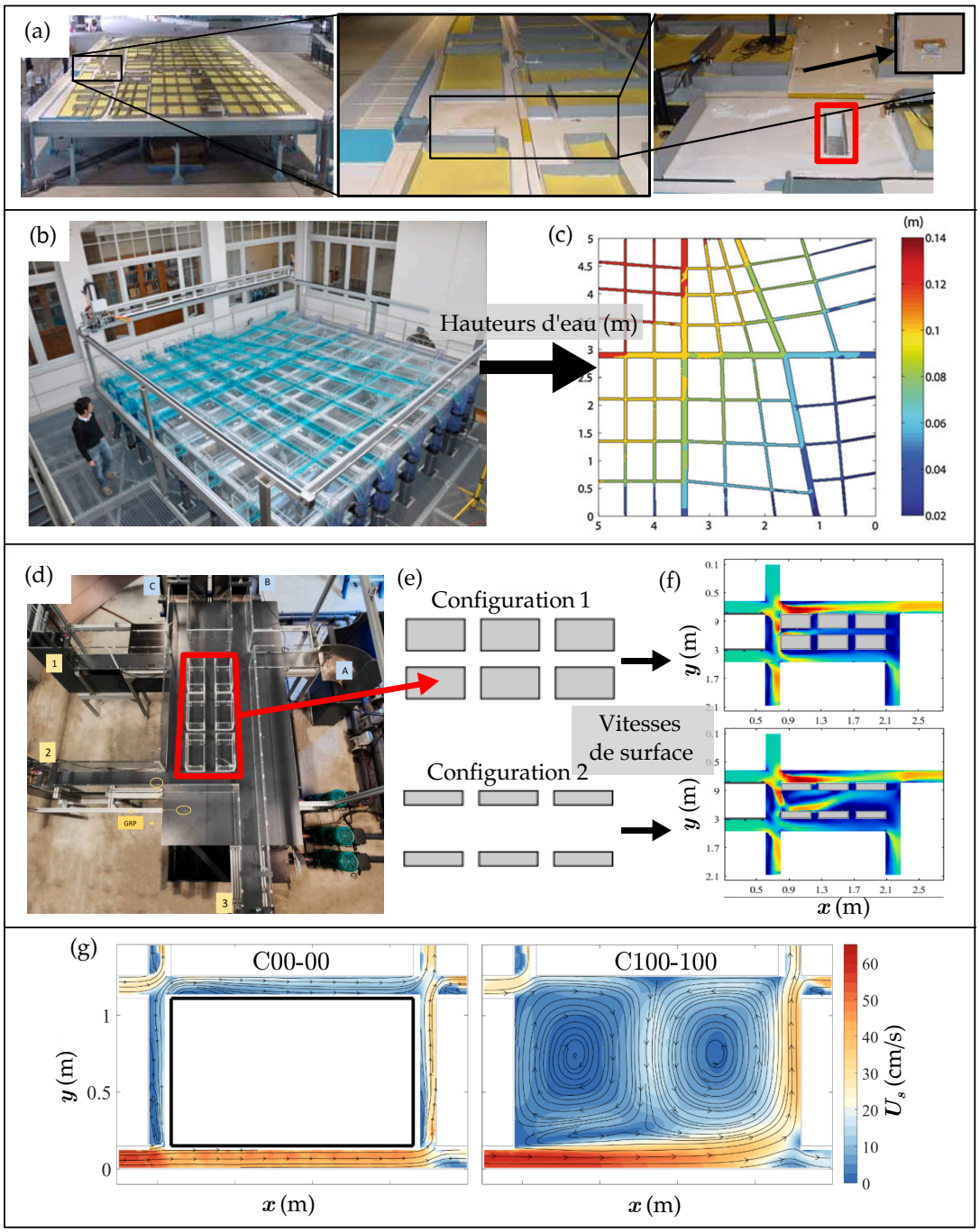


FIGURE 1.13 – (a) Photos provenant de ISHIGAKI (2003) présentant (à gauche) le modèle simplifié du quartier de Kyoto, (au milieu) les îlots urbains et les rues, et (à droite) une entrée d'un espace souterrain (encadrée en rouge). (b) Figure légèrement adaptée de P. FINAUD-GUYOT, MOSÉ (2018) montrant le modèle disponible au laboratoire ICube, Strasbourg, et (c) la distribution des hauteurs d'eau dans le réseau. (d) Figures adaptées de LI et al. (2021) décrivant un modèle avec 3 entrées, 3 sorties, puis en son centre 6 îlots urbains imperméables pour (e) 2 configurations, et (f) les mesures associées des champs de vitesse de surface moyennés en temps (m/s). (g) Figures provenant de MEJÍA-MORALES et al. (2021) montrant les mesures de champ de vitesse de surface moyennée en temps et les lignes de courant dans les rues pour le cas sans (C100-100) et avec (C00-00) îlot urbain.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

2, respectivement (figure 1.14b). La vitesse du jet J_1 inférieure à celle du jet J_2, dévie J_1 dans le sens de l'axe X positif, confinant RZ_2 et élargissant RZ_1. La cellule RZ_3 est quant à elle confinée entre J_1 et J_2. La zone de convergence des deux jets est notée J_{1-2}, illustrée en figure 1.14b. L'écoulement pour six ouvertures présente quatre zones de recirculation principales (RZ_1, RZ_2, RZ_3 et RZ_4) asymétriques, trois jets (J_1, J_2 et J_3) et deux zones d'interface de jet, J_{1-2} et J_{2-3} (figure 1.14c).

Au vu de l'hydrodynamique présentée ci-dessus, les écoulements dans les îlots urbains sont très similaires à ceux observés dans des réservoirs rectangulaires peu profonds, notés SRR (pour "Shallow Rectangular Reservoir"). En effet, les configurations SRR se caractérisent par des zones rapides (jet en méandre ou peu fluctuant (Kantoush 2008)) et des zones lentes (zones de recirculation), illustrées en figure 1.15. Les particules d'eau passent plusieurs fois dans les grandes zones de recirculation (Dewals et al. 2024), qui peuvent être symétriques (figure 1.15a) ou asymétriques (figure 1.15b) (Kantoush 2008 ; Dufresne et al. 2010). Dans ce contexte, l'écoulement dépend de la géométrie (rapport d'aspect longueur sur largeur du réservoir) (Goltsman, Saushin 2019 ; Kantoush 2008) et de la vitesse des jets. A notre connaissance, aucun écoulement en régime stationnaire n'a été étudié dans un îlot urbain réaliste comprenant plusieurs ouvertures et des zones ouvertes telles que des jardins, parkings, cours intérieurs et bâtiments imperméables.

1.3.3 Transport de polluants en réseau de rues inondées

A notre connaissance, il n'existe pas de modélisation expérimentale ni de vue globale des processus de transport de polluants par l'écoulement dans un réseau de rues inondées (Mignot, Dewals 2022). C'est pourquoi, cette section décrit le transport d'un scalaire dans des écoulements à surface libre peu profonds (section 1.3.3.1), simulé en 2D par modélisation numérique (section 1.3.3.2). Ensuite, même si aucune donnée expérimentale de transport de polluants n'existe à l'échelle d'un réseau de rues, des travaux existent au sein des différents compartiments du réseau de rues, comme décrit précédemment en section 1.3.2. Un zoom sur les processus de transport de polluants dans des écoulements isolés proches de ceux observés en inondation urbaine est proposé en section 1.3.3.3. Une dernière section 1.3.3.4 présente les temps caractéristiques du transport de polluants dans des écoulements à surface libre.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

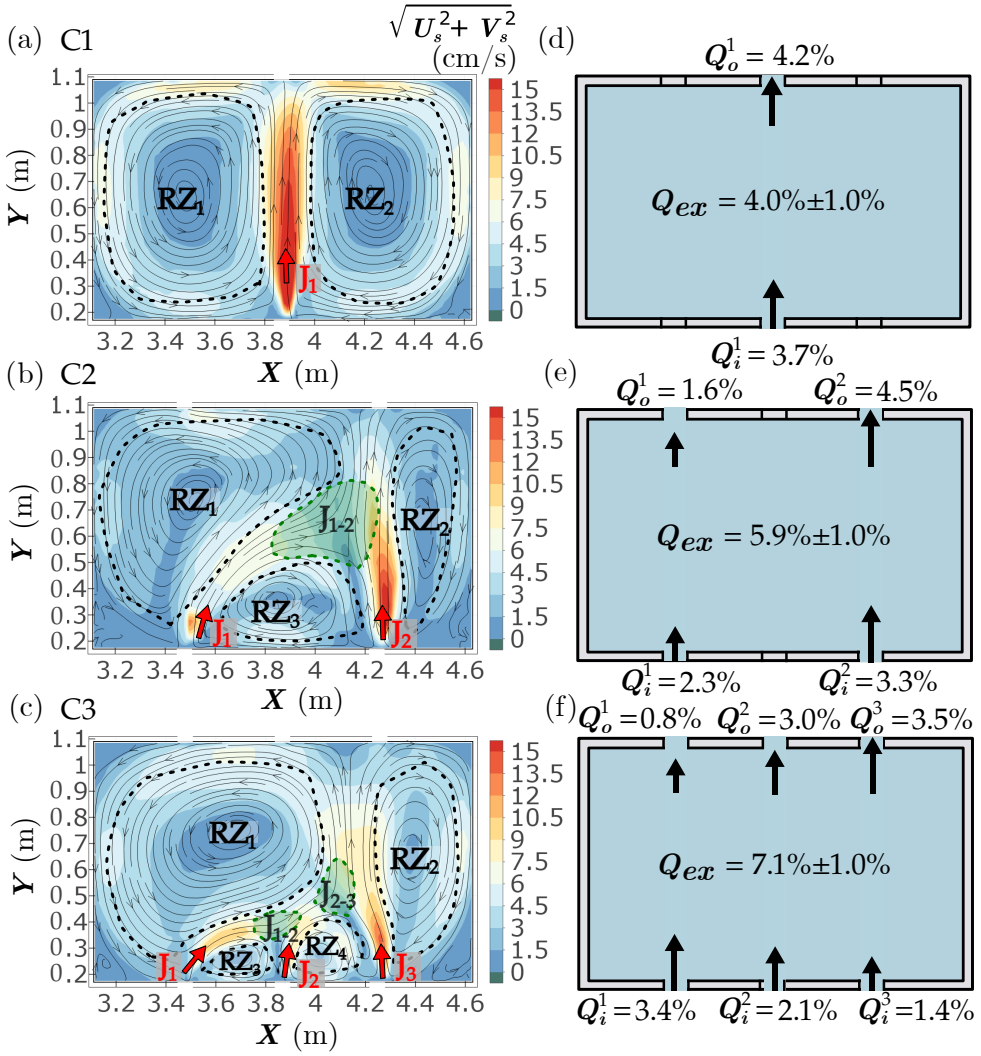


FIGURE 1.14 – Norme des vitesses de surface moyennées en temps ($\sqrt{U_s{}^2 + V_s{}^2}$) et lignes de courant à l'intérieur de l'îlot urbain (repris des données mesurées par MEJÍA-MORALES et al. (2021)) pour les cas 2 (a), 4 (b) et 6 (c) ouvertures. Les principales zones de recirculation sont notées RZ_1 à RZ_4. La direction des jets, notés J_1 à J_3, est indiquée par les flèches rouges. Les zones vertes dans C2 et C3 représentent la zone d'interface des jets, notées J_{1-2} entre J_1 et J_2, J_{2-3} entre J_2 et J_3. Les termes Q_i^j et Q_o^j sont respectivement les débits d'eau en entrée et en sortie de l'îlot urbain au niveau de l'ouverture amont et aval n° j. Le débit d'eau Q_{ex} est la moyenne des sommes des débits entrants et sortants pour les cas 2 (d), 4 (e) et 6 (f) ouvertures. Tous les débits d'eau sont présentés en pourcentage du débit total entrant $Q_{i1} + Q_{i2} = 6.5\,\mathrm{l/s}$.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

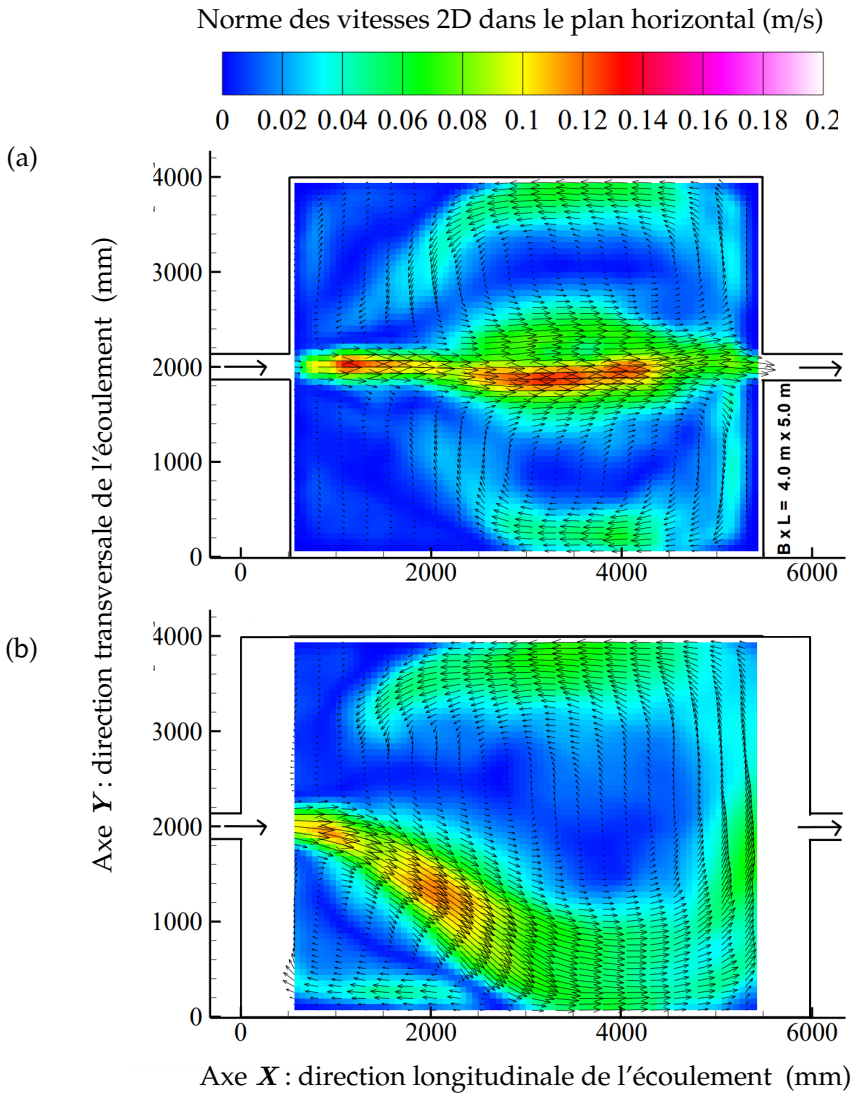


FIGURE 1.15 – Distribution des vecteurs et norme de vitesses 2D dans le plan horizontal moyennées en temps pour les rapports de géométrie (a) $SK = 4.98$ et (b) $SK = 5.97$ (figures légèrement adaptées de KANTOUSH (2008)). Le rapport de géométrie SK (englobant le rapport d'aspect, l'aire totale et le périmètre mouillé du réservoir) est défini dans les travaux de KANTOUSH (2008) par l'équation 3.22.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

1.3.3.1 Processus de transport de scalaires en écoulement à surface libre peu profond

Dans un écoulement 2D dans le plan horizontal, moyenné sur la verticale, le scalaire est soumis à quatre mécanismes de transport :

- **L'advection** dans les deux directions du plan horizontal est généralement le mode principal du transport de scalaire de l'amont vers l'aval de l'écoulement (Angeloudis et al. 2015 ; Ouro et al. 2018).
- **La dispersion** est le processus par lequel le mélange de scalaire est induit par la distribution non-uniforme des vitesses sur la hauteur d'eau (venant du cisaillement vertical et des courants secondaires, comme représentés sur la figure 1.16c) ainsi que des concentrations. Par ailleurs, Nezu (2005) indiquent que les courants secondaires peuvent être produits par les forces centrifuges (premier type de Prandtl), ainsi que par l'inhomogénéité et l'anisotropie de la turbulence (second type de Prandtl) (Prandtl 1952).
- **La diffusion turbulente** est le processus par lequel les fluctuations temporelles de vitesse associées à des tourbillons de tailles et d'intensités différentes (figure 1.16b), allant de l'échelle de Kolmogorov pour les plus petites à une taille pouvant dépasser la hauteur d'eau ou la largeur de l'écoulement, sont à l'origine du transport diffusif de scalaire.
- **La diffusion moléculaire** est le processus par lequel le scalaire dans un domaine se déplace des zones de forte concentration vers les zones de faible concentration (figure 1.16a), sous l'effet de l'agitation thermique des molécules. Ce processus sera ici considéré comme négligeable. En effet, pour une longueur caractéristique de 0.075 m (i.e. la demi-largeur des rues du modèle expérimental, section 2.1), le temps caractéristique de la diffusion moléculaire est de $\mathcal{O}(10^7)$ s (pour un coefficient de diffusion moléculaire de $\mathcal{O}(10^{-9})$ m^2/s) et celui de la diffusion turbulente est de $\mathcal{O}(10^2)$ s (pour une viscosité turbulente de $\mathcal{O}(10^{-4})$ m^2/s, estimée expérimentalement dans la présente thèse).

Les trois derniers processus (dispersion, diffusion turbulente et diffusion moléculaire) sont rassemblés sous l'appellation "mélange".

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

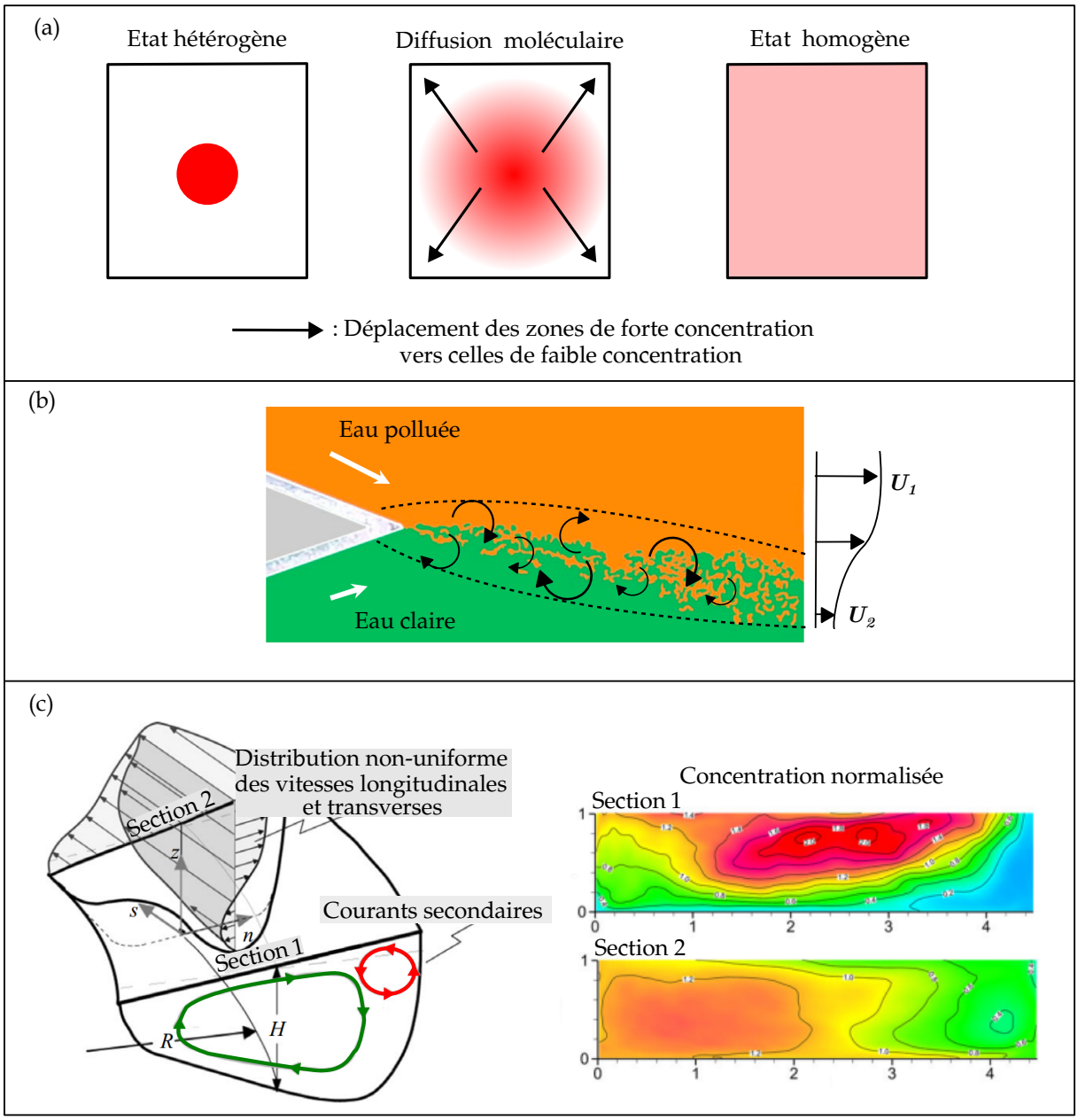


FIGURE 1.16 – (a) Schéma illustrant le mélange de scalaire (en rouge) par diffusion moléculaire dans un domaine. (b) Schéma du mélange 2D de scalaire par diffusion turbulente dans le plan horizontal, légèrement adapté de SUKHODOLOV, SUKHODOLOVA (2019), pour une confluence d'angle de 40°, où une eau polluée (en orange) de vitesse moyenne U_1, rencontre une eau claire (en vert) de vitesse moyenne U_2. (c) Schéma légèrement adapté de VAN BALEN et al. (2009) (à gauche) montrant la distribution verticale des vitesses dans un canal courbé, avec le mélange par dispersion représenté par la distribution des concentrations normalisées et moyennées en temps à travers deux sections transversales (à droite, provenant des figures de ZHU et al. (2022)).

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

1.3.3.2 Modélisation numérique 2D moyenné sur la verticale du transport de polluants

Équation de base :

Dans le cas d'un écoulement incompressible, on considère un scalaire en concentration suffisamment faible pour que les propriétés du fluide (masse volumique et viscosité) ne soient pas altérées. Ainsi, les équations de Saint-Venant 2D (2D-SWE, pour "Shallow Water Equations", non présentées ici par souci de simplicité) couplées à l'équation 2D d'advection-diffusion (2D-ADE, pour "Advection Diffusion Equation") et aux conditions limites appropriées permettent de décrire la dynamique du champ de concentration de scalaire dans un écoulement 2D peu profond.

L'équation 2D d'advection-diffusion est obtenue en intégrant sur la hauteur d'eau l'équation 3D d'advection-diffusion :

$$\frac{\partial}{\partial t}(hC_d) + \frac{\partial hU_{jd}C_d}{\partial x_j} + \frac{\partial h|(\overline{u_j} - U_{jd})(\overline{c} - C_d)|_d}{\partial x_j} = \frac{\partial h\varepsilon_m|\frac{\partial \overline{c}}{\partial x_j}|_d}{\partial x_j} + \frac{\partial h|\varepsilon_t\frac{\partial \overline{c}}{\partial x_j}|_d}{\partial x_j} \tag{1.3}$$

où h est la hauteur d'eau, t est le temps, x_j est la coordonnée spatiale dans la direction j. Les termes $\overline{u_j}$ et U_{jd} sont les composantes horizontales (x et y) des vitesses moyennées respectivement en temps et sur la hauteur d'eau. Les termes $\overline{c}$ et C_d sont les concentrations moyennées respectivement en temps et sur la hauteur d'eau. La notation "d" ou l'opérateur $|\ |_d$ désigne une quantité moyennée sur la hauteur d'eau. Les termes ε_t et ε_m sont les coefficients de diffusion turbulente et moléculaire, respectivement.

Les trois derniers termes de l'équation 1.3 traduisent les trois termes de mélange présentés ci-dessus du scalaire considéré : la dispersion ($\partial h|(\overline{u_j} - U_{jd})(\overline{c} - C_d)|_d/\partial x_j$), la diffusion moléculaire ($\partial h\varepsilon_m|\frac{\partial \overline{c}}{\partial x_j}|_d/\partial x_j$, volontairement laissé ici, mais négligeable) et la diffusion turbulente ($\partial h|\varepsilon_t\frac{\partial \overline{c}}{\partial x_j}|_d/\partial x_j$). Ces trois processus peuvent être modélisés sous la forme d'un seul terme, et l'équation 1.3 devient :

$$\frac{\partial}{\partial t}(hC_d) + \frac{\partial hU_{jd}C_d}{\partial x_j} = \frac{\partial}{\partial x_j}\left(h\Sigma_{ji}\frac{\partial C_d}{\partial x_i}\right) \tag{1.4}$$

où Σ_{ji} est appelé le tenseur de diffusivité 2×2. Même si la détermination de Σ_{ji} pour des applications réelles reste particulièrement difficile (Mignot et al. 2023), cette simplification permet aux ingénieurs étudiant le mélange de résoudre numériquement et analy-

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

tiquement l'équation.

Formulation des coefficients de diffusivité :

Des auteurs tels que Pathirana et al. (2011), Mark et al. (2018), Sämann et al. (2019), Fernández-Pato, García-Navarro (2021), Fang et al. (2022), Sämann et al. (2022) ont simulé des pollutions débordant du réseau d'égouts et/ou transportées dans un réseau de rues (figure 1.17) en utilisant des modèles numériques calculant les équations 2D-SWE (ou équations de Saint-Venant 2D) couplées avec l'équation 2D-ADE (équation 1.4).

A ce jour, aucun consensus n'est établi concernant la formulation du tenseur de diffusivité et les valeurs optimales des coefficients qui le composent dans le contexte des inondations urbaines. Dans une revue regroupant 28 études, Mignot et al. (2023) recensent les différentes expressions et valeurs du tenseur de diffusivité dans l'équation 2D-ADE, lesquelles ne sont généralement pas validées sur la base de jeux de données expérimentales de terrain ou de laboratoire. Les auteurs identifient huit formulations distinctes de ce tenseur de diffusivité (figure 1.18a) en prenant en compte les caractères suivants : (i) tenseur isotrope ou non-isotrope (figure 1.18b) ; (ii) valeurs dimensionnelles des coefficients de diffusivité ; (iii) normalisation selon l'approche d'Elder pour relier le coefficient de diffusivité au produit hu^*, où u^* est la vitesse de frottement locale ; (iv) utilisation d'un nombre de Schmidt pour relier les coefficients de diffusivité aux coefficients de viscosité turbulente ν_t.

Sur la figure 1.18b, deux repères sont définis (figure 1.18b) : (i) un repère global (L,T) tels que les termes L et T se rapportent respectivement à la direction longitudinale et transversale de l'écoulement ; (ii) un repère local (x,y) à la vitesse de l'écoulement, où les termes x et y se rapportent respectivement à la direction parallèle et normale à la vitesse locale. La notation R (utilisée dans les cas ⑤, ⑥ et ⑦) représente une matrice de rotation d'un angle entre la direction locale de l'écoulement instantané et l'axe x. Cet angle est calculé à partir des résultats du modèle hydrodynamique. Le terme I est la matrice identité (utilisée dans les cas ① et ③). Les coefficients D_x, D_y (cas ④ et ⑧), D_L et D_T (cas ⑤ et ⑦) correspondent à la diffusion par gradient de vitesse suivant l'axe x, y, L et T, respectivement. Les termes D_{xy}, D_{yx} (cas ⑧), D_{LT} et D_{TL} (cas ⑦) sont appelés les "termes de dispersion croisée". Dans l'approche d'Elder, u_L^* et u_T^* (cas ②) représentent respectivement la vitesse de frottement dépendant de la direction L et T.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

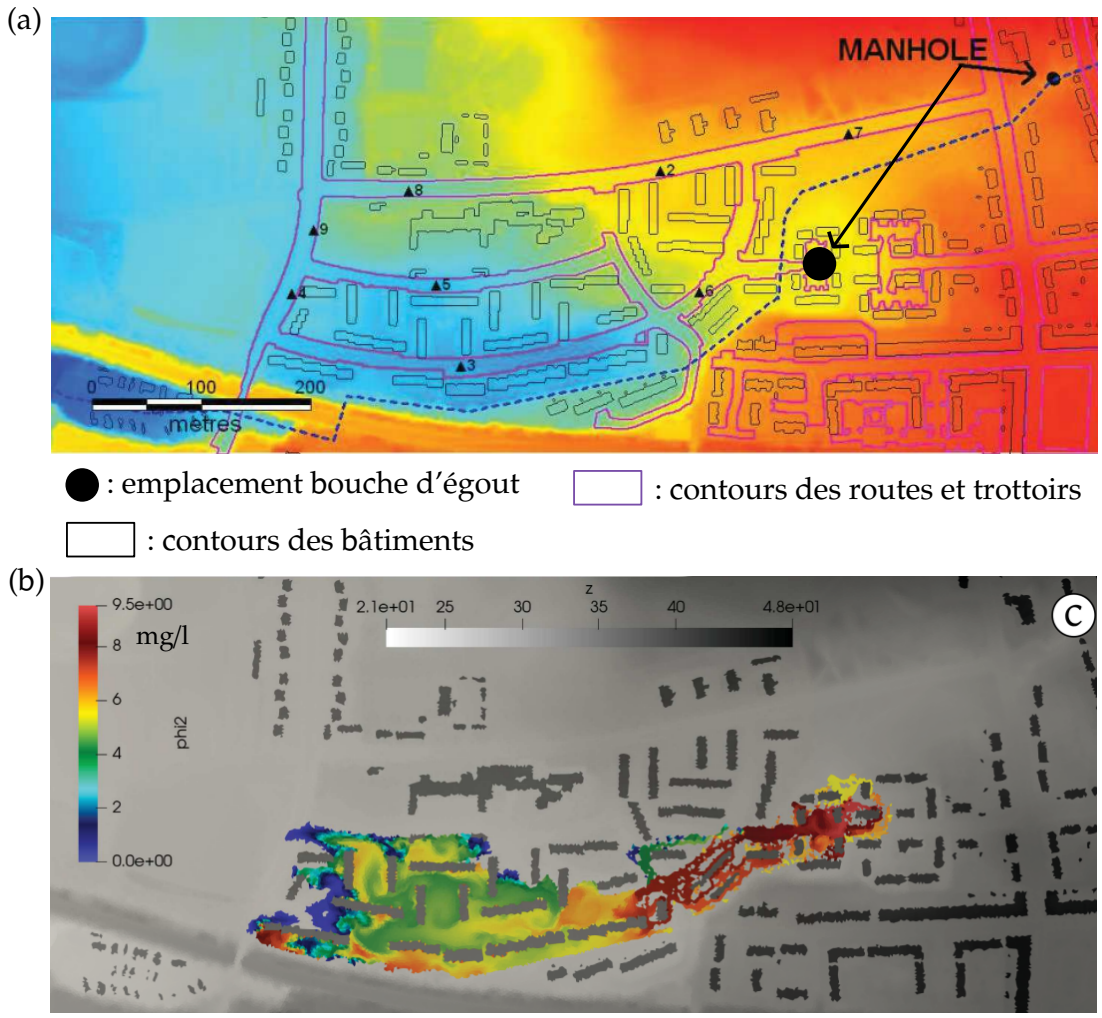


FIGURE 1.17 – Simulations numériques d'après FERNÁNDEZ-PATO, GARCÍA-NAVARRO (2021) : (a) distribution de l'élévation du lit avec la position de la bouche d'égout débordante dans une zone urbaine fictive d'environ 0.40 km par 0.96 km (la "colorbar" de l'élévation du lit n'est pas fournie dans leurs travaux, nous supposons que les couleurs chaudes correspondent à une élévation importante et les couleurs froides à une élévation faible) ; (b) cartographie des concentrations (mg/l) d'un traceur représentant des eaux usées et rejetées via une bouche d'égout.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

(a)

Number of coefficients	Dimensional diffusivity coefficient(s) (m^2/s)	Nondimensional coefficient(s) (–) describing the ratio of diffusivity to hu_* (Elder approach)	Schmidt number (–)
1	① Cas ① $\mathbf{D} = D\,\mathbf{I}$	②[a,b] Cas ② $\mathbf{D} = k\,\mathbf{R}^T \begin{pmatrix} hu_{*L} & 0 \\ 0 & hu_{*T} \end{pmatrix} \mathbf{R}$	③ Cas ③ $\mathbf{D} = \nu_T/\sigma_c\,\mathbf{I}$
2	④ Cas ④ $\mathbf{D} = \begin{pmatrix} D_x & 0 \\ 0 & D_y \end{pmatrix}$		
2	⑤[a] Cas ⑤ $\mathbf{D} = \mathbf{R}^T \begin{pmatrix} D_L & 0 \\ 0 & D_T \end{pmatrix} \mathbf{R}$	⑥[a] Cas ⑥ $\mathbf{D} = \mathbf{R}^T \begin{pmatrix} k_L hu_* & 0 \\ 0 & k_T hu_* \end{pmatrix} \mathbf{R}$	
3–4[c]	⑦[a] Cas ⑦ $\mathbf{D} = \mathbf{R}^T \begin{pmatrix} D_L & D_{LT} \\ D_{TL} & D_T \end{pmatrix} \mathbf{R}$		
3–4[d]	Cas ⑧ $\mathbf{D} = \begin{pmatrix} D_x & D_{xy} \\ D_{yx} & D_y \end{pmatrix}$		

(b)

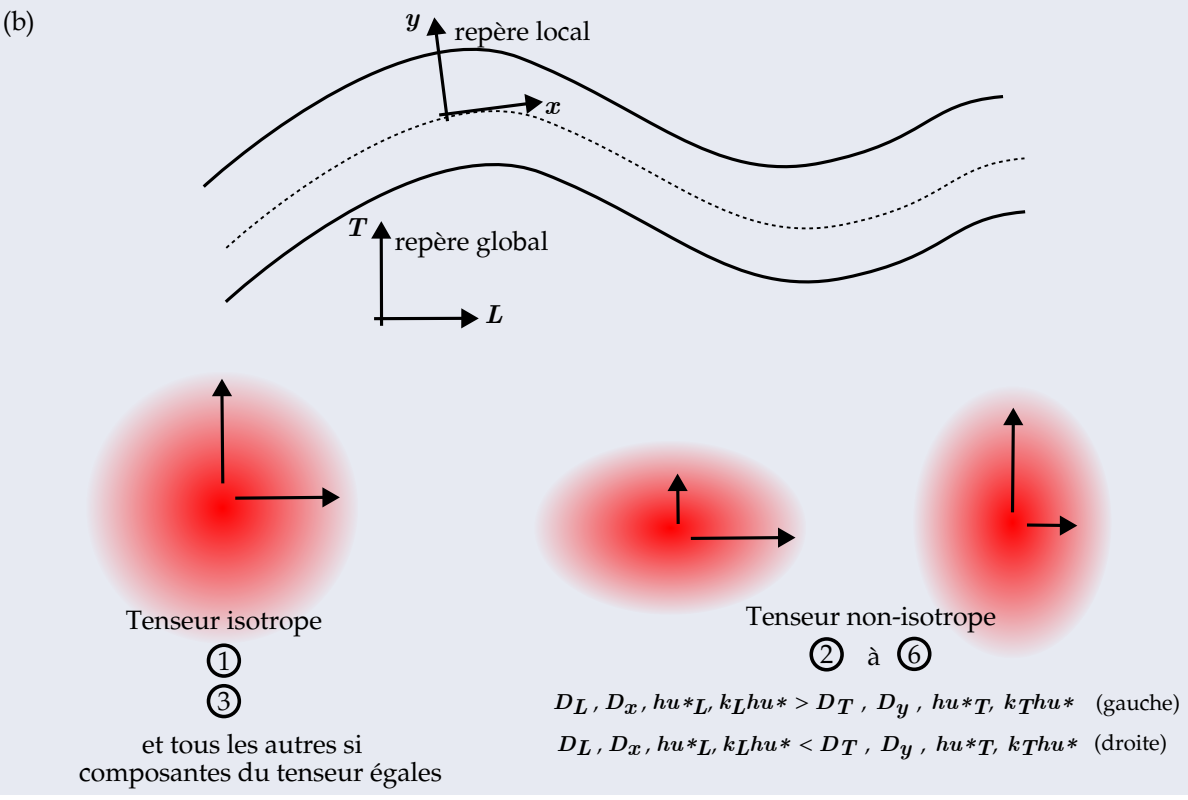


FIGURE 1.18 – (a) Tableau 1 très légèrement adapté de MIGNOT et al. (2023) recensant les différentes approches pour estimer le tenseur de diffusivité dans les modèles de transport de scalaires 2D moyennés sur la hauteur d'eau. Ici, D désigne le tenseur de diffusivité Σ_{ji} évoqué en section 1.3.3.2. (b) Schéma représentant le mélange de polluants suivant la formulation du tenseur de diffusivité.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

Les termes k, k_L et k_T (cas ⑥) sont des coefficients à ajuster. Enfin, dans la quatrième colonne du tableau sur la figure 1.18a, le terme σ_c (cas ③) désigne ici le coefficient de diffusion turbulente.

1.3.3.3 Zoom sur le transport de polluants dans les diverses parties du réseau de rues

Cette section vise à détailler les processus de transport de polluants dans un réseau de rues inondées, un sujet qui, à notre connaissance, n'a été que très peu traité dans la littérature. Cependant, plusieurs études se concentrent sur le transport de scalaire dans des écoulements en canaux droits (qui peuvent représenter les linéaires de rue), les intersections (qui peuvent représenter des jonctions, bifurcations et carrefours) et les zones de stockage (qui peuvent représenter les îlots urbains). Cela nécessite donc d'isoler les différentes zones d'écoulement en inondation urbaine.

Transport dans une rue droite unique :

La thèse décrit ici les caractéristiques du mélange transverse dans un écoulement en canal droit, en proposant une solution analytique à l'équation 1.4. Cette approche est particulièrement utile pour le transport dans des écoulements situés le long des linéaires de rue.

Les hypothèses permettant d'obtenir une solution analytique de l'équation d'advection-diffusion 2D nécessitent un linéaire de rue dans lequel un rejet horizontalement localisé et temporellement continu injecte, de manière uniforme sur la hauteur d'eau h, un polluant. La rue est de plus dépourvue d'obstacle, la hauteur d'eau est supposée constante le long de l'écoulement ainsi que le débit d'eau Q. L'écoulement est en régime stationnaire et est supposé uniforme transversalement et sur le long du linaire de rue avec une vitesse, notée U, unidirectionnelle et homogène. Enfin, le tenseur de diffusivité Σ_{ji} dans l'équation 1.4 est considéré isotrope et est appelé dans ce contexte le coefficient de mélange transverse.

Sous ces hypothèses, le terme temporel de l'équation 1.4 disparaît, l'effet du mélange vertical est négligé, ainsi que le mélange longitudinal en raison de l'apport continu en polluant. L'équation d'advection-diffusion simplifiée pour le mélange transverse en concentration de polluants s'écrit alors (Rutherford 1994) :

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

$$U\frac{\partial C}{\partial x} = E_y\frac{\partial^2 C}{\partial y^2} \tag{1.5}$$

où U et C sont la vitesse longitudinale et la concentration moyennées en temps et sur la hauteur d'eau, respectivement. Les termes x et y sont les coordonnées spatiales suivant les directions longitudinale et transversale de l'écoulement, respectivement. Le terme E_y est le coefficient de mélange transverse.

Toujours pour un rejet localisé à $x = 0$ et $y = y_0$, la solution analytique de la concentration se présente sous la forme d'une fonction gaussienne (Rutherford 1994) :

$$C(x,y) = \frac{Q}{h\sqrt{4\pi E_y U x}}\exp\left(-\frac{U(y-y_0)^2}{4E_y x}\right) \tag{1.6}$$

La solution 1.6 est cependant établie pour un écoulement non confiné transversalement (i.e. infiniment large), dépourvu de parois latérales. En revanche, le linéaire de rue de largeur b possède bien des parois latérales qui agissent comme des "miroirs". Ainsi, une condition de réflexion aux parois est imposée, à partir de la condition de Von Neumann :

$$\left.\frac{\partial C}{\partial y}\right|_{y/b=0} = \left.\frac{\partial C}{\partial y}\right|_{y/b=1} = 0 \tag{1.7}$$

où $y/b = 0$ et $y/b = 1$ sont les positions des parois latérales.

L'effet des parois est donc pris en compte à l'aide de la méthode dite "des miroirs" (Rutherford 1994) et la solution analytique s'écrit cette fois-ci :

$$C(x,y) = C(x, y \pm y_0) + \sum_{n=1}^{N} C(x, 2n \pm y \pm y_0) \tag{1.8}$$

où l'opérateur $(\pm)$ signifie qu'il faut considérer tous les cas d'addition et de soustraction de chaque terme. Le terme N est le nombre de miroir utilisé. En pratique, $N = 10$ est suffisant (Pouchoulin et al. 2020) pour avoir une représentation fidèle des profils transversaux de concentration dans le linéaire de rue.

L'analyse dimensionnelle du coefficient de mélange transverse proposée par Webel, Schatzmann (1984) révèle que E_y normalisé par hu^* (u^* étant pour rappel la vitesse de frottement) dépend du rapport d'aspect b/h, du coefficient de frottement, du nombre de Froude et du nombre de Reynolds. Plusieurs études rassemblées par Huai et al. (2018) et Fagour et al. (2022) mesurent la valeur de E_y dans des écoulements peu profonds en

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

canal droit de laboratoire (parois lisses), et en moyenne, $E_y/hu^* = 0.13$ pour $b/h \geq 5$. Pour des écoulements en canal étroit ($b/h \leq 5$), $E_y/hu^* \approx 0.08$.

Transport dans les intersections :

D'après notre revue de littérature, la modélisation expérimentale des processus de transport d'un scalaire dans des intersections isolées semble se concentrer uniquement sur les jonctions (cf. section 1.3.2.1 pour les détails hydrodynamiques). Ces travaux sont particulièrement utiles pour mieux comprendre le transport dans les intersections du réseau de rues.

Les études récentes en laboratoire (Shen et al. 2019 ; Liu et al. 2019 ; Zhang et al. 2023 ; Riviere et al. 2024) mesurent le transport de scalaire en jonction et Riviere et al. (2024) proposent de le décomposer en six zones d'intérêt (figure 1.19) : le mélange de polluants intervient directement à la rencontre des deux écoulements affluents ①. La couche verticale de cisaillement transversal adjacente au coin de la jonction à 90° (Zhang et al. 2023) (figure 1.19a) favorisent le mélange transverse par diffusion turbulente.

Juste en aval de cette rencontre ②, que le polluant provienne de l'écoulement majoritaire (i.e. celui avec le plus grand débit) ou du minoritaire, il est advecté dans la zone de contraction ainsi qu'au niveau du fond en direction de la zone de recirculation (Riviere et al. 2024), comme illustré sur la figure 1.19c par la flèche violette. La distribution de concentration continue à s'étaler transversalement en raison de l'interface de mélange distordue (illustrée sur la figure 1.19a par les lignes rouges pointillées).

Dans la branche aval ③, le polluant atteint pleinement la zone de recirculation par diffusion turbulente au niveau de l'interface de la couche de mélange entre les zones de recirculation et de concentraction.

Le polluant atteint ensuite le rattachement de la zone de recirculation ④, de là, il est redirigé par advection des contre-courants vers l'amont de l'écoulement ⑤.

Plus à l'aval de la jonction ⑥, le panache de polluants tend à se mélanger dans l'ensemble de la section transversale sous l'effet de la diffusion turbulente des deux couches de cisaillement et de la dispersion générée par les courants secondaires.

La capacité de mélange du polluant dans la jonction a tendance à augmenter avec l'angle de jonction α, le rapport des flux de quantité de mouvement entre le minoritaire

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

et le majoritaire Mr et le rapport d'aspect b/h (Zhang et al. 2023).

A notre connaissance, le transport de polluants dans les bifurcations et les carrefours à quatre branches ou plus n'a pas encore été étudié. Toutefois, les processus décrits ci-dessus dans les écoulements en jonction peuvent être extrapolés à ceux retrouvés dans ces intersections de bifurcation (figure 1.20a) et de carrefour à quatre branches à angle droit (figure 1.20b).

Dans une bifurcation, si le panache de polluants arrivant dans la branche principale amont présente une distribution homogène en concentration, ce panache reste de même concentration partout dans la bifurcation. A l'inverse, si le panache est de distribution hétérogène en concentration, on s'attend à ce que le transport de polluants se caractérise par : ① une séparation du panache en deux parties suivant la ligne de division finissant au coin aval (illustrée par la ligne rouge sur la figure 1.20a), où les deux panaches restent hétérogènes dans les branches aval latérale et principale ; ② une homogénéisation progressive du panache dans les deux branches aval, par un mélange fortement 3D sous l'effet des courants secondaires et de la diffusion turbulente générée au niveau de la couche de mélange à l'interface des zones de recirculation et de contraction.

Dans un carrefour composé de quatre branches à angle droit avec un panache de polluant homogène ou hétérogène entrant dans l'une des deux branches amont, on s'attend à ce que le transport se caractérise par : ① une séparation du panache en deux parties vers les branches aval qui suit premièrement les deux lignes de division (illustrées par les deux lignes rouge en figure 1.20b) et qui potentiellement se caractérise par un mélange transverse ② dû à la diffusion turbulente au niveau de la couche de mélange générée par la rencontre des deux écoulements entrants (figure 1.20b) ; ③ une homogénéisation progressive (de manière analogue à la bifurcation) dans les branches aval sous l'effet des courants secondaires et à la diffusion turbulente (générée à l'interface entre les zones de recirculation et de contraction).

Transport dans les zones de recirculation pour un rejet de polluant de durée limitée :

Cette partie explore les processus de transport dans une zone de stockage dynamique dans le cas d'un rejet de durée limitée, où les polluants sont temporairement piégés et mélangés avant d'être progressivement relâchés dans l'écoulement principal (Monsen et

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

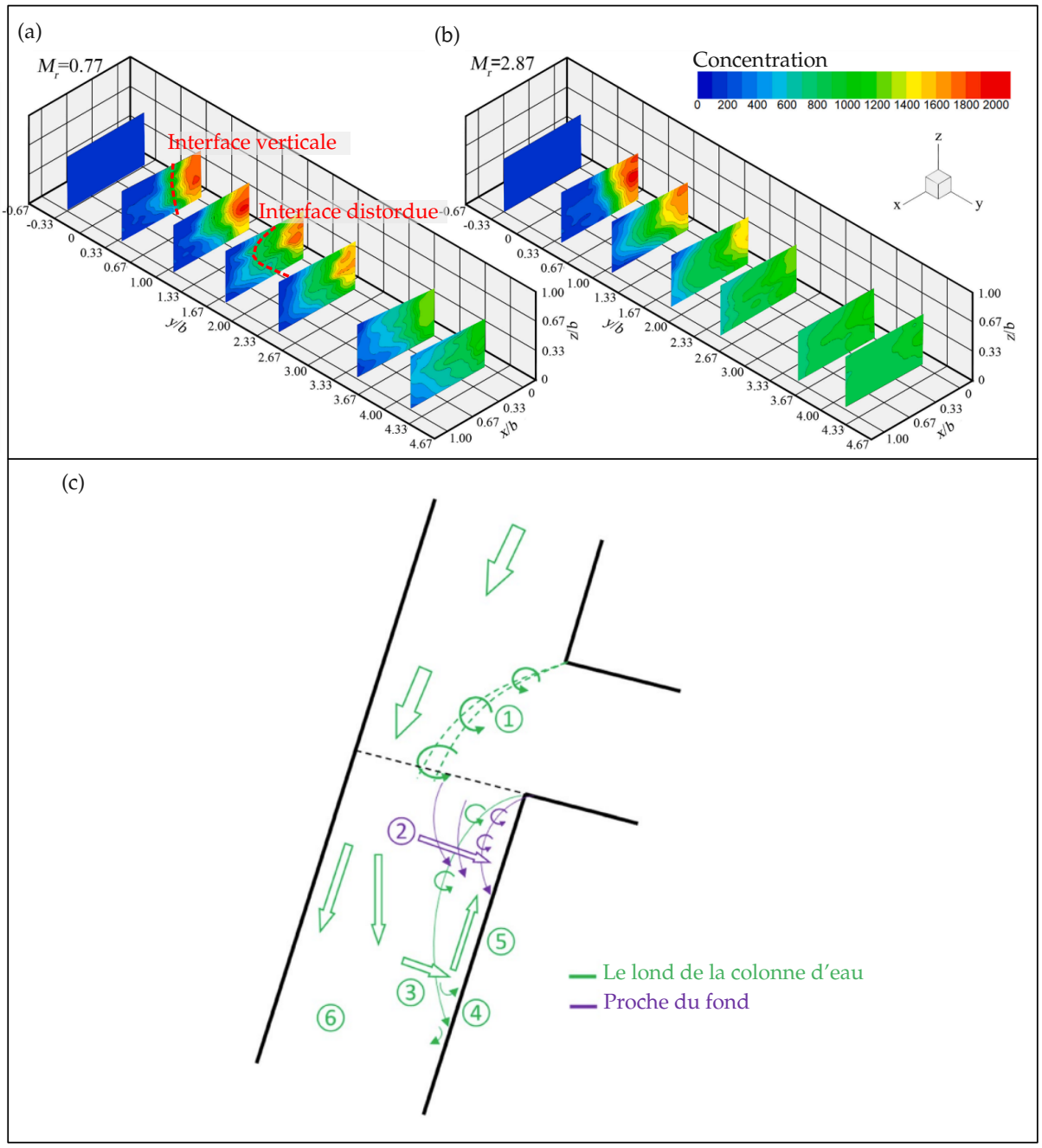


FIGURE 1.19 – Distributions spatiales et motifs de mélange du polluant dans une jonction en canal ouvert pour les écoulements de rapport de flux de quantité de mouvement M_r = 0.77 (a) et 2.87 (b), avec un angle de jonction $\alpha = 45°$ (figures provenant de ZHANG et al. (2023)). (c) Schéma exposant les principaux processus de transport de polluants dans une jonction (les numéros ① à ⑥ sont référencés dans le texte et figure provenant de RIVIERE et al. (2024)).

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

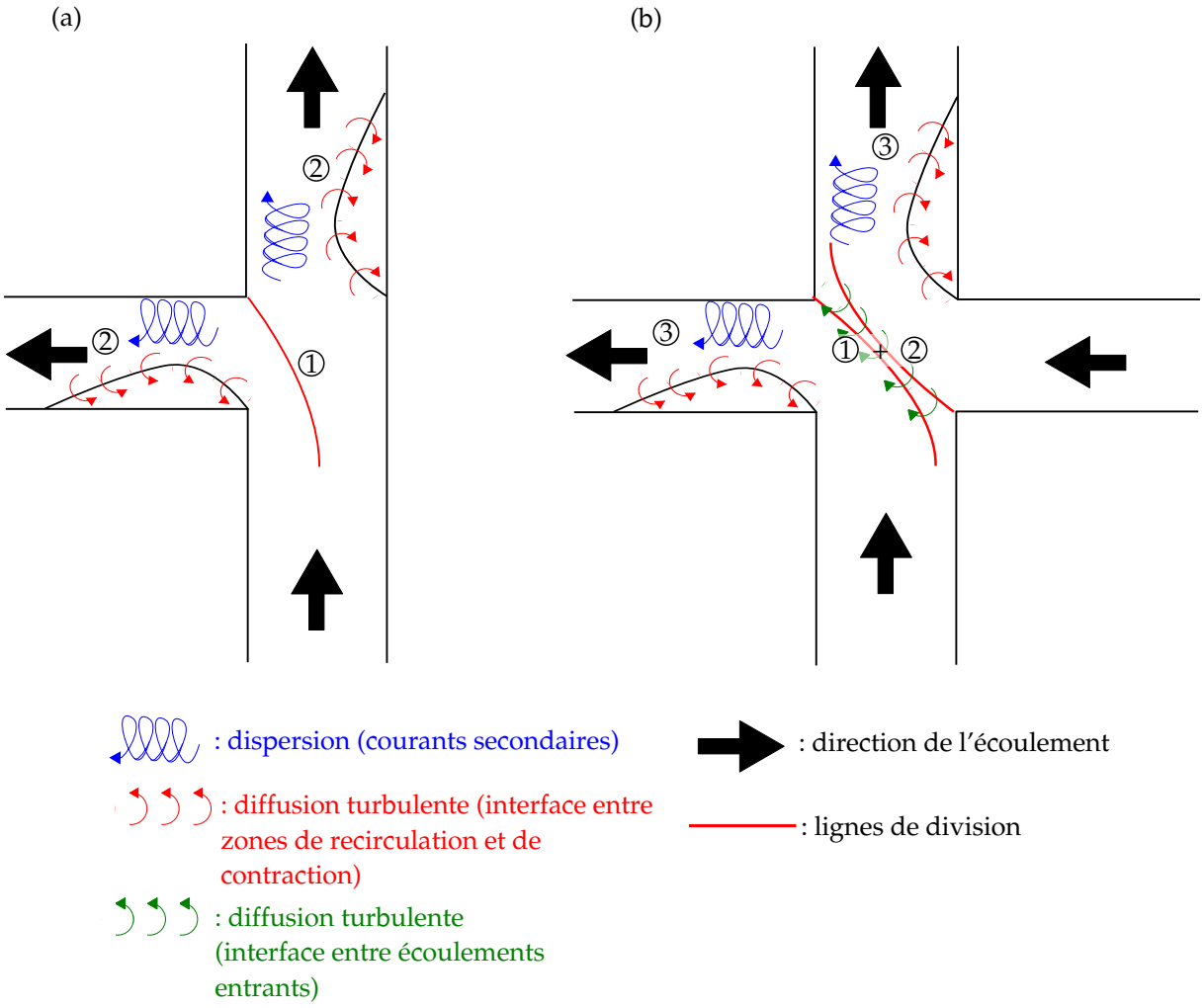


FIGURE 1.20 – Représentation conceptuelle des processus de transport de polluants dans (a) une bifurcation et dans (b) un carrefour à quatre branches.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

al. 2002). Un exemple typique est celui d'un écoulement adjacent à un champ d'épis (figure 1.21a) ou d'une cavité en périphérie d'un cours d'eau. Cette approche est particulièrement utile dans le contexte d'un réseau de rues inondées, où une zone de recirculation adjacente à un écoulement principal rapide (zone de contraction) dans une branche aval d'une intersection, se comporte de manière similaire à des cavités ou zones mortes.

La modélisation du transport au sein d'une zone de stockage transitoire (dit modèle TS pour "Transient Storage"), proposée par Beer, Young (1983), repose sur l'hypothèse que l'échange de masse en polluant entre la zone morte et la zone d'écoulement principal se fait uniquement par diffusion turbulente (figure 1.21a) au niveau de la couche de mélange, représentée en figure 1.21b.

Le bilan de masse dans l'écoulement permanent, tel que formulé dans équation 1.9, relie la variation temporelle de la masse moyenne en polluant $m(t)$ dans la zone morte à la géométrie de la zone morte et aux concentrations, illustrées sur la figure 1.21c :

$$\frac{dm}{dt} = kULh(C_i - \langle c(t)\rangle) \tag{1.9}$$

où kU est la vitesse d'entraînement entre la zone d'écoulement principal et la zone morte, moyennée spatialement et en temps le long de la surface d'échange notée Lh de longueur L et de hauteur h. Le terme k est ici le coefficient d'échange de masse adimentionnel (souvent inconnu), illustré sur la figure 1.21c. Le terme C_i est la concentration connue et considérée comme constante dans l'écoulement principal et $\langle c(t)\rangle$ est la concentration instantanée moyennée spatialement dans l'ensemble de la zone morte.

L'expression de $m(t)$, définie par $m(t) = \langle c(t)\rangle LS$, où S est la section transversale moyenne de la zone morte (e.g. $S = h_{cavite} \times W$ pour une cavité rectangulaire sur la figure 1.21c, avec h_{cavite} et W qui sont la hauteur d'eau moyenne et la largeur dans la cavité, respectivement), permet de transformer l'équation 1.9 en l'équation 1.10. Cette dernière prend la forme d'une équation différentielle du premier ordre avec un second membre constant.

$$\frac{d\langle c\rangle}{dt} = \frac{kUh}{S}(C_i - \langle c(t)\rangle) \tag{1.10}$$

La caractérisation du transport de polluants dans une zone morte peut être évaluée selon deux méthodes permettant d'estimer le coefficient k qui quantifie l'efficacité

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

d'échange de masse en résolvant l'équation 1.10 : (i) la mesure de $\langle c(t) \rangle$ permet d'ajuster k (Weitbrecht et al. 2008 ; Mignot et al. 2017) ; (ii) si la mesure de $\langle c(t) \rangle$ n'est pas possible, k est évalué par des mesures hydrodynamiques (Mignot et al. 2017).

Les travaux de Weitbrecht et al. (2008) montrent que le coefficient d'échange de masse adimensionnel k augmente linéairement avec le paramètre $R_D = WL/(h(W+L))$, caractérisant la géométrie de la zone morte, ce qui est directement lié à l'augmentation de la longueur de la couche de mélange L (figure 1.21b). Mignot et al. (2017) nuancent cette tendance en ajoutant que le rapport W/L n'impacte pas k, c'est en réalité la hauteur d'eau h à l'interface de la zone morte/rapide qui est responsable de l'augmentation de k.

Transport dans les îlots urbains poreux :

Cette partie traite des processus de transport de polluants et des temps caractéristiques dans une zone morte dite agrégée (notée ici ADZ pour "Aggregated Dead Zone"), englobant à la fois des zones rapides et des zones de stockage dynamique (figure 1.22a). Par exemple, cela peut correspondre à un tronçon de cours d'eau élargi comprenant plusieurs zones mortes (Lees et al. 2000), à un écoulement radier-mouille (Jiménez, Wohl 2013) (figure 1.21d), ou encore à un trou d'homme adjacent à une conduite d'égout (Guymer et al. 1996) (figure 1.21e).

Cette approche est particulièrement utile pour le contexte d'un îlot urbain poreux inondé, composé de plusieurs zones (lentes) de recirculation et de jets (zones rapides), présentés précédemment sur la figure 1.14. Comme illustré sur la figure 1.22b, suite à l'introduction d'eau polluée à l'intérieur du bloc en concentration $c_i(t)$, les profils temporels de concentration en sortie $c_o(t)$ peuvent être fortement étalés avec une faible amplitude (indiquant un piégeage et un mélange importants puis un relargage décalé et étalé dans le temps) ou, au contraire, faiblement étalés avec une forte amplitude (révélant un faible piégeage du polluant par les zones de recirculation).

La modélisation du transport de polluants au sein d'une zone morte agrégée (dit modèle ADZ), proposée par Wallis et al. (1989), décompose la zone d'étude en une partie purement advective et une zone de pur mélange (figure 1.22c).

Le bilan de masse du modèle ADZ dans un écoulement en régime stationnaire, exprimé par l'équation 1.11, relie la masse $m(t)$ dans l'ensemble de la zone morte agrégée aux débits massiques de polluants entrants et sortants, c'est à dire aux débits d'eau traversant la zone

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

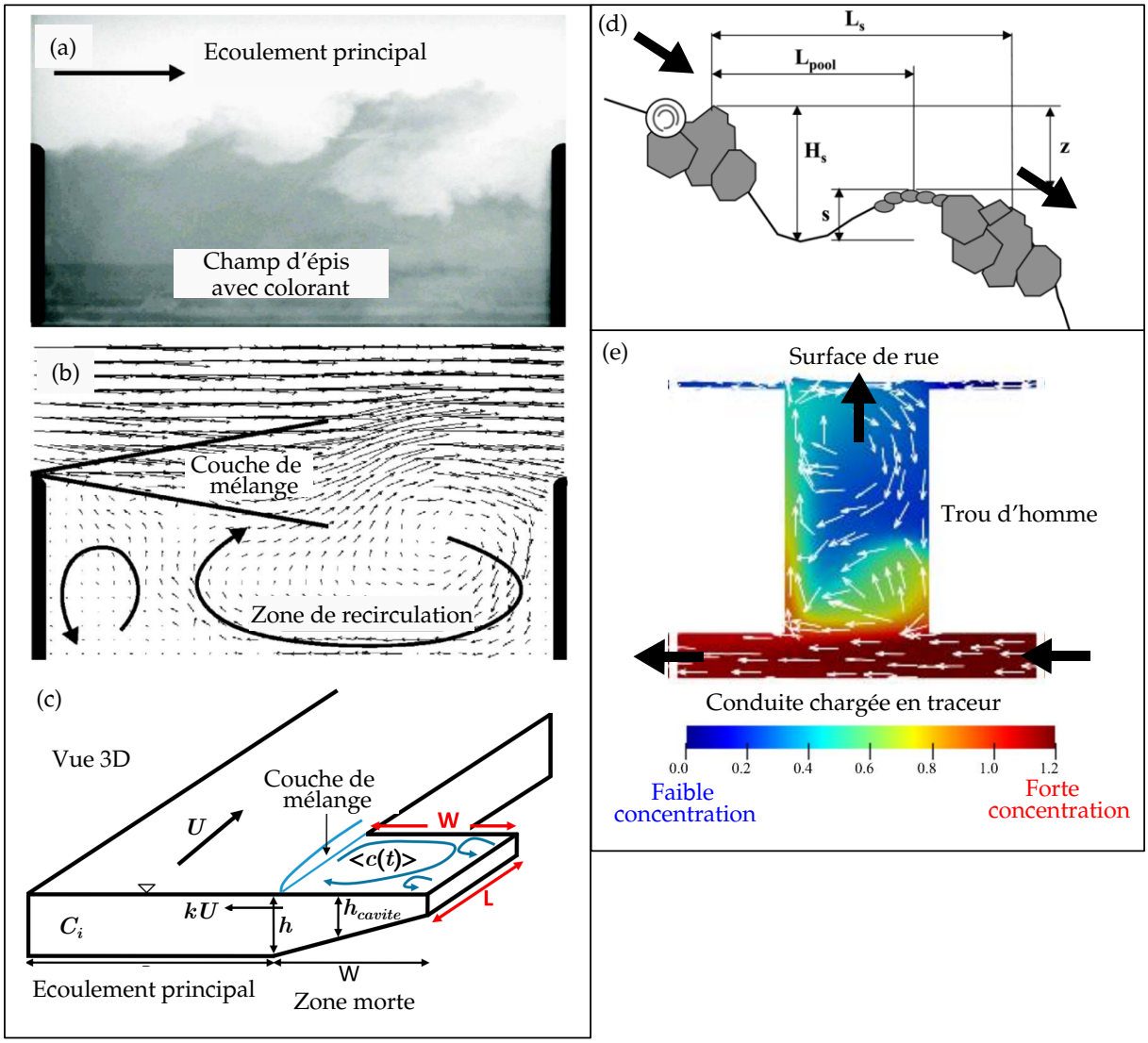


FIGURE 1.21 – Écoulement dans un champ d'épis avec (a) une visualisation du colorant initialement piégé dans la zone morte et (b) champ 2D dans le plan horizontal des vitesses de surface instantanées montrant la dynamique de l'écoulement, figures provenant de WEITBRECHT et al. (2008). (c) Représentation schématique (légèrement adaptée de JACKSON et al. (2013)) d'une zone morte de dimension (h, h_{cavite}, W, L) adjacente à un écoulement principal de vitesse U et de concentration C_i. (d) Vue schématique provenant de JIMÉNEZ, WOHL (2013) montrant une alternance longitudinale radier-mouille. (e) Figure provenant de BEG et al. (2020) montrant le champ 2D dans le plan vertical de concentration et des vecteurs vitesses d'une conduite chargée en scalaire échangeant avec un trou d'homme et la surface d'une rue. Les flèches noires indiquent la direction de l'écoulement.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

et aux concentrations entrantes et sortantes (figure 1.22a) :

$$\frac{dm}{dt} = Q_{mi}(t) - Q_{mo}(t) = Q_{ex}(c_i(t) - c_o(t)) \tag{1.11}$$

où $Q_{mi}(t)$ et $Q_{mo}(t)$ sont les débits massiques de polluants en entrée (mi pour "mass inlet") et en sortie (mo pour "mass outlet"), respectivement, et Q_{ex} (ex pour "exchange") est le débit d'eau connu dans le cours d'eau. Les évolutions temporelles de concentration mesurées en entrée et en sortie sont $c_i(t)$ et $c_o(t)$, respectivement.

Lees et al. (2000) et Jiménez, Wohl (2013) proposent des hypothèses relativement fortes : (i) la concentration moyenne spatiale $\langle c(t) \rangle$ dans la zone morte agrégée, difficilement mesurable sur le terrain, est approximée par $\langle c(t) \rangle = \frac{V}{V_{do}} \times c_o(t)$, où le volume V parfaitement mélangé (inconnu) est plus petit que le volume du domaine V_{do} (connu) (l'indice "do" fait référence au "domaine"). Cela revient à dire que la concentration moyennée spatialement dans la zone est proportionnelle à la concentration en sortie de la zone d'étude ; (ii) les processus advectifs sont modélisés par un simple retard temporel τ (ou temps de l'advection), tel que $c_i(t) = c_i(t - \tau)$ (comme illustré sur la figure 1.22c).

En exprimant la masse $m(t) = V_{do} \langle c(t) \rangle = V\ c_o(t)$ et en utilisant les hypothèses, l'équation 1.11 devient une équation différentielle du premier ordre avec second membre :

$$\frac{d[c_o(t)]}{dt} = \frac{Q_{ex}}{V}(c_i(t - \tau) - c_o(t)) \tag{1.12}$$

Deux temps caractéristiques sont alors définis : (i) le temps de résidence $t_r = \frac{V}{Q_{ex}}$ caractérise le mélange de polluants, et (ii) le temps de traversée du polluant à travers la zone morte agrégée $T = \tau + t_r$ qui englobe le temps de l'advection et le temps de résidence. L'équation 1.12 peut alors s'écrire :

$$\frac{d[c_o(t)]}{dt} = \frac{1}{t_r}(c_i(t - \tau) - c_o(t)) \tag{1.13}$$

Sur une période de temps entre 0 et t, l'intégration de l'équation 1.13 conduit à :

$$\int_{s=0}^{s=t} \frac{d[c_o(s)]}{C_i - c_o(s)} = \int_{s=0}^{s=t} \frac{ds}{t_r} \tag{1.14}$$

En considérant que la concentration entrante est constante en temps telle que $c_i(t - \tau) = C_i$. Deux conditions initiales différentes peuvent être définies. Premièrement, une configura-

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

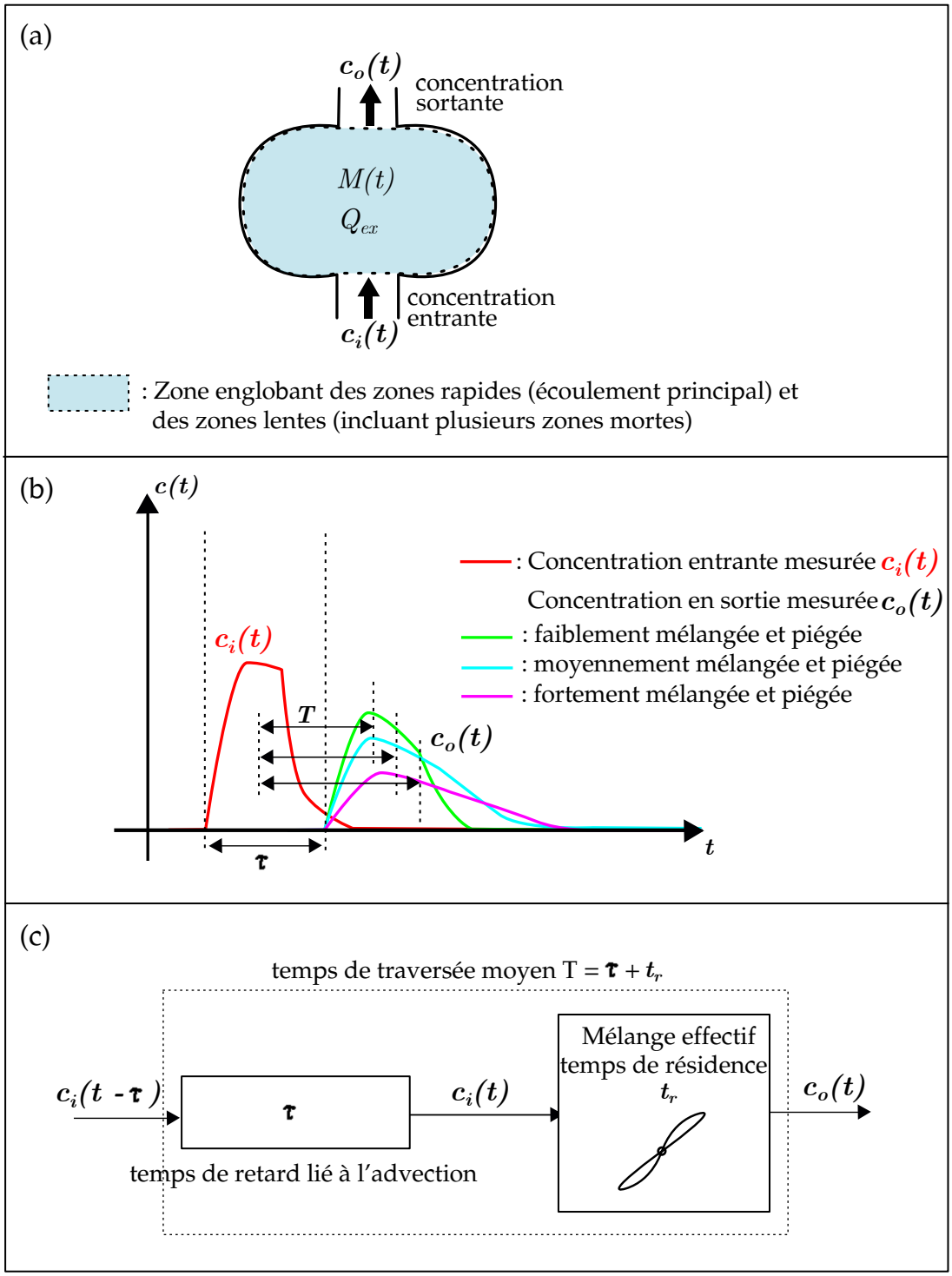


FIGURE 1.22 – (a) Représentation conceptuelle du transport de scalaire dans un modèle ADZ. (b) Représentation conceptuelle de l'évolution temporelle des concentrations mesurées en entrée et en sortie. Les temps de traversée moyen T et d'advection τ dans un tel modèle son représentés. Le temps T est l'écart de temps entre les deux centroïdes des profils de concentration. (c) Schéma adapté de LEES et al. (2000) d'une zone morte agrégée du premier ordre composée d'une partie purement advective et d'une zone de mélange.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

tion de remplissage où le domaine est initialement rempli d'eau claire dépourvue de toute pollution ($c_o(t=0) = 0$), suivie de l'intrusion de polluants à partir de $t = 0$ avec une concentration d'entrée $C_i > 0$. La solution analytique pour un remplissage complet d'une zone morte agrégée montre une évolution exponentielle croissante du premier ordre :

$$c_o(t) = C_i(1 - e^{-\frac{t}{t_r}}), \text{ remplissage complet} \tag{1.15}$$

Deuxièmement, une configuration de vidange où le domaine est rempli d'eau polluée ($c_o(t=0) > 0$), suivie de l'intrusion d'eau claire à partir de $t = 0$ (concentration d'entrée nulle $C_i = 0$). La solution analytique pour une vidange complète d'une zone morte agrégée (équations 1.16) montre une évolution exponentielle décroissante du premier ordre.

$$c_o(t) = c_o(t=0)e^{-\frac{t}{t_r}}, \text{ vidange complète} \tag{1.16}$$

1.3.3.4 Échelles temporelles pour modéliser le transport

L'utilisation des échelles de temps permet (i) de comparer l'intensité des deux processus de transport avec l'advection et le mélange (lui même composé de la diffusion turbulente et de la dispersion). Par exemple, si $\tau = 100\,\text{s}$ (temps de l'advection) et $t_r = 1\,\text{s}$ (temps de résidence), l'advection prédomine sur le mélange. (ii) L'utilisation des échelles de temps permet également de donner une description qualitative du fonctionnement d'un système.

A partir des travaux de Lucas, Deleersnijder (2020), qui rassemblent plusieurs échelles temporelles pour caractériser le transport dans des zones complexes de l'écoulement, cette thèse définit les temps caractéristiques suivants :

— **Temps de renouvellement t_{99}** : temps nécessaire pour que 99 % du volume initial du domaine d'étude soit remplacé par un nouveau volume entrant. Par exemple, si l'advection domine (écoulement de type piston), $t_{99} \approx V_{do}/Q_{ex}$ avec V_{do} le volume du domaine d'étude et Q_{ex} le débit constant traversant la zone. En revanche, si le mélange domine, V_{do}/Q_{ex} ne peut pas caractériser précisément le temps de renouvellement.

— **Temps de résidence t_r** : temps mis par une particule de la position $x^{1'}$ pour quitter le domaine pour la première fois, de $t^{1'}$ à $t^{2'}$ (figure 1.23). La position $x^{1'}$ sur

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

la figure 1.23 est toujours située entre l'entrée et la sortie du domaine d'étude. En revanche, la définition de t_r ne nécessite pas forcément de considérer $x^{1'}$ et $t^{1'}$. Une concentration présentant une évolution exponentielle du premier ordre (comme dans le modèle ADZ avec l'équation 1.15 et le cas des courbes de concentration observées par Monsen et al. (2002), Jackson et al. (2013) et Beg et al. (2020)) permet de définir t_r comme le temps au bout duquel la concentration atteint 63 % ($t_r = t_{63}$) ou 37 % ($t_r = t_{37}$) de la concentration finale ou initiale pour un remplissage ou une vidange complète, respectivement.

— **Âge d'une particule a** : temps écoulé depuis l'entrée de la particule à la position $x^{0'}$ à $t^{0'}$, jusqu'à l'instant $t^{1'}$ à la position $x^{1'}$ (figure 1.23). C'est le complément de t_r. Par exemple, Dewals et al. (2020) montrent que l'âge de la particule est de $4 \times V_{do}/Q_{ex}$ dans les cellules de recirculation (figure 1.24a et figure 1.24b), $8 \times V_{do}/Q_{ex}$ au centre d'une grande cellule de recirculation (figure 1.24c et figure 1.24d), et moins de $1 \times V_{do}/Q_{ex}$ dans les jets.

— **Temps de traversée moyen T** : durée totale que met une particule (figure 1.23) pour traverser le domaine d'étude entre l'instant $t^{0'}$ et $t^{2'}$, T est la somme de a et t_r.

Finalement, les temps caractéristiques se divisent en deux catégories pour estimer le renouvellement de l'eau d'origine par de l'eau polluée. (i) Les temps concernés par le passé (t_{99}, t_{63} et a), associés à la question : combien de temps s'est écoulé depuis l'apparition de l'eau polluée dans le domaine ? (ii) Les temps tournés vers l'avenir (t_{37}), associés à : combien de temps s'écoulera jusqu'à ce que l'eau polluée disparaisse du domaine ?

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

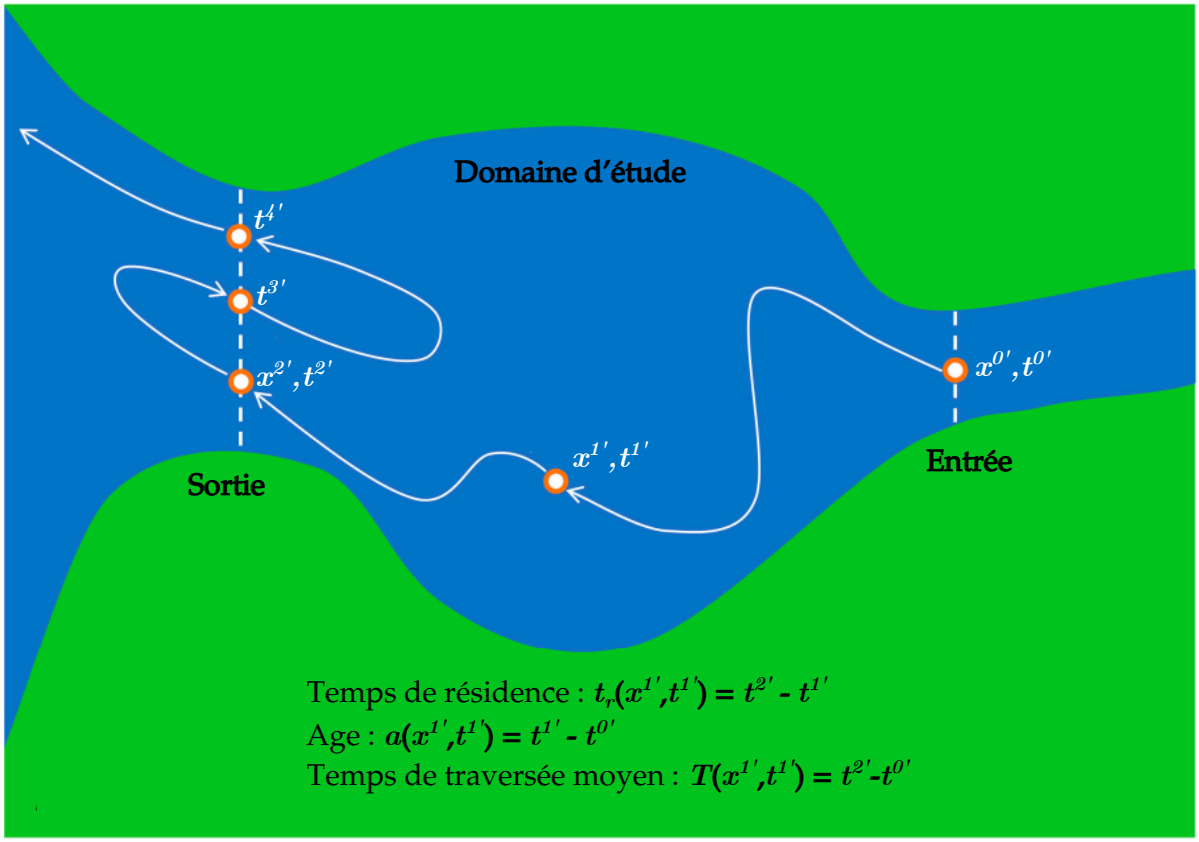


FIGURE 1.23 – Représentation conceptuelle provenant de LUCAS, DELEERSNIJDER (2020) montrant les échelles de temps telles que l'âge de l'eau a qui est fonction du temps et de l'espace, le temps de résidence t_r, le temps de traversée moyen T. Les points représentent des emplacements successifs pour une particule unique suivant une trajectoire passant par les emplacements $x^{i'}$ à l'instant $t^{i'}$. Le terme $x^{0'}$ est la position initiale (en entrée du domaine d'étude) à l'instant initial $t^{0'}$.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

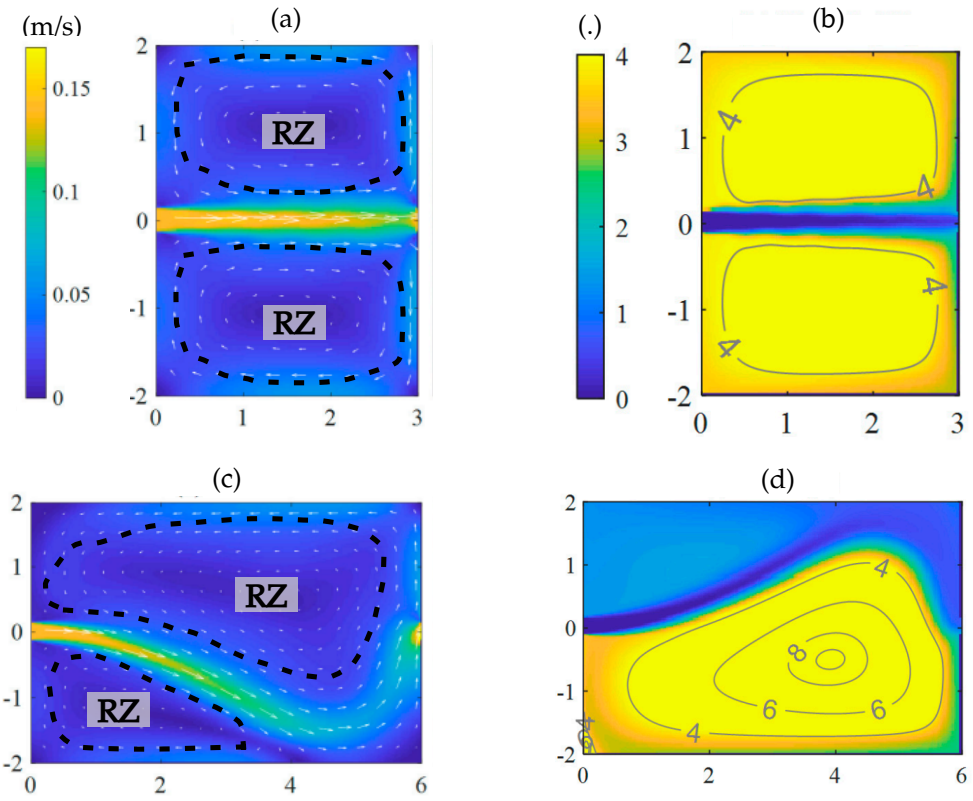


FIGURE 1.24 – Champs de vitesse calculés dans deux configurations de SRR ("Shallow Rectangular Reservoir") : schéma d'écoulement symétrique (a) et asymétrique (c). L'échelle de couleur sur (a) et (c) représente les normes des vitesses en m/s et RZ désigne les zones de recirculation principales dans l'écoulement. Distributions de l'âge de l'eau a normalisé par le temps caractéristique V_{do}/Q_{ex} pour un schéma d'écoulement symétrique (b) et asymétrique (d). Les figures proviennent de DEWALS et al. (2020).

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

1.4 Objectifs, questions scientifiques et organisation de la thèse

Au vu du positionnement de la thèse, des contraintes expérimentales et de l'état de l'art, deux objectifs scientifiques dans cette thèse ont été définis. Le premier objectif de la thèse a été de mieux comprendre les processus de transport de polluants dissous dans un réseau de rues inondées. Le deuxième objectif de la thèse a été de comprendre la dynamique spatiale et temporelle d'une eau polluée introduite par des ouvertures dans un îlot urbain simplifié.

Cette section présente également les quatre questions scientifiques, imbriquées dans les objectifs définis ci-dessus.

Dans ce chapitre, nous avons principalement montré qu'aucune étude n'a mesuré le rôle de l'hydrodynamique sur le transport de polluants dans un réseau de rues inondées. Ce manque de connaissances nous a conduit à décomposer le réseau de rues en plusieurs compartiments isolés, pour lesquels la littérature étudie de manière séparée l'interaction entre le transport de scalaire et les structures d'écoulement proches de celles observées dans (i) les linéaires de rue, (ii) les intersections de trois à quatre branches et (iii) les îlots urbains. Nous souhaitons donc vérifier si une combinaison linéaire des effets de chaque compartiment est possible.

Objectif n° 1 : Mieux comprendre les processus de transport de polluants dissous dans un réseau de rues inondées

Deux premières questions scientifiques sont formulées :

- Q1 : quel est l'effet des processus hydrodynamiques sur le transport de polluant lors d'une inondation urbaine à l'échelle d'un réseau de rues ?
- Q2 : comment le lieu de rejet de pollution influence-t-il ce transport, c'est à dire la distribution du polluant dans les rues en aval ?

A notre connaissance, il n'existe pas d'études spécifiques sur l'évolution temporelle et spatiale des concentrations et l'estimation des temps caractéristiques de transport d'une pollution introduite par une ou plusieurs ouvertures dans un îlot urbain poreux, adjacent aux rues inondées.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

Objectif n° 2 : Comprendre la dynamique d'une eau polluée introduite par des ouvertures dans un îlot urbain simplifié.

Ce constat amène deux nouvelles questions scientifiques qui sont :

- Q3 : comment le nombre d'ouvertures d'un îlot urbain affecte-t-il la variabilité temporelle et spatiale des concentrations de polluant au sein de cet îlot ?
- Q4 : dans le cas d'un rejet de durée limitée, quelle est l'influence de cette durée sur la variabilité temporelle et spatiale des concentrations de polluant dans l'îlot urbain ?

Générer des jeux de données expérimentales de référence.

En raison de l'absence de données expérimentales sur le transport de polluants dans les réseaux de rues inondées, ce travail de thèse a aussi comme objectif secondaire de générer une base de données disponible pour des numériciens composée de cartes de concentrations mesurées dans les rues, en sortie d'un réseau de rues et au sein d'un îlot urbain pour différents scénarios de pollutions. Cette base de données permettra aux chercheurs et ingénieurs d'ajuster les tenseurs de diffusivité, d'évaluer la performance des codes de calcul opérationnels utilisés par les scientifiques, les bureaux d'étude et les services de l'État, d'anticiper le transport de polluants en milieu urbain inondé, et d'identifier les zones les plus à risque en termes de lieux de rejet, de dépôts et d'accumulation.

Le manuscrit de cette thèse se subdivise en cinq chapitres.

À la suite de ce chapitre 1, le chapitre 2 présente le dispositif expérimental mis en place et décrit les méthodes de mesure adoptées dans ce travail de recherche. Il comprend : (i) la présentation du modèle physique ; (ii) la configuration expérimentale choisie ; (iii) les techniques de mesure et d'estimation des paramètres hydrodynamiques ; (iv) les dispositifs de rejet de polluants, puis les techniques de mesure de concentration et d'estimation des débits massiques.

Le chapitre 3 présente les résultats portant sur l'étude du transport de polluants dans un réseau de rues avec un écoulement et un rejet de polluants en régime stationnaire. Ce chapitre aborde les stratégies mises en oeuvre pour répondre aux questions Q1 et Q2, détaille les effets des processus hydrodynamiques du réseau de rues sur le transport de

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

polluants dissous (Q1), et la sensibilité de la distribution de pollution aux lieux de rejet. Enfin, un modèle 2D simplifié du transport dans le réseau de rues est proposé.

Les résultats concernant la dynamique d'un polluant qui s'introduit dans un îlot urbain poreux sont abordés en chapitre 4. Ce chapitre comprend la présentation des stratégies mises en oeuvre pour répondre aux questions Q3 et Q4, les résultats concernant l'influence du nombre d'ouvertures sur la dynamique de transport de la pollution dans l'îlot urbain (Q3) avec un rejet de polluants en régime stationnaire (de durée infinie), et les résultats relatifs à l'influence de la durée de ce rejet sur la dynamique de transport de pollution dans l'îlot urbain (Q4) c'est à dire avec un rejet de durée plus ou moins longue.

Le chapitre 5 expose les conclusions de la thèse, en rappelant les résultats principaux et en faisant un bilan sur le risque sanitaire, ainsi que les perspectives et les points d'amélioration des futures recherches relatives au transport des polluants en inondation urbaine.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

Chapitre 2

Matériel et méthode

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

Pour répondre aux objectifs et questions scientifiques présentés au chapitre 1, quatre campagnes de mesure ont été menées dans des écoulements de réseau de rues inondées en régime stationnaire, chacune correspondant à une question scientifique (Q1 à Q4). Les campagnes liées à Q1 et Q2 explorent le transport de polluants avec un rejet de durée infinie (étude du transport en régime stationnaire), tandis que celles concernant Q3 et Q4 se concentrent sur le transport de polluants, avec un rejet de durée limitée (étude du transport en régime instationnaire). Les méthodologies employées pour Q1 et Q2 sont similaires et diffèrent de celles adoptées pour Q3 et Q4. Les sections ci-dessous détaillent (i) les caractéristiques du modèle physique utilisé, (ii) la configuration d'écoulement choisie, (iii) les techniques de mesure des paramètres hydrauliques, et (iv) les caractéristiques de rejet de polluants et les techniques de mesure de concentrations.

2.1 Présentation du modèle physique M.U.R.I

Toutes les expériences ont été conduites sur le modèle physique appelé M.U.R.I ('Modèle Urbain pour l'étude du Risque d'Inondation'), représentant un réseau de rues simplifié de centre-ville. Ce modèle, situé dans le laboratoire HHLab (Hydraulics and Hydromorphology Laboratory) d'INRAE à Villeurbanne, a déjà été utilisé lors des études expérimentales de Mejía-Morales et al. (2021), Chibane et al. (2021) et Mejía-Morales et al. (2023). Il s'agit d'une plateforme de 5.4 m de long et de 3.8 m de large, à l'échelle `1:50` et `1:10` dans le plan horizontal et vertical, respectivement, inclinable selon les directions longitudinale (pente S_X le long de l'axe X) et transversale (pente S_Y le long de l'axe Y). Le repère global de référence (X, Y, Z) est représenté (en rouge) sur la figure 2.1.

La plateforme (figure 2.1) est composée d'un réseau de trois rues longitudinales coupant trois rues transversales, toutes de section rectangulaire de largeur $b = 15$ cm. Les parois latérales transparentes (fabriquées en PTEG), hautes de 15 cm (figures 2.2a et 2.2b), et le fond de la plateforme (fait de plaques en PVC) sont hydrauliquement lisses. Le croisement des rues forme en tout 16 îlots urbains (ou blocs) rectangulaires (figure 2.2c). De plus, les parois latérales (ou façades) peuvent être percées d'ouvertures pour simuler un îlot urbain poreux (Mejía-Morales et al. 2021), chaque ouverture, de 6 cm de large et de 8 cm de haut, représente une porte ou un portail (figure 2.2b) totalement détruit (typiquement emporté par l'écoulement). Le modèle est également équipé d'un chariot de déplacement automatisé (figure 2.3d), permettant de mouvoir les instruments de mesure suivant les

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

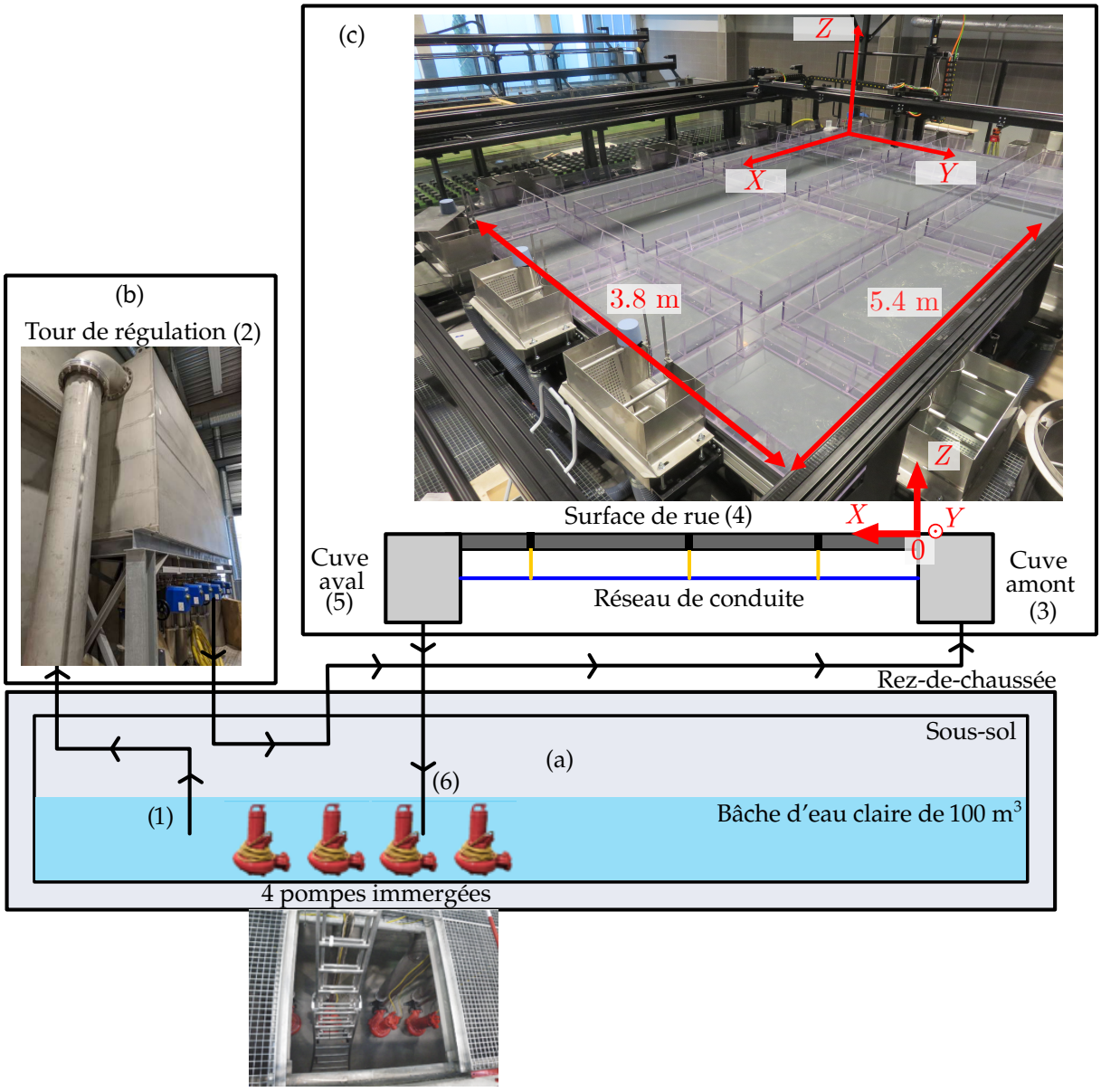


FIGURE 2.1 – Schéma représentant le principe de fonctionnement du circuit fermé d'alimentation en eau entre (a) la bâche d'eau claire, (b) la tour de régulation, et (c) le modèle expérimental M.U.R.I. Les coordonnées (X, Y, Z) sont associées au repère de référence global du modèle physique (en rouge).

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

trois directions (X, Y et Z).

Le système d'alimentation en circuit fermé, montré sur la figure 2.1, comprend (1) une bâche d'eau claire de 100 m^3 (figure 2.1a), où des pompes immergées font remonter l'eau vers (2) une tour de régulation qui permet de maintenir une charge constante (figure 2.1b). L'eau s'écoule ensuite par gravité vers (3) les cuves d'alimentation du modèle physique (figures 2.1c, 2.3a et 2.3e). Un nid d'abeille placé à chaque entrée de rue (figure 2.3b), ainsi qu'un grillage horizontal posé dans chaque cuve, assurent (4) une distribution transversale homogène de l'écoulement entrant dans chaque rue tout en réduisant la taille des structures turbulentes. Enfin, à l'extrémité de chaque rue, l'eau est réceptionnée (5) dans une cuve de récupération (figure 2.3e), puis (6) retourne dans la bâche d'eau claire.

Un système de contrôle régule et mesure les débits de chaque cuve d'entrée et de sortie à l'aide de débitmètres électromagnétiques (OPTIFLUX 2000 de KROHNE) et d'électrovannes (figure 2.3c), avec une erreur standard d'échantillonnage de 3 % des débits mesurés (Mejía-Morales et al. 2021). La durée de mesure, fixée à 400 s lors des expériences de Mejía-Morales et al. (2021), a été déterminée par un test appelé dans cette thèse "test de convergence temporelle" basé sur les mesures des quatre débits en sortie de rue et des deux débits entrants, à une fréquence d'échantillonage de 50 Hz. Le critère de convergence choisi exige que l'erreur relative entre les débits moyennés en temps sur chaque durée de mesure et les débits moyennés sur une durée totale de 600 s soit inférieure à 0.3 % (précision donnée par le fabriquant).

2.2 Configurations expérimentales considérées

2.2.1 Réseau de rues inondées simplifié

La configuration adoptée pour les campagnes expérimentales de cette thèse est identique à celle de Mejía-Morales et al. (2021) et Mejía-Morales et al. (2023), qui ont déjà exploré l'hydrodynamique à l'extérieur de l'îlot poreux et dans l'îlot. On rappelle ici que les travaux de cette présente thèse consiste à ajouter un polluant fictif dissous dans l'écoulement (figure 2.4a) puis à étudier le transport de ce polluant dans le réseau de rues inondées.

Cette configuration d'écoulement est présentée sur la figure 2.4c. Elle se réduit à une zone centrée autour d'un îlot urbain entouré par quatre rues (appelées rue Droite, rue

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

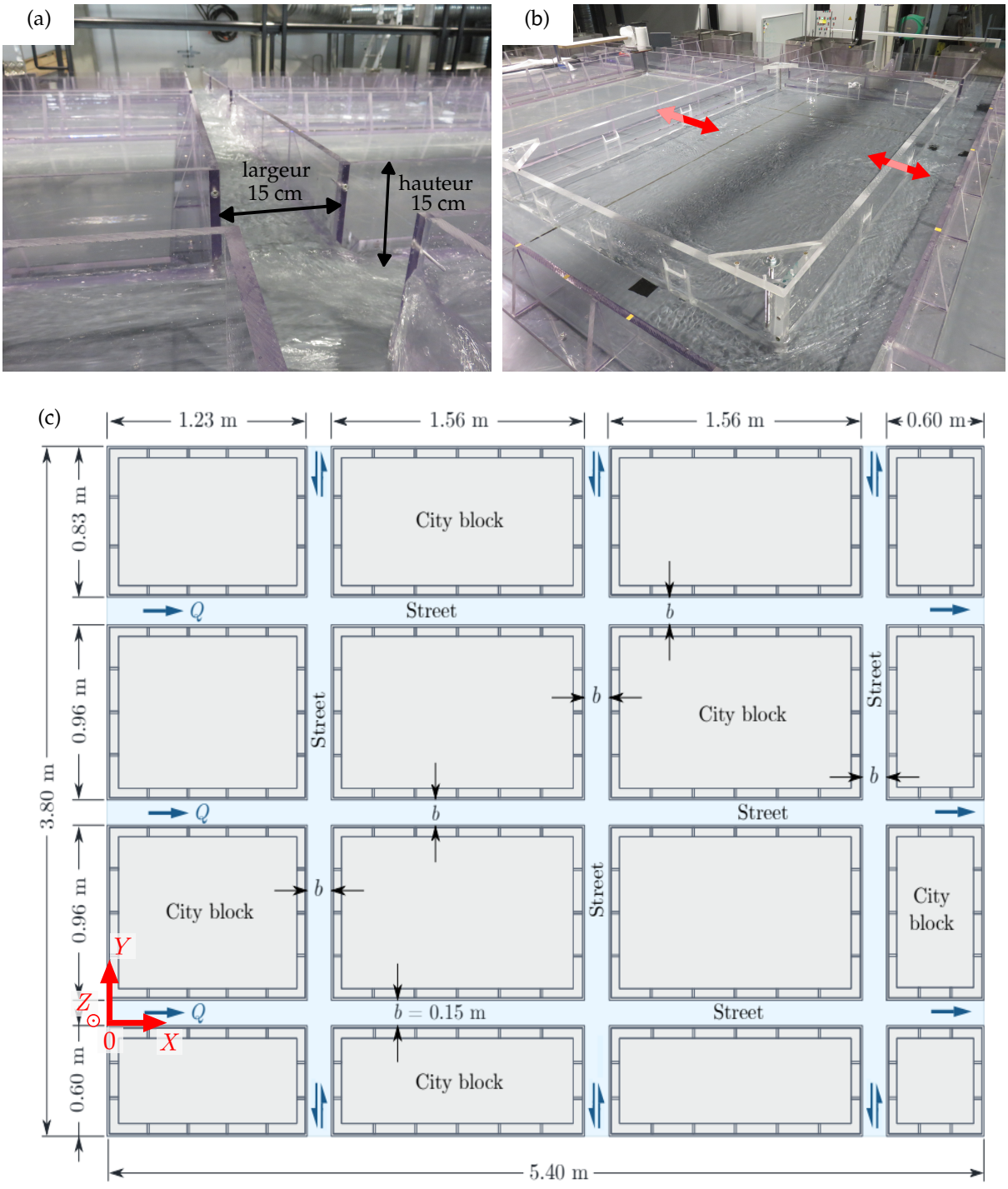


FIGURE 2.2 – Plateforme du modèle expérimental M.U.R.I : (a) photo montrant un écoulement au sein d'un carrefour ; (b) photo montrant une vue rapprochée d'un îlot urbain avec deux ouvertures sur ses parois latérales (les flèches rouges indiquent les échanges transversaux entre rues et îlot urbain par les ouvertures) ; (c) schéma légèrement adapté de MEJÍA-MORALES et al. (2023) montrant une vue dans le plan horizontal de la plateforme M.U.R.I (les flèches bleues à l'amont ou à l'aval des rues indiquent le sens de l'écoulement).

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

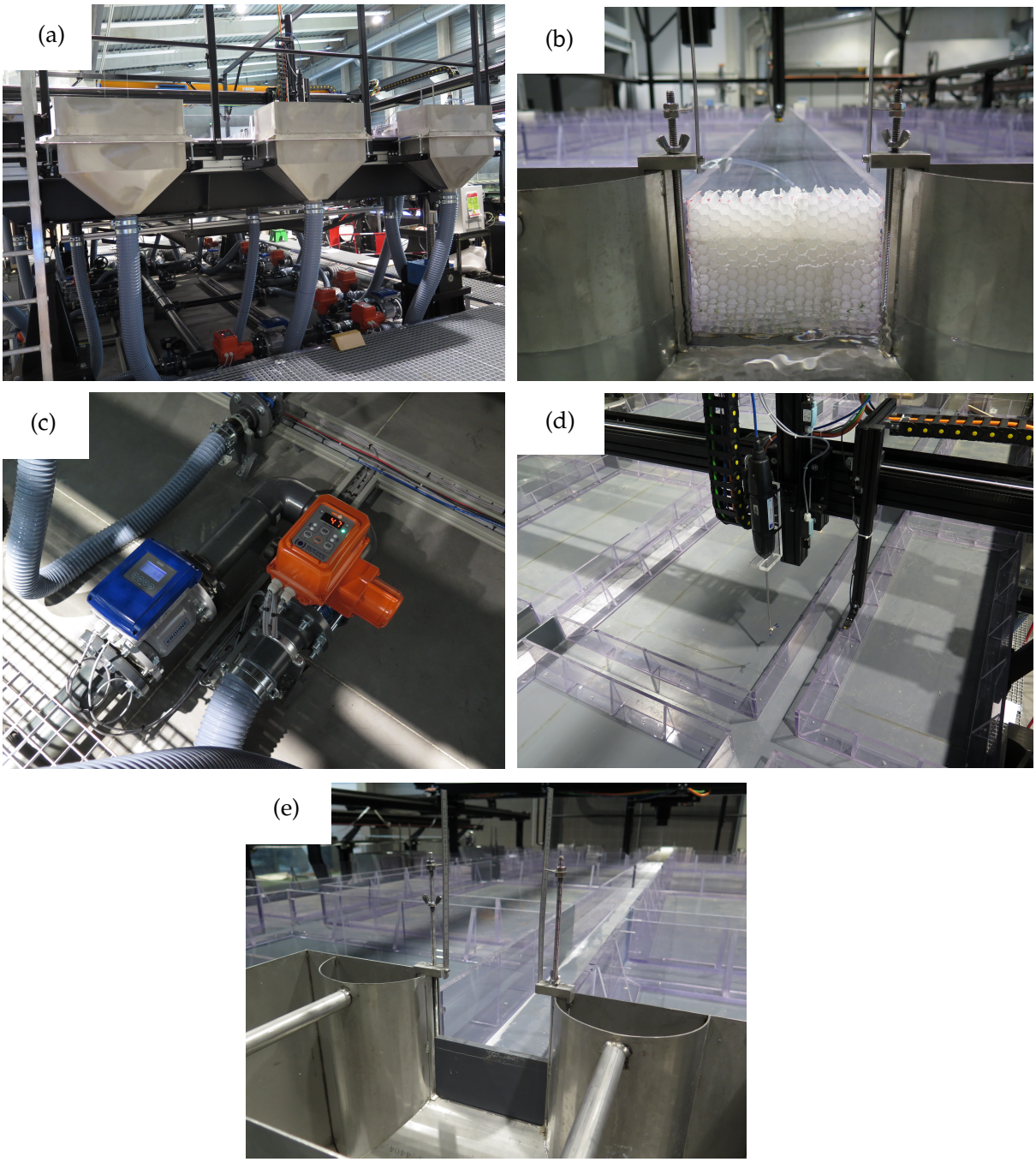


FIGURE 2.3 – (a) Photo montrant une vue de côté des cuves d'alimentation en eau du modèle urbain. (b) Vue amont d'une entrée de rue avec la présence d'un nid d'abeille. (c) Photo montrant un débitmètre (boîtier bleu) et électrovanne (boîtier orange) sous la plateforme. (d) Photo montrant le chariot de déplacement comportant une sonde de mesure de vitesse et un capteur ultrason. (e) Seuil vertical ajustable en sortie d'une rue, et cuve de récupération.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

Gauche, rue Amont et rue Aval) avec deux entrées (appelées entrée 1 et entrée 2 aux extrémités amont des rues Droite et Gauche) et quatre sorties d'écoulement (appelées sortie 1 à sortie 4 à l'extrémité aval des quatre rues). L'îlot urbain peut être imperméable (configuration C00-00 de Mejía-Morales et al. (2021)) ou bien poreux (Mejía-Morales et al. 2021 ; Mejía-Morales et al. 2023). Le réseau de rues formé comprend alors deux bifurcations et deux carrefours, notés b_1, b_2, c_1 et c_2, respectivement.

Les deux débits entrants en régime stationnaire, $Q_{i1} = 4.5\,\mathrm{l/s}$ (69.2 % du débit total) et $Q_{i2} = 2.0\,\mathrm{l/s}$ (30.8 % du débit total), sont injectés aux entrées 1 et 2, respectivement (figure 2.4c). L'indice "i" désigne "inlet" (correspondant à une entrée). A l'extrémité aval de chaque rue, les seuils verticaux permettent d'ajuster la hauteur d'eau en fixant une hauteur de seuil à $\omega = 4\,\mathrm{cm}$ en sortie 1 et $\omega = 3\,\mathrm{cm}$ aux trois autres sorties. Les débits sortants Q_{oj} (avec j allant de 1 à 4) sont ensuite mesurés par des débitmètres électromagnétiques. L'indice "o" désigne "outlet" (sortie). L'écoulement le long de l'axe longitudinal X est favorisé par une pente $S_X = 0.12\,\%$. Les hauteurs d'eau dans la rue Droite sont plus importantes que dans la rue Gauche (car $Q_{i1} > Q_{i2}$ et à la hauteur de seuil est plus élevée à la sortie 1 qu'aux autres sorties), ce qui favorise l'écoulement transversal selon l'axe Y vers la rue Gauche. Ainsi, aucune pente transversale supplémentaire n'est requise ($S_Y = 0\,\%$).

Le modèle réduit du réseau de rues représente dans le monde réel un îlot urbain de $78\,\mathrm{m} \times 48\,\mathrm{m}$, avec des ouvertures et des rues de 3 m et 7.5 m de large, respectivement. De plus, ce modèle réduit est dit "distordu", c'est à dire que les rapports d'échelle (rapports des longueurs du cas réel sur celles du modèle) horizontal et vertical sont différents, avec $\lambda_{XY} = 50$ et $\lambda_Z = 10$, respectivement. L'avantage de ce modèle distordu est d'augmenter (i) les hauteurs d'eau, améliorant ainsi la précision des mesures, et (ii) le nombre de Reynolds ($\mathcal{O}(10^4)$) dans l'ensemble des rues, qui se rapproche du nombre de Reynolds pour un évènement réel d'inondation urbaine. Cette dernière condition permet d'optimiser la dynamique d'écoulement par rapport à un modèle respectant le rapport d'échelle du cas réel (Li et al. 2019). Cependant, cette distorsion entraîne une surreprésentation des effets des processus 3D liés : au rapport d'aspect b/h, qui est très faible dans notre dispositif expérimental ; à l'impact du coefficient de rugosité où le coefficient de Strickler dans les rues est de $120\,\mathrm{m}^{1/3}/\mathrm{s}$ (obtenu expérimentalement par Chibane et al. (2021)).

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

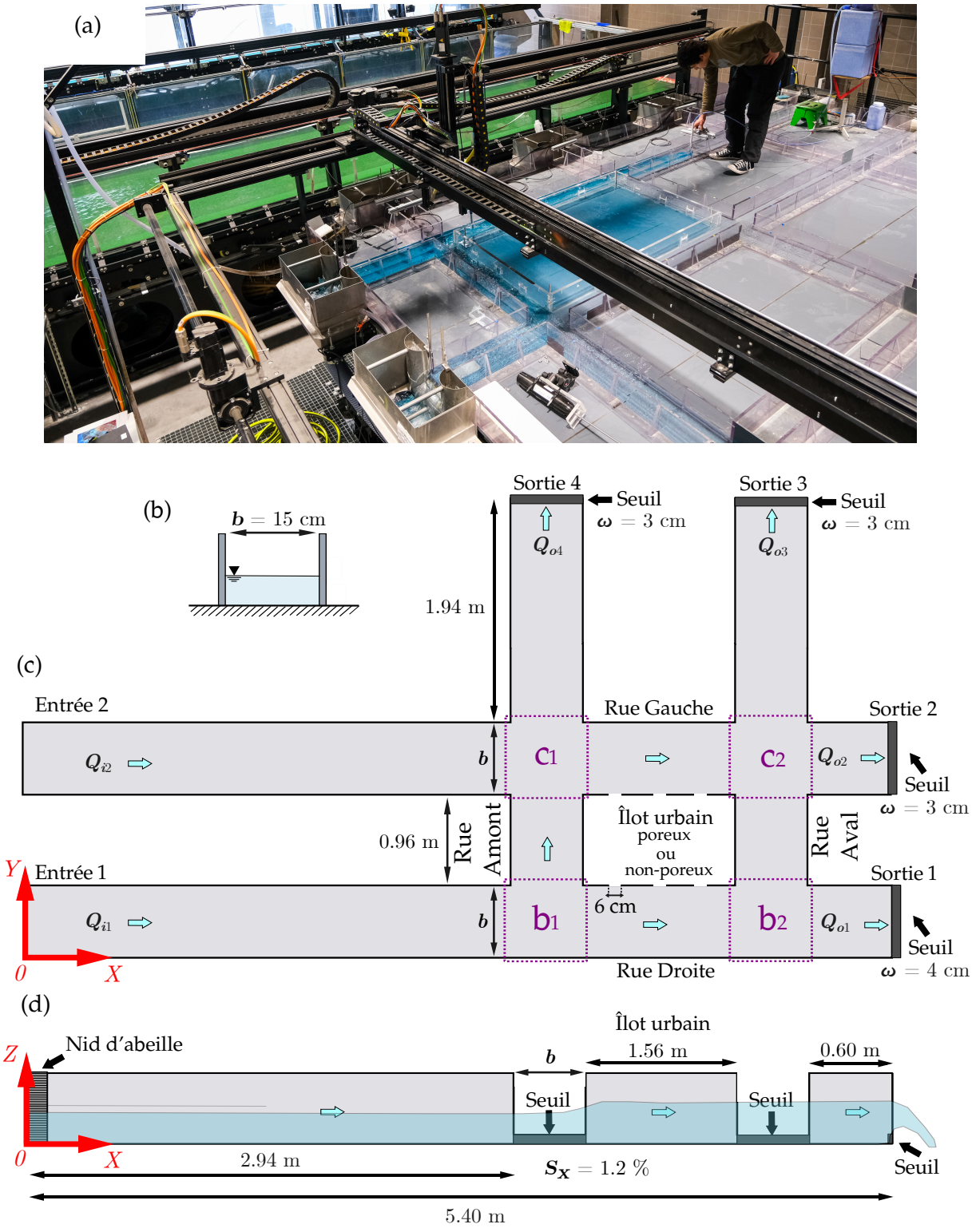


FIGURE 2.4 – (a) Photo montrant un rejet ponctuel de polluant à l'amont de la rue Droite (simulé ici par du colorant bleu), où l'îlot urbain est percé de six ouvertures (photo prise par Elisabeth Rull / Divergence-Images). (b) Section transversale de rue. (c) Vue de dessus de la configuration (échelle non respectée) avec des débits d'entrée $Q_{i1} = 4.5\,\mathrm{l/s}$ et $Q_{i2} = 2.0\,\mathrm{l/s}$. (d) Vue de côté, adaptée de MEJÍA-MORALES et al. (2021).

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

2.2.2 Écoulement dans une rue (droite) isolée pour la validation des méthodes de mesure

La configuration de rue (droite) isolée a été utilisée pour optimiser les caractéristiques de rejet de polluant, valider les techniques de mesure et les méthodes d'estimation des débits d'eau et des débits massiques de polluant. Un écoulement quasi-uniforme est obtenu en ajustant la hauteur du seuil aval. Il s'agit de la rue Droite (figure 2.4c) dans laquelle les branches latérales des bifurcations b_1 et b_2 sont fermées par des parois verticales. Le débit constant en entrée est $Q_i = 4.5\,\mathrm{l/s}$, et la hauteur du seuil aval est $\omega = 2\,\mathrm{cm}$. La hauteur d'eau est $h = 6.8\,\mathrm{cm}$. Un rejet ponctuel (dans le plan horizontal), délivrant un polluant de manière uniforme sur la hauteur d'eau, est situé à l'emplacement $X = 0.44\,\mathrm{m}$ de la limite amont de la rue et $Y = 0.075\,\mathrm{m}$ (centré dans la rue). Les champs de vitesses 3D et de concentrations sont mesurés dans une section transversale de rue, notée S_0, située à une distance $X = 2.84\,\mathrm{m}$ de la limite amont, la vitesse débitante étant définie par $U_{bS0} = Q_i/(bh)$.

2.3 Techniques de mesure des hauteurs d'eau, vitesses et débits d'eau

Nous avons effectué dans cette thèse des mesures hydrodynamiques complémentaires à celles de Mejía-Morales et al. (2021). Nous avons obtenu premièrement à travers des sections de rues, des hauteurs d'eau moyennes, des cartes 2D de champs de vitesse, et des débits d'eau. De plus, nous avons mesuré, au niveau des intersections, des champs de vitesse de surface dans le plan horizontal (de façon plus précise que celles de Mejía-Morales et al. (2021)). Les techniques et méthodes d'estimation des différents paramètres hydrauliques sont exposées ci-après.

2.3.1 Mesure de hauteur d'eau

La hauteur d'eau moyennée en temps, notée h, est obtenue à l'aide d'un capteur de mesure de distance à ultrasons (BAUMER UNDK 20I6914/S35A), fixé sur le chariot de déplacement (figure 2.5a). Ce capteur comprend un transducteur qui émet des ondes sonores, lesquelles sont ensuite réfléchies par une surface. Le temps de vol écoulé entre l'émission et la réception est proportionnel à deux fois la distance entre le capteur et la surface.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

L'estimation de la hauteur d'eau en un point de la section transversale nécessite de mesurer deux distances : entre le capteur et la surface libre (i.e. tirant d'air (1), figure 2.5b) ; entre le capteur et le fond (i.e. tirant d'air (2), figure 2.5b). La hauteur d'eau est la différence entre ces deux distances. La précision et la reproductibilité de la mesure (fournies par le fabriquant) sont respectivement de 0.3 mm et 0.5 mm. La durée de mesure, fixée à 50 s (figure 2.6) avec une fréquence d'échantillonnage de 50 Hz, est estimée à partir d'un test de convergence temporelle, basé sur dix mesures indépendantes réalisées à différentes positions dans les rues. Pour ce faire, l'équation 2.1 définit la différence $\Delta h(n(t))$ entre la hauteur d'eau moyennée en temps sur chaque durée de mesure et celle moyennée en temps sur une durée totale de 600 s (convergence considérée comme établie) :

$$\Delta h(n(t)) = \frac{1}{n(t)} \sum_{i=1}^{n(t)} h_i - \frac{1}{n(t=600)} \sum_{i=1}^{n(t=600)} h_i \tag{2.1}$$

où h_i est la hauteur d'eau instantanée et n est le nombre d'échantillons entre $t = 0$ et t. Le critère de convergence est défini de manière à ce que $\Delta h(n(t)) \leq \pm 0.3$ mm (i.e. la précision du capteur).

En dernière étape, l'estimation de la hauteur d'eau h moyennée en temps pour une section transversale de rue est réalisée en moyennant les hauteurs d'eau mesurées à trois positions transversales (figure 2.5b), situées à 7.5 cm des deux parois latérales (centre) et à 1 cm de chaque paroi latérale.

2.3.2 Mesure de vitesse

Deux méthodes ont été utilisées dans cette thèse pour mesurer les vitesses dans l'écoulement du réseau de rues inondées. Les sous-sections suivantes détaillent le principe et les caractéristiques de ces mesures, permettant d'obtenir des champs de vitesses moyennées en temps dans des sections transversales de rue (section 2.3.2.1), et des champs de vitesses de surface moyennées en temps, au niveau des quatre intersections b_1, b_2, c_1 et c_2 (section 2.3.2.2).

2.3.2.1 Mesure de vitesse le long de la colonne d'eau

Les trois composantes de vitesse instantanée, mesurées le long de la colonne d'eau et d'une paroi à l'autre dans une section transversale de rue, sont obtenues en utilisant un vélocimètre acoustique Doppler (appelé sonde ADV pour "Acoustic Doppler Velocimeter") à visée latérale, fixé sur le chariot de déplacement (figure 2.7a). Le principe de

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

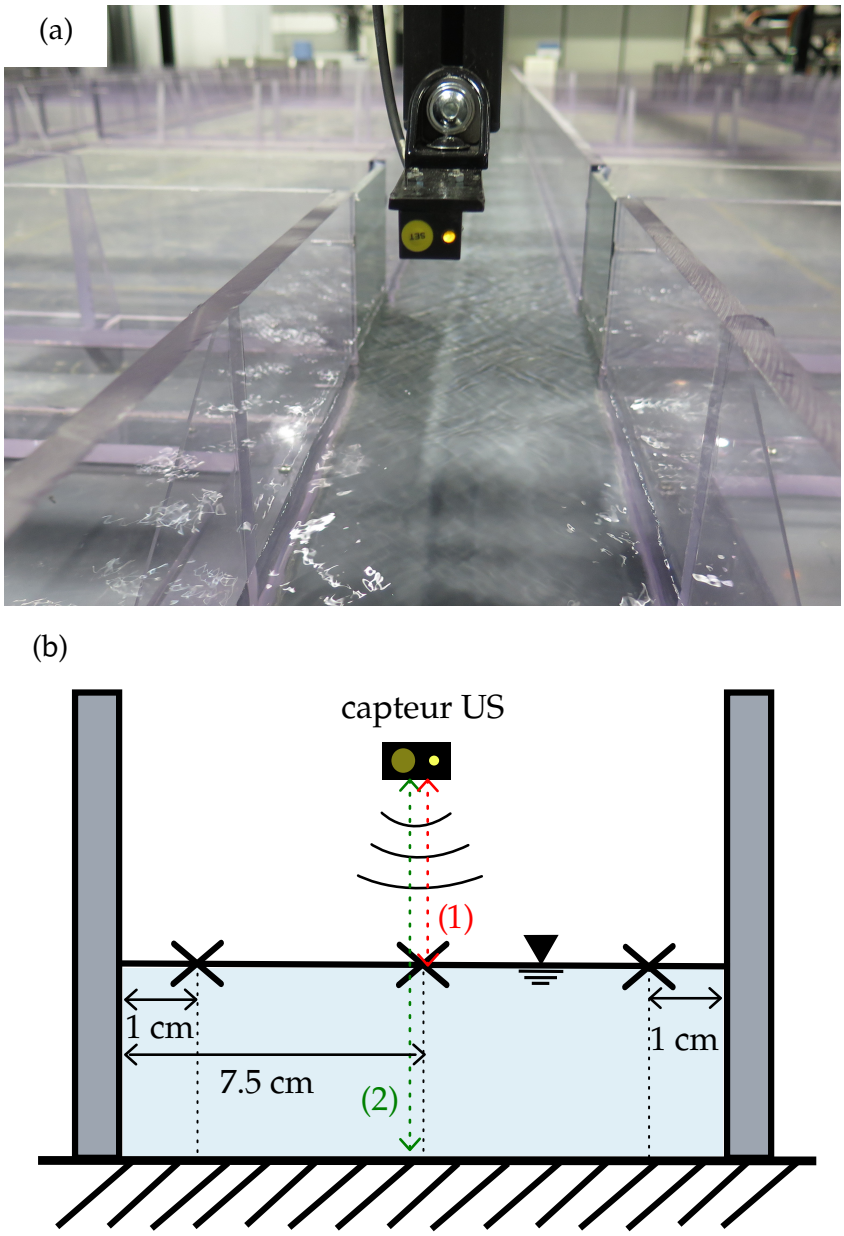


FIGURE 2.5 – (a) Vue de face du capteur de mesure de distance à ultrasons (US pour "Ultrasonic Sensor") utilisé pour mesurer les hauteurs d'eau moyennées en temps dans les sections transversales de rue. (b) Schéma représentant les trois positions de mesure de la hauteur d'eau dans une section transversale. Les tirants d'air (1) et (2) correspondent respectivement aux distances mesurées entre le capteur US et la surface libre, puis entre le capteur US et le fond.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

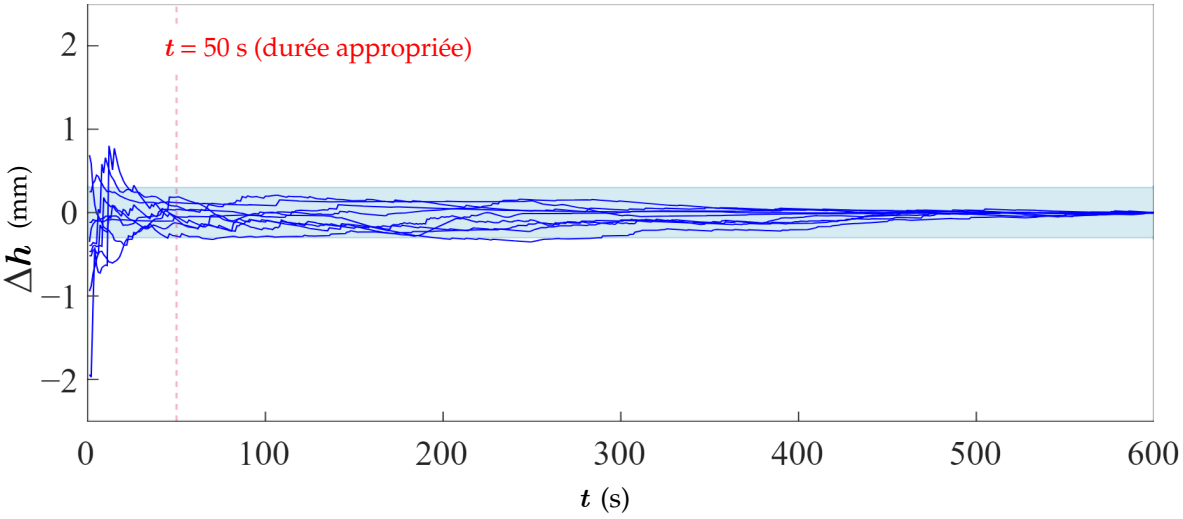


FIGURE 2.6 – Convergence temporelle des mesures de hauteur d'eau à dix positions différentes dans les rues. Cette convergence est atteinte lorsque $\Delta h(n(t)) \leq \pm 0.3\,\text{mm}$ (zone légèrement bleutée).

fonctionnement de la sonde ADV repose sur l'émission d'un pulse sonore de fréquence f_t, qui atteint un volume de mesure dans l'écoulement (de forme cylindrique : longueur de 7 mm ; diamètre de 6 mm), situé à 5 cm de la sonde (figure 2.7b). Le passage de particules (telles que des microbulles d'air ou des particules fines) dans ce volume génère un décalage de fréquence par effet Doppler, où l'onde ré-émise par la particule à la fréquence f_r est ensuite reçue par la sonde ADV à une fréquence f_{r2}. La différence entre la fréquence émise f_t et reçue f_{r2} est proportionnelle à la vitesse des particules dans le volume de contrôle.

L'écoulement est donc ensemencé avec des particules de bentonite (minéral argileux non traité) ayant une granulométrie moyenne de 63 µm, suffisamment petites pour représenter le comportement des particules d'eau dans l'écoulement. Une reconstruction géométrique permet finalement d'évaluer les trois composantes de vitesse instantanée longitudinale u, transversale v et verticale w, respectivement le long des axes x, y et z, dans le repère de référence local (en bleu, figure 2.9c) d'une section transversale de rue (x, y, z). Enfin, le logiciel WinADV traite le signal brut de la sonde ADV, en incluant une étape de filtrage basée sur la méthode de suppression des pics de (NIKORA, GORING 2002).

Pour une position dans la section de rue, les trois vitesses moyennées en temps (U, V, et W), leurs fluctuations associées (u', v' et w'), ainsi que le terme $\rho\overline{u'v'}$ relatif aux contraintes de cisaillement transversal, sont calculés. La durée de mesure, à une fréquence d'échantillonage de 100 Hz, est estimée à partir d'un test de convergence temporelle, basé

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

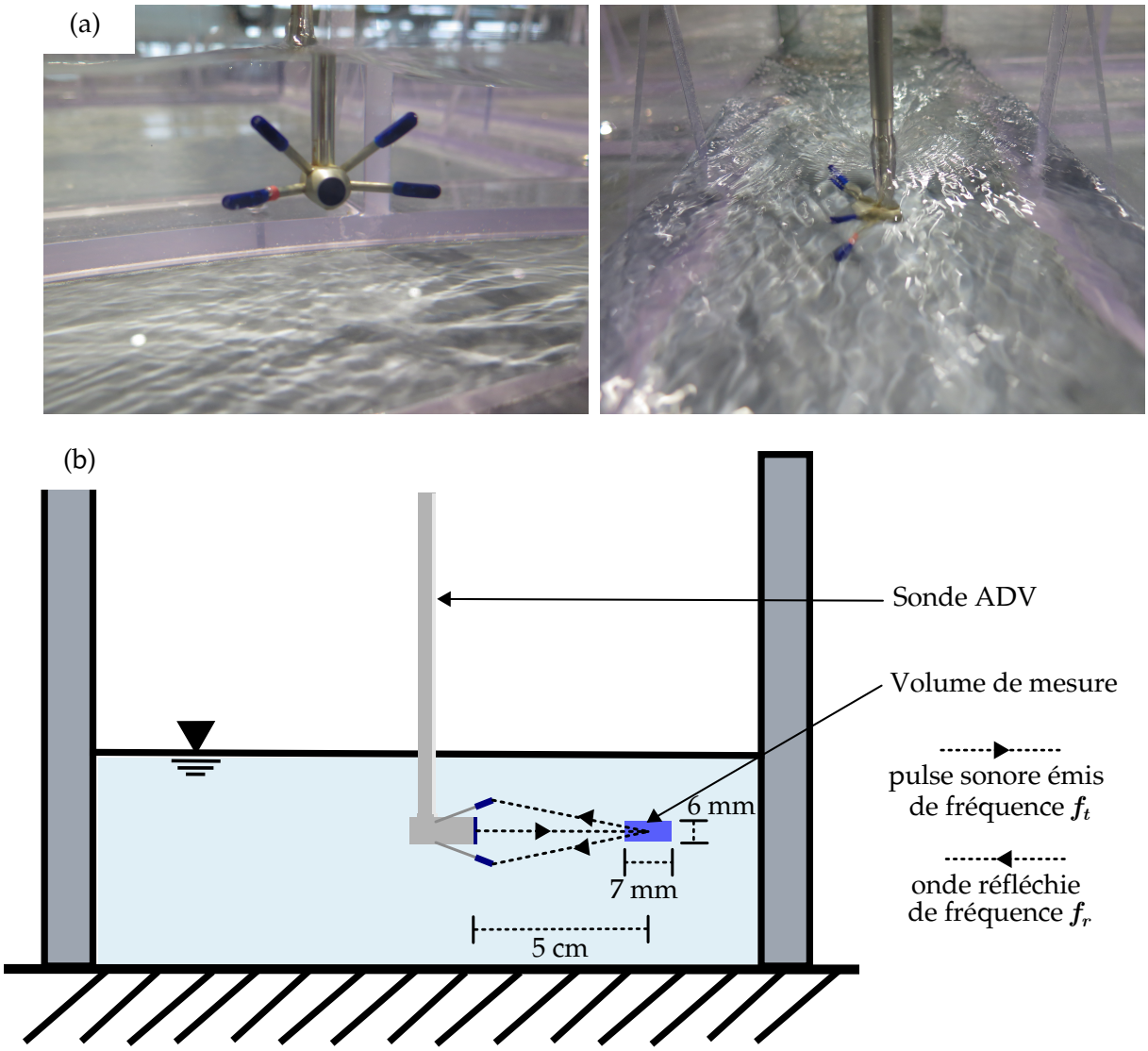


FIGURE 2.7 – (a) Photos montrant le vélocimètre acoustique Doppler (ADV) à visée latérale immergé dans l'écoulement en vue de face (gauche) et en vue de côté (droite). (b) Schéma représentant le principe de fonctionnement de la sonde ADV en vue de côté.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

sur dix mesures indépendantes effectuées à différents endroits dans le réseau de rues. Ainsi, l'équation 2.2 définit le pourcentage d'erreur relative, noté $\%Erreur(n(t))$, entre une composante de vitesse moyennée en temps sur chaque durée de mesure et celle moyennée en temps sur une durée de 800 s (convergence considérée comme établie) :

$$\%Erreur(n(t)) = \frac{\frac{1}{n(t)} \sum_{i=1}^{n(t)} u_i - \frac{1}{n(t=800)} \sum_{i=1}^{n(t=800)} u_i}{\frac{1}{n(t=800)} \sum_{i=1}^{n(t=800)} u_i} \times 100 \tag{2.2}$$

où u_i désigne la composante de vitesse instantanée selon l'axe i (u ou v ou w).

Le critère de convergence est défini de sorte que $\%Erreur \leq \pm 3\,\%$, correspondant à l'erreur standard des débits d'entrée mesurés (qui est de 3 %, section 2.1). La figure 2.8a montre que la convergence temporelle des mesures de la vitesse longitudinale moyennée en temps U est atteinte au bout de 100 s pour $\%Erreur \leq \pm 1.5\,\%$. En revanche, les figures 2.8b et 2.8c montrent qu'un temps de convergence de 300 s est nécessaire pour les mesures des vitesses transversale V et verticale W, moyennées en temps, pour respecter $\%Erreur \leq \pm 3\,\%$.

Finalement, pour atteindre un compromis optimal entre la durée et la précision des mesures, la durée de mesure des vitesses moyennées en temps, de leurs fluctuations, et des contraintes de cisaillement transversal à une position dans la colonne d'eau est fixée à 300 s. Les erreurs standards d'échantillonnage (basées sur vingt répétitions de mesures d'une durée de 300 s à la même position) sont respectivement de : 2.1 %, 4.2 % et 2.2 % pour U, V et W ; 2.6 %, 2.6 %, et 1.26 % pour u', v' et w' ; 4.1 % pour $\overline{u'v'}$.

La mesure de la distribution des vitesses dans une section transversale est réalisée en deux étapes. D'abord, la sonde ADV parcourt les positions de la demi-section gauche (figure 2.9a), puis, pour éviter une collision avec la paroi latérale de droite, la sonde est tournée de 180° pour parcourir les points de mesure de la demi-section droite (figure 2.9b). Au final, le maillage des points de mesure, illustré sur la figure 2.9c, comprend treize points le long de l'axe y (avec un pas d'espace de 1.3 cm) et neuf points le long de l'axe z (avec un pas d'espace de 0.7 cm), soit un total de $13 \times 9 = 117$ points par section. Près des parois, la sonde ADV mesure au mieux à une distance de 0.8 cm du fond et de 0.3 cm des parois latérales. La zone de mesure totale couvre alors environ 80 % de la section mouillée avec $z/h \in [0.12\,;\,0.95]$ et $y/b \in [0.02\,;\,0.98]$.

Deux corrections angulaires sont nécessaires pour chaque demi-section mesurée en

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

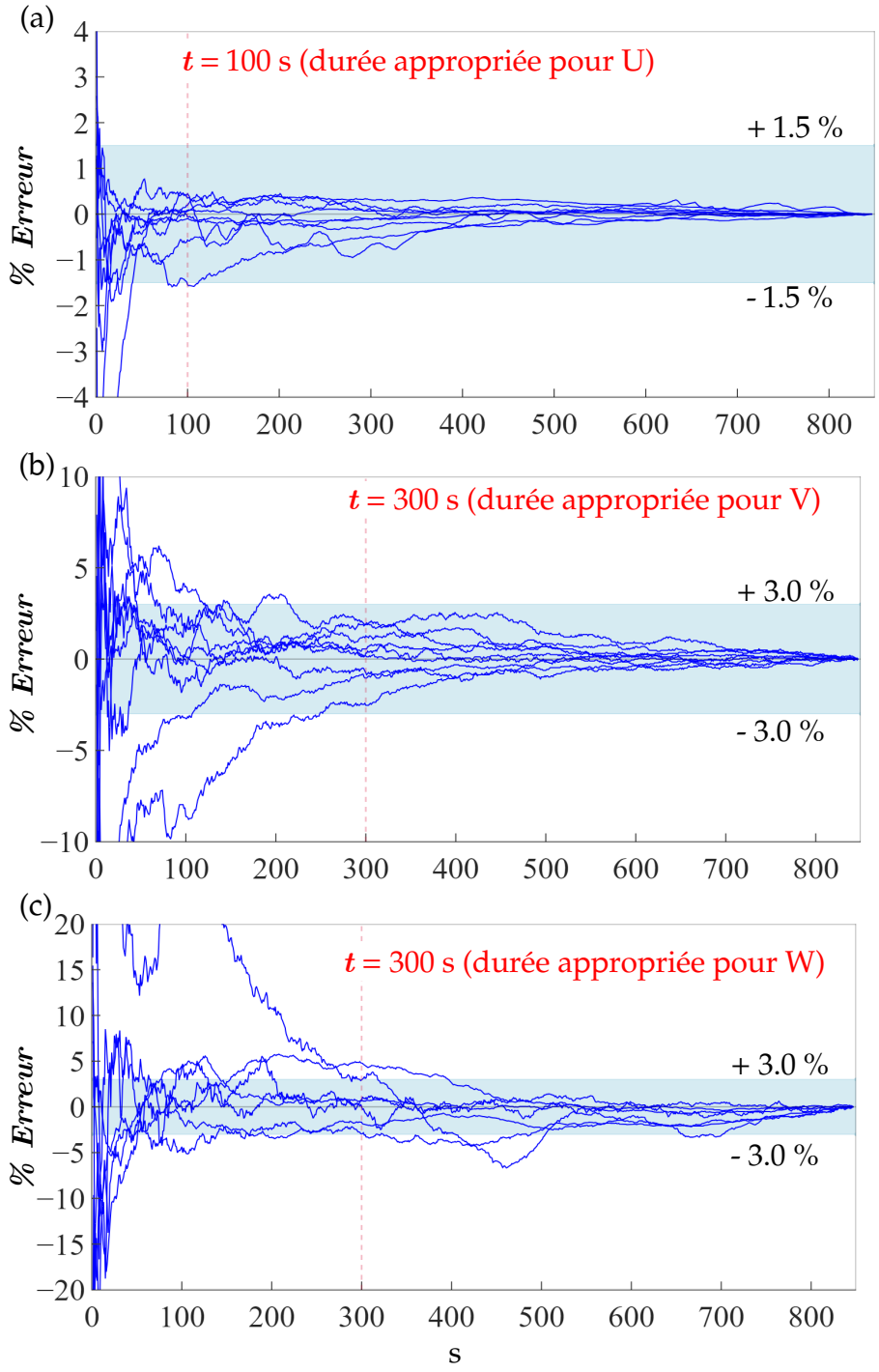


FIGURE 2.8 – Convergence temporelle des mesures de vitesses (a) longitudinale, (b) transversale et (c) verticale à dix emplacements différents dans les rues. La convergence est atteinte lorsque $\%Erreur \leq \pm 3\,\%$. La zone bleutée délimite $\pm 1.5\,\%$ pour (a) ou $\pm 3\,\%$ pour (b) et (c).

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

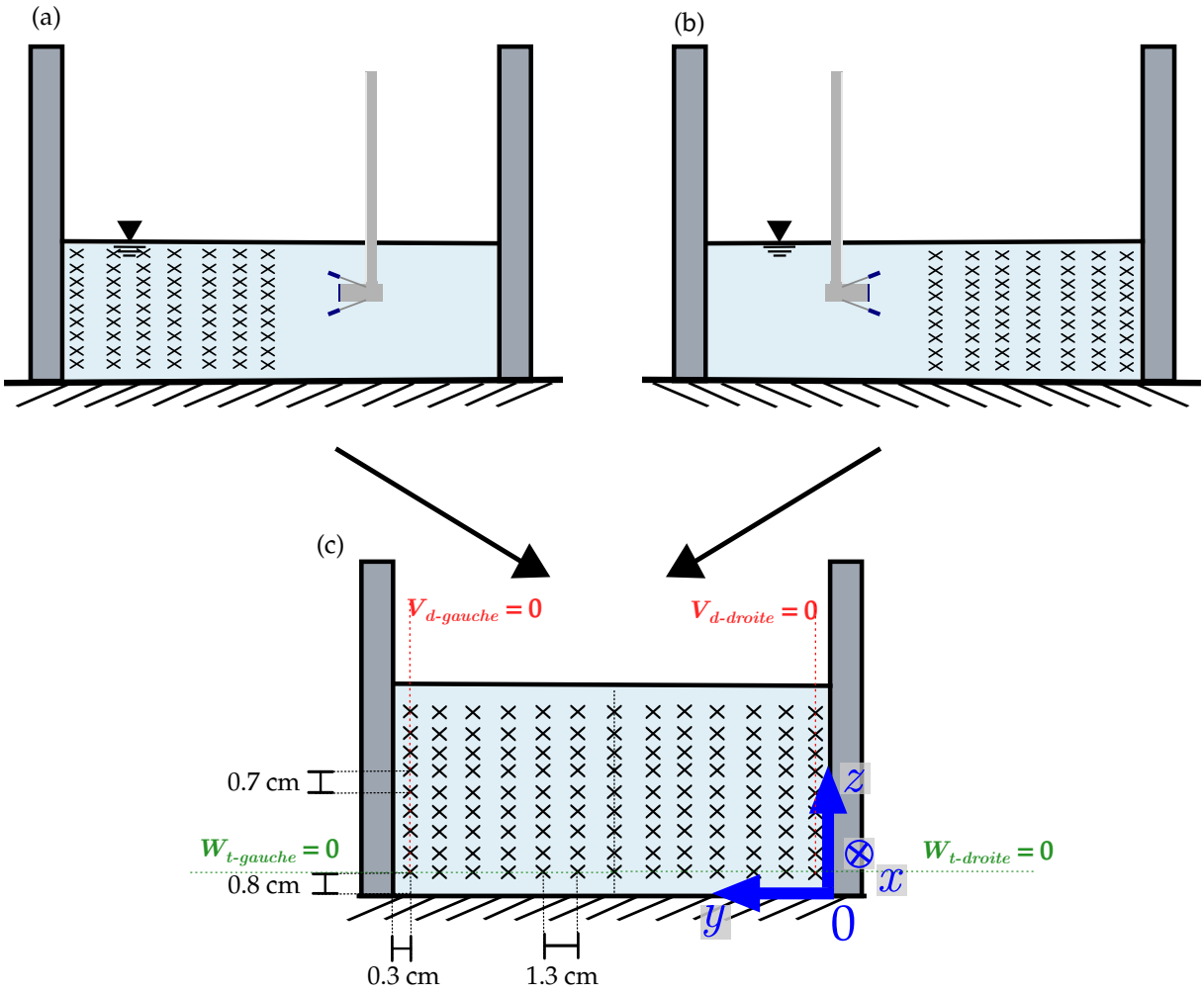


FIGURE 2.9 – Schéma présentant les mesures de vitesse avec la sonde ADV dans (a) la partie gauche et (b) la partie droite de la section transversale. (c) Représentation des coordonnées des positions (croix noires) des mesures locales de vitesse dans l'ensemble de la section transversale. $V_{d-gauche}$ et $V_{d-droite}$ (supposées nulles) sont les vitesses transversales moyennées en temps et sur la hauteur d'eau la plus à gauche et la plus à droite, respectivement. $W_{t-gauche}$ et $W_{t-droite}$ (supposées nulles) sont les vitesses verticales moyennées en temps et sur l'axe transversal au niveau du fond. Les coordonnées (x, y, z) sont associées au repère de référence local de la section transversale de rue (en bleu).

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

raison d'une possible erreur d'orientation de la sonde ADV par rapport au repère local (x,y,z), pouvant entraîner une erreur de plus de 100 % pour les vitesses moyennées en temps des composantes transversale V et verticale W (Peltier et al. 2013). Pour effectuer ces corrections, une première condition de non-pénétration du fluide dans les parois latérales est appliquée (figure 2.9c), stipulant que $\int_{z=0}^{z=h} V(z)dz = V_{d-gauche} = V_{d-droite} = 0$ (vitesses transversales moyennées sur les colonnes d'eau situées à 3 mm des parois latérales gauche et droite, respectivement), ainsi qu'une condition de non-pénétration du fluide dans le fond (figure 2.9c), telle que $\int_{y=0}^{y=b/2} W(y)dy = W_{t-gauche} = W_{t-droite} = 0$ (vitesses verticales moyennées sur l'axe transversal situé à 8 mm du fond dans les demi-sections gauche et droite, respectivement). Les angles entre le plan horizontal de la sonde ADV et celui du repère local, notés $\theta_{z-gauche}$ (figure 2.10a) et $\theta_{z-droite}$ pour les demi-sections gauche et droite, respectivement, sont calculés à partir des équations 2.3 et 2.4. De manière analogue, les angles dans le plan vertical (figure 2.10b), $\theta_{y-gauche}$ et $\theta_{y-droite}$, sont calculés avec les équations 2.5 et 2.6, respectivement.

$$V_{d-gauche} = V \times cos(\theta_{z-gauche}) + U \times sin(\theta_{z-gauche}) = 0 \tag{2.3}$$

$$V_{d-droite} = V \times cos(\theta_{z-droite}) + U \times sin(\theta_{z-droite}) = 0 \tag{2.4}$$

$$W_{t-gauche} = W \times cos(\theta_{y-gauche}) + U \times sin(\theta_{y-gauche}) = 0 \tag{2.5}$$

$$W_{t-droite} = W \times cos(\theta_{y-droite}) + U \times sin(\theta_{y-droite}) = 0 \tag{2.6}$$

Une fois les angles calculés, les corrections angulaires sont appliquées aux trois vitesses moyennées en temps avec les équations 2.7 à 2.9, aux fluctuations associées avec les équations 2.10 à 2.12, et enfin aux contraintes de cisaillement transversal avec l'équation 2.13 (Peltier et al. 2013) :

$$U_{co} = U \times cos(\theta_z) - V \times sin(\theta_z) \tag{2.7}$$

$$V_{co} = V \times cos(\theta_z) + U \times sin(\theta_z) \tag{2.8}$$

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

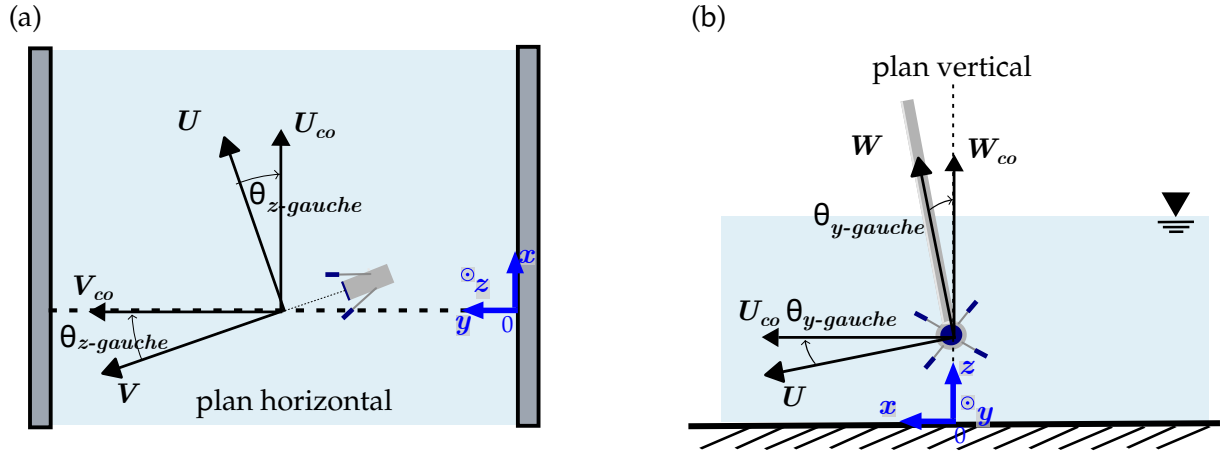


FIGURE 2.10 – Dans le cas d'une mesure de vitesse dans la partie gauche de la section transversale, le schéma représente le désalignement du repère de la sonde ADV par rapport au repère local (x, y, z) avec une vue dans (a) le plan horizontal et dans (b) le plan vertical. Le décalage angulaire est ici exagéré car les angles n'excèdent jamais 2°.

$$W_{co} = W \times cos(\theta_y) + U \times sin(\theta_y) \tag{2.9}$$

$$\overline{u'^2_{co}} = \overline{u'^2} \times cos^2(\theta_z) + \overline{v'^2} \times sin^2(\theta_z) - \overline{u'v'} \times sin(2\theta_z) \tag{2.10}$$

$$\overline{v'^2_{co}} = \overline{v'^2} \times cos^2(\theta_z) + \overline{u'^2} \times sin^2(\theta_z) + \overline{u'v'} \times sin(2\theta_z) \tag{2.11}$$

$$\overline{w'^2_{co}} = \overline{w'^2} \times cos^2(\theta_y) + \overline{u'^2} \times sin^2(\theta_y) + \overline{u'w'} \times sin(2\theta_y) \tag{2.12}$$

$$\overline{u'v'_{co}} = \frac{sin(2\theta_z)}{2} \times (\overline{u'^2} - \overline{v'^2}) + \overline{u'v'} \times cos(2\theta_z) \tag{2.13}$$

où les angles θ_z et θ_y prennent respectivement les valeurs $\theta_{z-gauche}$, $\theta_{y-gauche}$ ou $\theta_{z-droite}$, $\theta_{y-droite}$ en fonction de la demi-section gauche ou droite, respectivement. Le terme "co" indique que les grandeurs hydrodynamiques mentionnées ci-dessus sont corrigées en fonction de l'angle. Toutefois, afin d'alléger les notations pour la suite de la thèse, les vitesses moyennées en temps U, V, W, les fluctuations associées u', v' et w' et les contraintes de cisaillement transversal $\rho\overline{u'v'}$ sont toutes corrigées en angle.

Les vitesses mesurées aux positions verticales situées à $y/b = 0.5$ (i.e. au milieu de la section transversale) se chevauchent à la fois sur les demi-sections gauche et droite, et sont donc simplement moyennées entre elles.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

2.3.2.2 Mesure de champ de vitesses de surface

Les composantes de vitesse de surface moyennées en temps, notées $U_s(X,Y)$ et $V_s(X,Y)$, selon les directions longitudinale et transversale, respectivement, dans le repère global (X,Y,Z), sont mesurées au niveau des quatre intersections de la configuration expérimentale explorée (figure 2.4c). Pour cela, la technique de mesure de vitesse par LSPIV ("Large Scale Particle Image Velocimetry") est utilisée. Cette technique est non-intrusive et facile à mettre en place.

La mesure de vitesse à chaque intersection nécessite l'utilisation d'une caméra (Panasonic, HC-V770), fixée à 1.40 m au-dessus d'une intersection (figure 2.11a). La zone d'étude, d'extension spatiale de 0.55 m × 0.55 m, est capturée avec une résolution de 1920 px × 1080 px, à une fréquence d'échantillonnage de 25 images par seconde. Deux lampes LED équipées de diffuseurs de lumière assurent un éclairage quasi-homogène de la zone d'étude, tandis que la lumière naturelle est supprimée pour éviter toute réflexion sur la surface de l'eau. La surface de l'écoulement est ensemencé en amont avec des traceurs flottants, lâchés à la main (figure 2.11b), constitués de copeaux de bois d'un diamètre compris entre 2 mm et 4 mm.

A posteriori, une méthode de filtrage des images, proposée par Bodart et al. (2023), est appliquée sur les images brutes obtenues par la caméra afin de faire ressortir uniquement les traceurs à la surface de l'écoulement (figure 2.11c). Par la suite, l'orthorectification des images filtrées est effectuée avec le logiciel Fudaa-LSPIV, co-développé par EDF/INRAE (Le Coz et al. 2014), pour convertir les coordonnées de l'image dans le repère global (X, Y, Z), avec une résolution de 0.6 mm/px. Pour déterminer à chaque instant le déplacement le plus probable des traceurs visibles en surface, Fudaa-LSPIV utilise un algorithme d'appariement de blocs, illustré sur la figure 2.12. Cette approche statistique, basée sur la corrélation croisée, recherche la position la plus probable d'un bloc de taille définie (noté ici "bloc S" et souvent appelé "aire d'interrogation") dans une zone de recherche sur l'image suivante (image 2, figure 2.12a). L'algorithme quantifie la similarité des intensités de pixels observées entre le bloc S sur l'image 1 et le bloc correspondant sur l'image 2 (e.g. les blocs N1 et N2 sur la figure 2.12b). La position du bloc la plus similaire au Bloc S sur l'image suivante (ici bloc N2) permet d'estimer le déplacement (figure 2.12c), et ainsi les vitesses locales instantanées longitudinale (u_s) et transversale (v_s) dans le plan horizontal.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

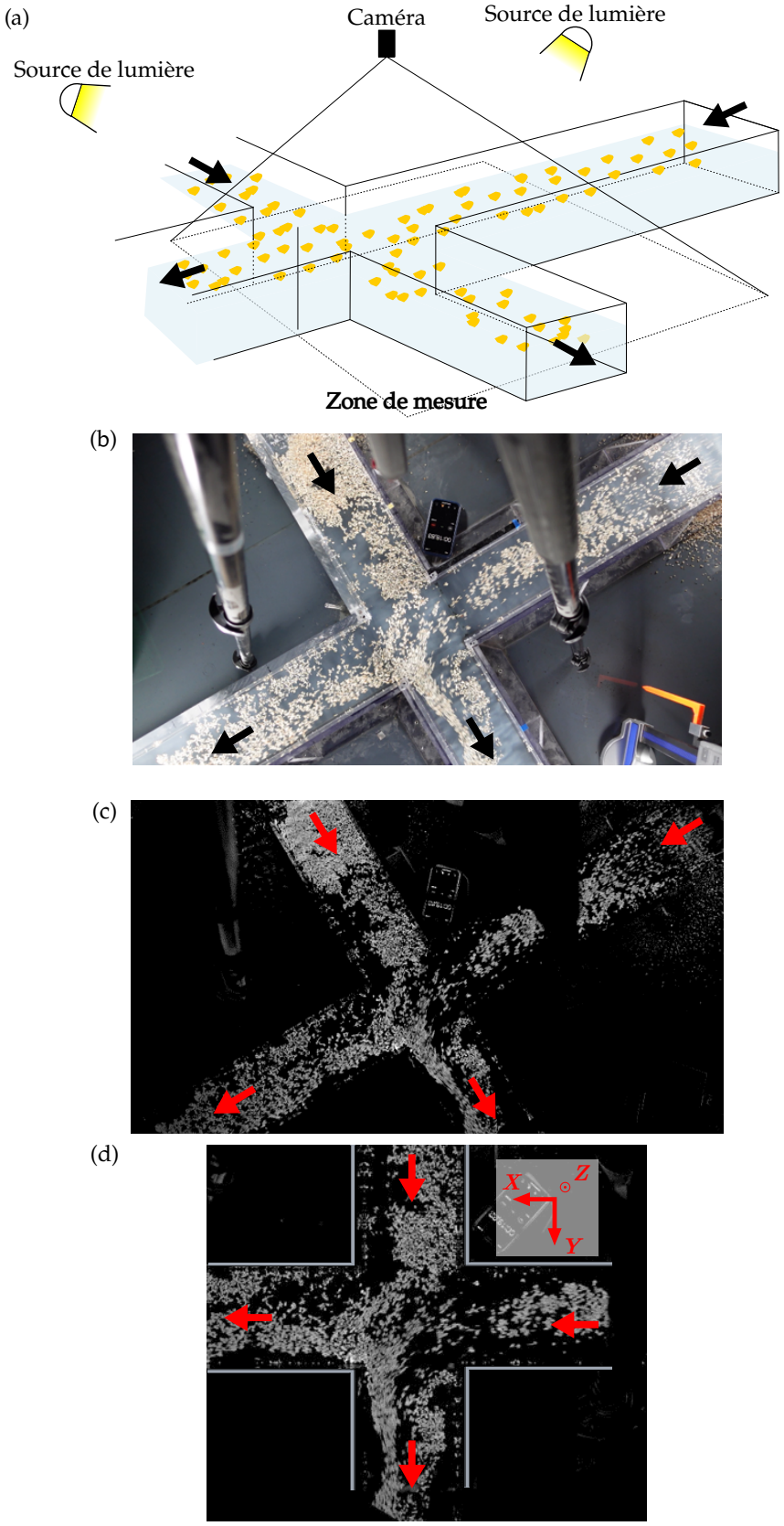


FIGURE 2.11 – (a) Schéma représentant le protocole pour la réalisation de la technique LSPIV dans une intersection de type carrefour. (b) Photo montrant la vue de dessus d'un carrefour avec l'ajout de traceurs flottants. (c) Image modifiée à partir de la photo (b) avec suppression du fond. (d) Image orthorectifiée de l'image (c), utilisée pour la mesure de mouvement des traceurs.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

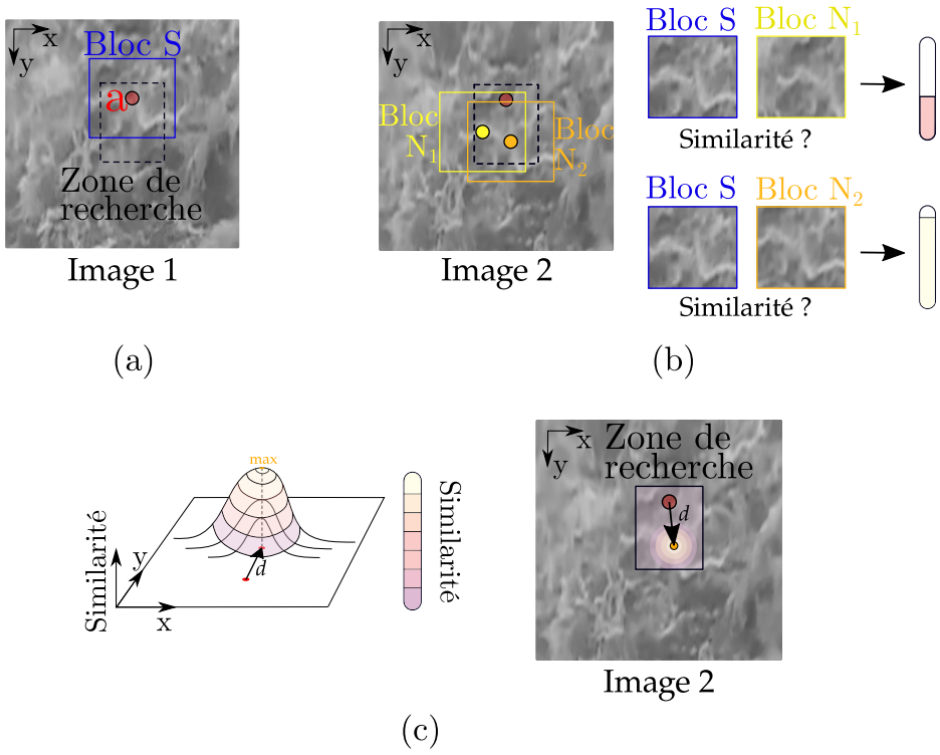


FIGURE 2.12 – D'après Bodart (2023) : (a) définition de la taille de l'aire d'interrogation (Bloc S) et de l'aire de recherche (bloc en pointillé) sur l'image 1 et 2 ; (b) comparaison des blocs N_1 et N_2 contenus dans l'aire de recherche ; (c) schéma illustrant la distribution de similarité entre le bloc S et les deux autres blocs (à gauche) afin d'identifier le bloc le plus similaire au bloc S.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

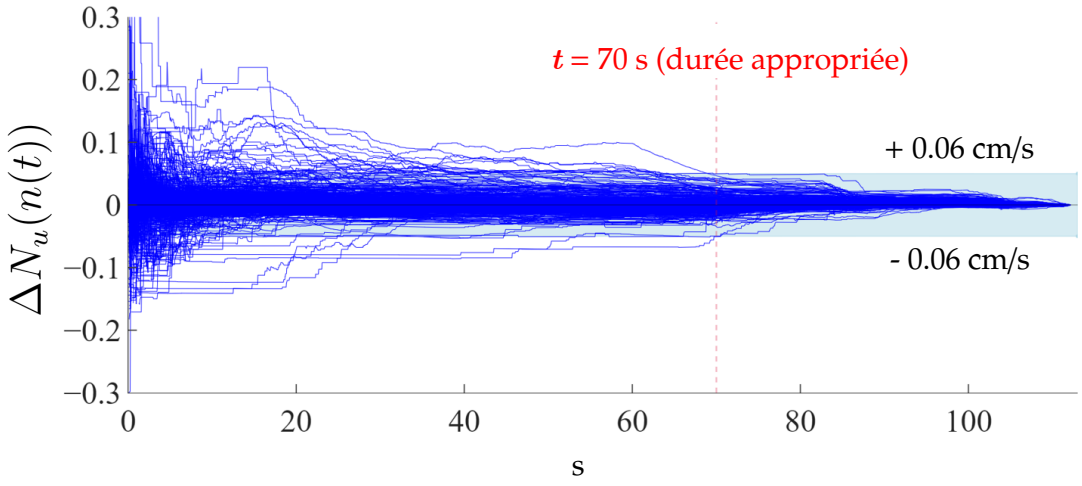


FIGURE 2.13 – Convergence temporelle des normes des vitesses longitudinales et transversales à 140 emplacements dans le carrefour c_1. La convergence est atteinte lorsque $\Delta N_u(n(t)) \leq \pm 0.06\,\text{cm/s}$ (zone bleutée).

La durée de mesure des vitesses de surface moyennées en temps aux intersections est fixée à 70 s (figure 2.13), estimée à partir d'un test de convergence temporelle basé sur 140 points de mesures répartis dans le carrefour c_1 (figure 2.11b). La différence $\Delta N_u(n(t))$ entre la norme de la vitesse u_{si}, moyennée en temps sur chaque durée de mesure et celle moyennée en temps sur une durée totale de 120 s (convergence considérée comme établie), est exprimée par l'équation 2.14 :

$$\Delta N_u(n(t)) = \frac{1}{n(t)} \sum_{i=1}^{n(t)} u_{si} - \frac{1}{n(t=120)} \sum_{i=1}^{n(t=120)} u_{si} \tag{2.14}$$

Le critère de convergence est défini de sorte que $\Delta N_u(n(t)) \leq \pm 0.06\,\text{cm/s}$ (inférieur à un déplacement de 0.6 mm, qui correspond à la résolution de l'image orthorectifiée). A noter que la durée totale de 120 s semble un peu limitée, car les évolutions de $\Delta N_u(n(t))$ paraissent tout juste converger au bout de 120 s (figure 2.13). Une durée totale plus longue aurait été nécessaire.

Pour valider la technique de mesure par LSPIV, une comparaison (figure 2.14) est effectuée entre les profils transversaux des vitesses longitudinales moyennées en temps obtenus par la sonde ADV (en rouge pour les vitesses moyennées sur la hauteur d'eau et en noir pour celles mesurées à l'altitude $z/h = 0.98$) et par LSPIV (en jaune), à travers deux sections de rue (S_1 et S_4, qui seront présentées ultérieurement dans le chapitre 3). L'erreur relative entre le profil de vitesse par la sonde ADV à l'altitude $z/h = 0.98$ et celui obtenu par LSPIV est maximale (supérieure à 70 %) près des parois latérales, qui

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

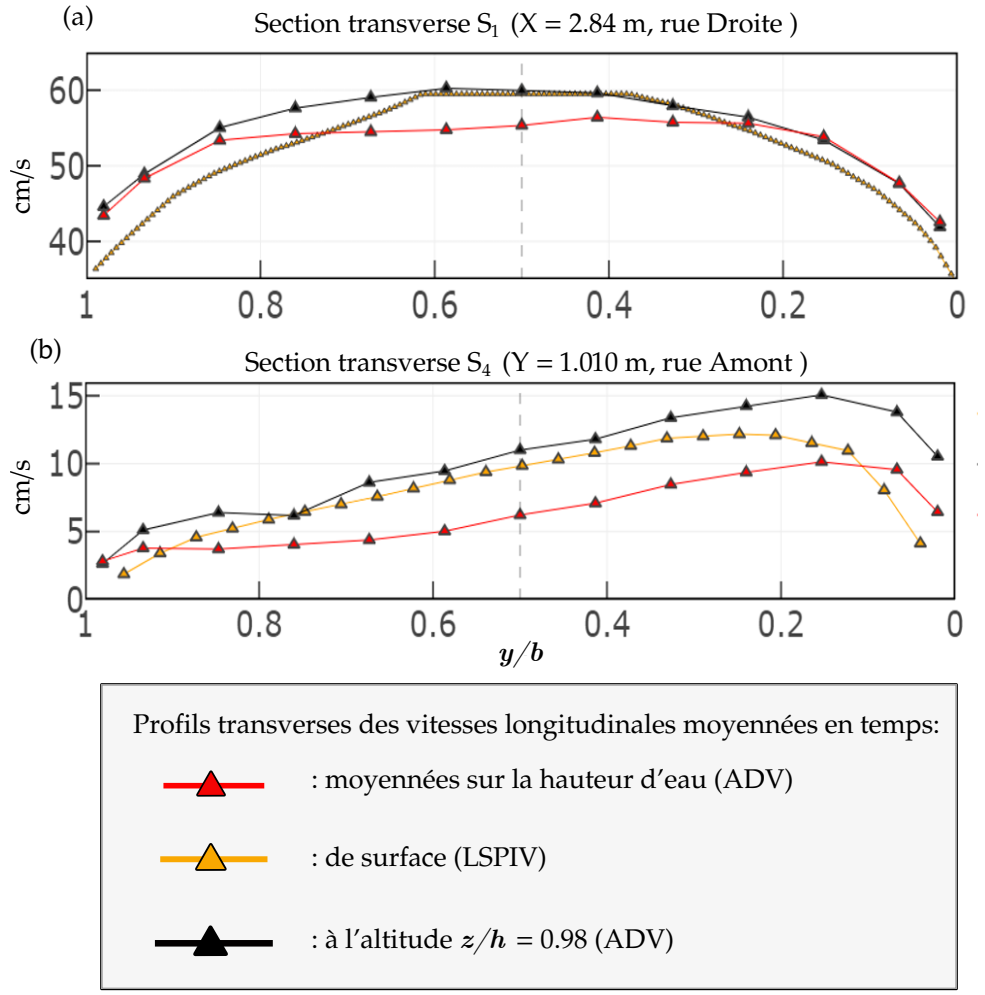


FIGURE 2.14 – Comparaison des trois profils transversaux de vitesse longitudinale moyennée en temps dans deux sections de rues : (a) section S_1 dans la rue Droite ; (b) section S_4 dans la rue Amont. Ces sections transversales sont présentées dans la partie 3.1 du chapitre 3. Les profils rouge et noire correspondent aux mesures obtenues par la sonde ADV, tandis que les profils jaunes proviennent de la technique LSPIV.

retiennent les traceurs en raison de la tension superficielle, entraînant une sous-estimation des vitesses près des parois. En revanche, l'erreur relative moyenne sur l'ensemble de la section entre les vitesses proches surface libre et celles obtenues par LSPIV est inférieure à 4.5 % pour S_1 (caractérisée par de fortes vitesses) et inférieure 17.4 % pour S_4 (caractérisée par de faibles vitesses). En excluant l'effet des parois, cette erreur relative diminue à 3 %, validant ainsi la technique de mesure par LSPIV hors parois.

2.3.3 Estimation des débits d'eau dans les rues

Le débit d'eau à travers une section de rue est calculé en intégrant la distribution des vitesses longitudinales moyennées en temps $U(y, z)$ (exemple illustré sur la figure 2.22a en section 2.4.4.2) sur l'ensemble de la section de rue S_i :

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

$$Q_{S_i} = \int_{y=0}^{y=b} \int_{z=0}^{z=h} U(y,z)\, dz\, dy \tag{2.15}$$

Toutefois, au vu de l'aire de mesure, qui ne représente que 80 % de la section mouillée (voir section 2.3.2.1), les vitesses $U(y,z)$ doivent être extrapolées près de la surface libre, des parois latérales et du fond. Pour ce faire, une première extrapolation par une fonction constante est appliquée de la ligne de mesure la plus élevée jusqu'à la surface libre (figure 2.15a). Deuxièmement, pour les zones aveugles proches des parois latérales et du fond, la norme ISO 748 et Le Coz et al. (2012) recommandent d'extrapoler les vitesses $U(y,z)$ en suivant une loi de puissance d'exposant $1/m$ (figures 2.15a et 2.15b). Cette méthode prend en compte la condition d'adhérence dans la couche limite turbulente rugueuse, au niveau des parois, avec $m = 10$. Cette loi est formulée comme suit :

$$U(z) = U_a \times \frac{z}{a}^{(1/m)} \tag{2.16}$$

où le terme a est la positon de mesure la plus proche du fond (ou des parois) avec U_a la vitesse longitudinale moyennée en temps mesurée à l'altitude $z/a = 0.12$. De manière analogue, l'équation 2.16 s'applique aux vitesses longitudinales près des parois latérales avec $U(y) = U_a \times \frac{y}{a}^{(1/m)}$, où U_a est cette fois-ci la vitesse mesurée la plus proche de l'une des deux parois latérales, aux positions $y/a = 0.02$ ou $y/a = 0.98$.

La validation de cette méthode d'estimation des débits d'eau dans les rues est réalisée dans la configuration de rue (droite) isolée, décrite en section 2.2.2. Les vitesses $U(y,z)$ mesurées dans la section transversale S_0 (figure 2.22a présentée en section 2.4.4.2) permettent de calculer le débit d'eau Q_{S_0} à l'aide de l'équation 2.15. Le calcul montre que $Q_{S_0} = 101\,\%$ du débit d'entrée (mesuré par un débitmètre électromagnétique), confirmant ainsi la haute précision de cette méthode d'estimation du débit d'eau à travers une section de rue.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

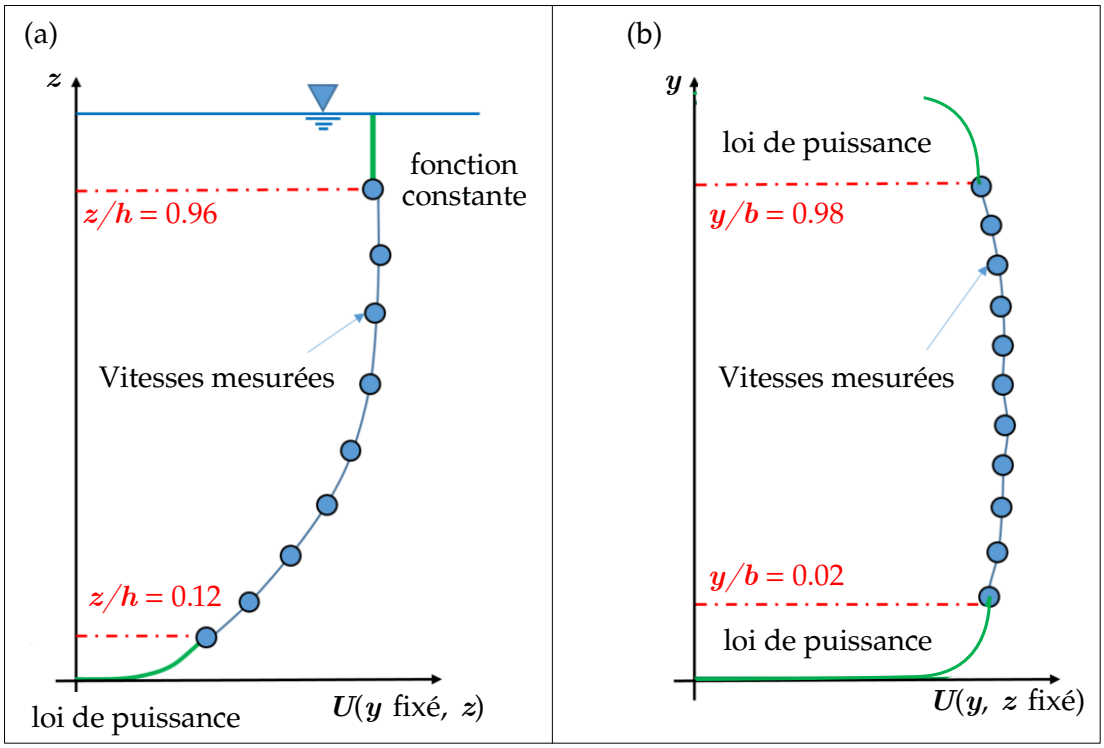


FIGURE 2.15 – (a) Schéma montrant la méthode d'extrapolation sur les profils (a) verticaux et (b) transversaux des vitesses longitudinales moyennées en temps.

2.4 Rejet de polluant et technique de mesure de concentration

2.4.1 Choix des méthodes pour le rejet et la mesure de concentration

Dans la cette thèse, nous avons souhaité obtenir : des champs de concentrations moyennées en temps à travers des sections de rues et les débits massiques associés pour un rejet continu de polluants ; des débits massiques en sortie de rue ; et des champs 2D de concentrations instantanées dans le plan horizontal à l'intérieur d'un îlot urbain poreux, en faisant varier la durée de rejet de polluant localisé dans une rue adjacente à l'îlot.

Pour rappel, le chapitre 1 a présenté différentes sources de pollutions : celles issues des écoulements en ville inondée, telles que les fuites de carburant provenant de véhicules endommagés, les rejets locaux d'hydrocarbures provenant de cuves emportées par l'écoulement, ainsi que les remontées d'eaux usées dues aux débordements d'égouts ; celles mobilisées par des écoulements en amont des villes, comme les eaux chargées en hydro-

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

carbures et/ou en résidus miniers. Au vu de cette diversité, nous choisissons de simuler les polluants en un traceur isodence et miscible, provenant d'un rejet ponctuel injectant le traceur de manière uniforme sur la hauteur d'eau, ou provenant d'un rejet dont la concentration est distribuée de manière parfaitement homogène dans une section en entrée du réseau de rues.

2.4.2 Caractéristiques du rejet

Notons dès à présent que, pour tout type de rejet, une durée minimale de cinq minutes est requise pour stabiliser l'écoulement d'eau avant d'injecter le polluant. Ensuite, différentes configurations de rejet sont possibles.

Les sous-sections suivantes détaillent donc les différents choix : le rejet localisé dans les rues et homogène verticalement (section 2.4.2.1) ; le rejet parfaitement homogène dans une section de rue entrante, représentant un rejet infiniment loin à l'amont des rues d'entrée (section 2.4.2.2) ; un rejet dont la durée est supérieure à celle de l'inondation (section 2.4.2.3) ; un rejet de durée limitée (section 2.4.2.3). Le choix des solutions pour simuler le traceur est discuté en section 2.4.2.4. Enfin, les techniques de mesure par conductimétrie (section 2.4.3) et par colorimétrie (section 2.4.5) sont présentées.

2.4.2.1 Rejet localisé dans les rues et homogène verticalement

La source ponctuelle de polluant, positionnée aux coordonnées (X,Y), est simulée par un rejet local dans une rue (figure 2.16a), distribuant une pollution de manière uniforme sur la hauteur d'eau (figure 2.16c). Le système de rejet, conçu à l'aide d'une imprimante 3D (figure 2.16b), consiste en un tube vertical étroit percé de trous le long de sa face aval, couvrant toute la colonne d'eau (figure 2.16c) et profilé afin de minimiser la perturbation de l'écoulement.

Pour quantifier la perturbation de l'écoulement par la sonde, des mesures préliminaires ont été menées dans la rue (droite) isolée (décrite en section 2.2.2). Pour cela, les mesures le long de la colonne d'eau des vitesses longitudinales moyennées en temps U et des fluctuations de vitesse u', v' et w' sont réalisées à 1.0 m et 3.5 m en aval du rejet, et dans l'alignement de la sonde. Les écarts relatifs des vitesses U moyennées sur la hauteur d'eau entre les configurations avec et sans sonde sont de 3.5 % et 1.1 % pour les positions longitudinales à 1.0 m et à 3.5 m, respectivement. De plus, la turbulence est peu impactée par la sonde de rejet, car $u'/U \approx 8\%$ ou $\sqrt{u'^2 + v'^2 + w'^2}/U \approx 15\%$ pour les deux positions

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

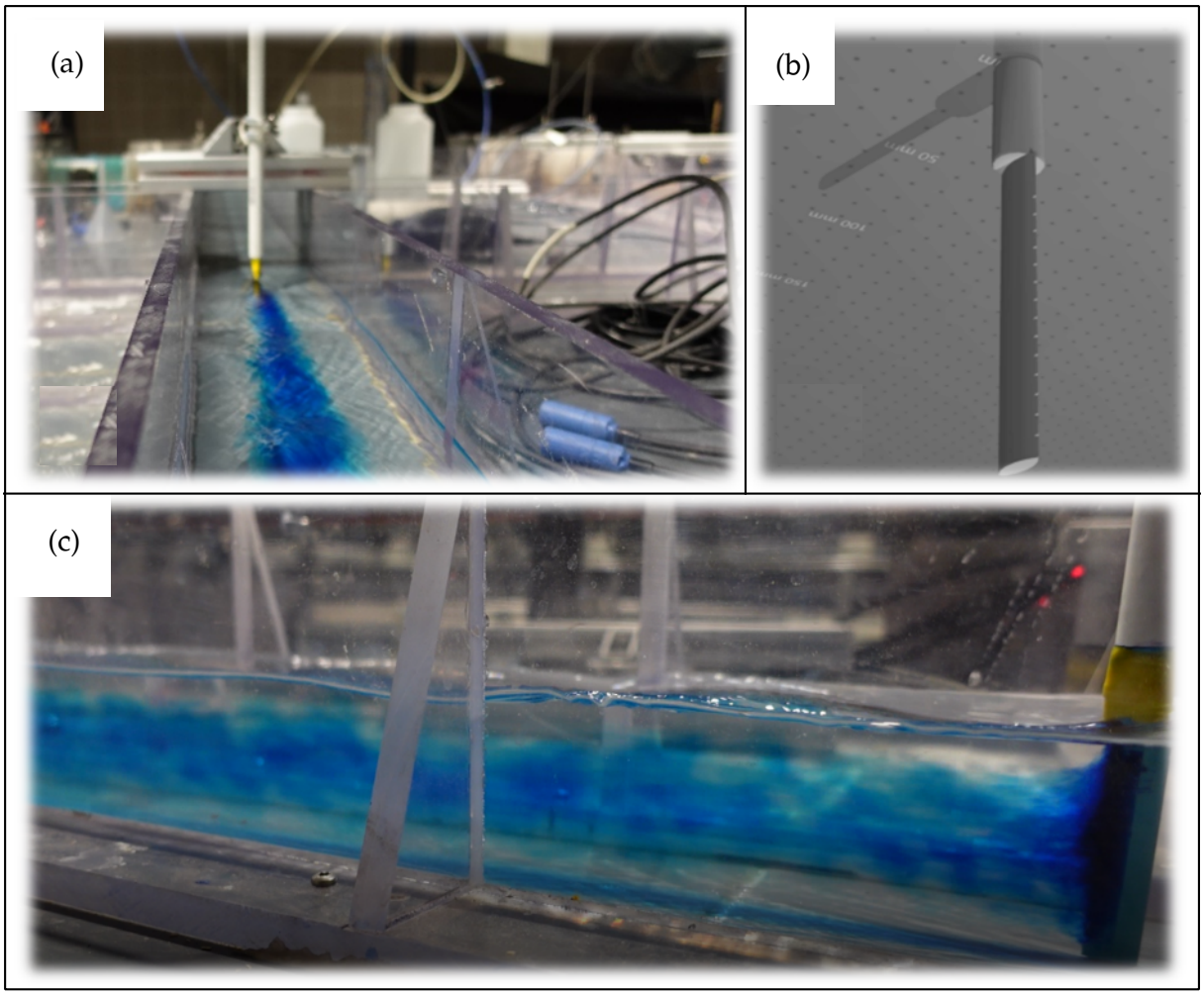


FIGURE 2.16 – (a) Vue de face du rejet de pollution, simulé ici par du colorant bleu sortant de la sonde de rejet profilée. (b) Pièce 3D représentant la sonde de rejet. (c) Vue de coté de la sonde de rejet délivrant du colorant bleu de manière uniforme sur la hauteur d'eau.

longitudinales de la rue (droite) isolée, que la sonde de rejet soit présente ou non.

2.4.2.2 Rejet parfaitement homogène

Une source de polluant située infiniment loin en amont de la zone d'étude peut être simulée par un rejet parfaitement homogène dans la section d'entrée d'une rue. Pour cela, le système de rejet est positionné dans le tuyau en amont de la cuve d'alimentation d'une rue entrante (figure 2.17b), à une distance équivalente à dix fois le diamètre hydraulique de la conduite d'alimentation. Un mélange efficace du traceur rejeté se produit à la fois dans la conduite et dans la cuve amont.

Pour valider cette condition de parfaite homogénéité en entrée de rue, la distribution de concentration à travers la section de rue S_0 à $X = 2.84\,\mathrm{m}$ est évaluée dans la rue (droite)

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

isolée (décrite en section 2.2.2). La figure 2.17c présente la distribution des concentrations moyennées en temps, normalisées par C_{mean}, qui est la concentration moyennée en temps et en espace dans cette même section S_0 (telle que $C_{mean} = \frac{1}{N}\sum_{j=1}^{j=N} C_j$, où C_j est la concentration moyennée en temps à la position j). Cette distribution révèle une répartition quasi homogène des concentrations autour de C_{mean}, avec un écart-type spatial de $\pm 3\,\%$ de C_{mean}, validant ainsi la condition de quasi-homogénéité.

2.4.2.3 Rejet de très longue durée ou de durée limitée

Une source injectant une polluant pendant une très longue durée par rapport à celle de l'inondation dans l'écoulement est simulée par un rejet continu de traceur. Pour cela, la pompe péristaltique, illustrée sur les figures 2.17a et 2.17b, génère un débit de rejet constant, noté Q_{rejet}. Les mesures de concentration dans le cas d'un rejet de très longue durée débutent après un délai d'au moins cinq minutes après la mise en route de la pompe péristaltique, afin de s'assurer que la concentration locale ne varie plus au cours du temps.

A l'inverse, une source injectant de la pollution pendant une durée limitée est simulée grâce à un système de réservoir à charge constante, situé au-dessus de la plateforme (figure 2.18), où est stocké la solution de traceur. Un trop-plein permet de maintenir cette charge constante dans le réservoir. Le débit de rejet Q_{rejet} est fixé à $35.5\,\mathrm{l/h}$ à l'aide de la vanne 1 (figure 2.18), qui, une fois ajustée, n'est plus manipulée au cours des expériences. Enfin, les durées de rejet, notées t_{rejet}, peuvent être ajustées à l'aide de la vanne 2 (figure 2.18).

2.4.2.4 Choix du type de traceur

Le choix de la solution de traceur pour simuler la pollution isodence dissoute dans l'écoulement dépend des technologies de mesure disponibles au laboratoire. Dans cette thèse, nous avons utilisé deux techniques différentes :

— une méthode de conductimétrie (présentée en section 2.4.3), utilisant un mélange de bicarbonate de sodium alimentaire (conforme à la norme EN898), d'eau et d'alcool (éthanol 96°UN1170). L'alcool ajouté constitue $10\,\%$ du volume du mélange et permet de maintenir la densité de la solution du mélange proche de celle de l'eau ($d \approx 1.0$), ce qui a été vérifié avec un densimètre (DMA 35 avec une précision de $0.001\,\mathrm{g/cm^3}$). La concentration de bicarbonate est fixée à $C_{rejet} = 60\,\mathrm{g/l}$.

— une méthode de colorimétrie (présentée en section 2.4.5), qui utilise un mélange d'eau et de colorant alimentaire rouge biodégradable (de la marque DETECT +

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

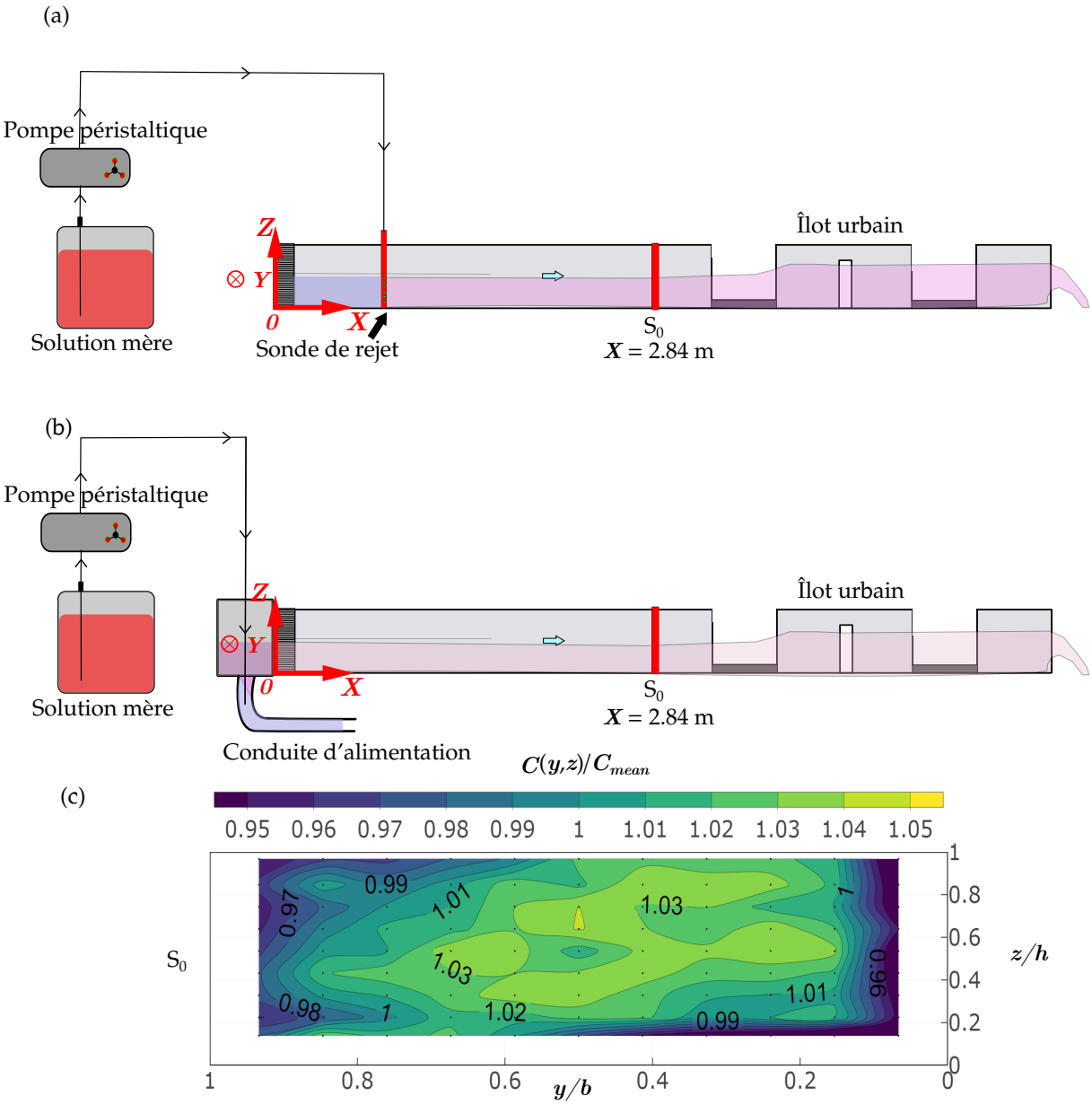


FIGURE 2.17 – (a) Vue latérale du dispositif expérimental fournissant une pollution dans l'écoulement pour le cas (a) d'un rejet horizontalement localisé et verticalement homogène ou pour le cas (b) d'un rejet parfaitement homogène dans la section de rue entrante. Le terme D_h désigne le diamètre hydraulique de la conduite d'alimentation. (c) Distribution de concentrations moyennées en temps et normalisées par C_{mean} dans la section transversale S_0 pour le cas d'un rejet parfaitement homogène.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

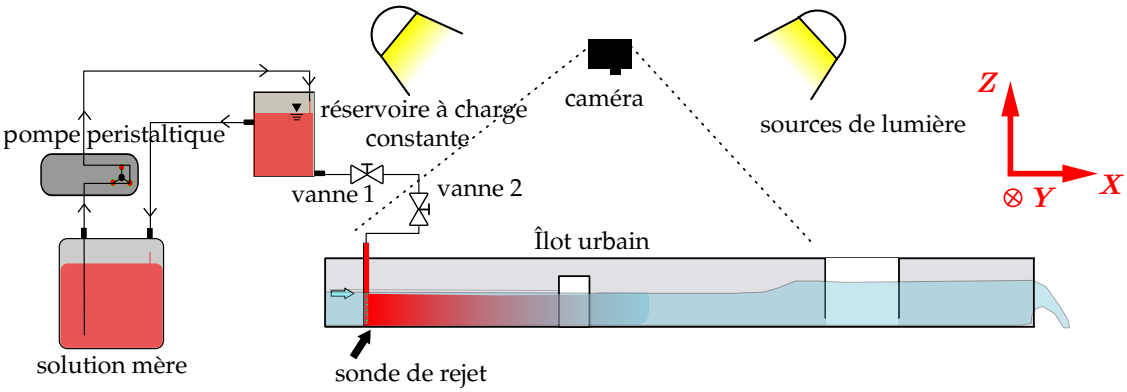


FIGURE 2.18 – Vue latérale du dispositif expérimental permettant un rejet de durée limitée avec un débit constant $Q_{rejet} = 35.5\,\mathrm{l/h}$, fixé par la vanne 1, et une durée t_{rejet} ajustée par la vanne 2. Les sources de lumière et la caméra sont utilisées pour la technique de mesure par colorimétrie (section 2.4.5)

ALIM), isodense. La concentration du colorant est $C_{rejet} = 0.625\,\mathrm{g/l}$.

2.4.3 Mesure locale de concentration par conductimétrie

2.4.3.1 Calibration entre conductivité et concentration

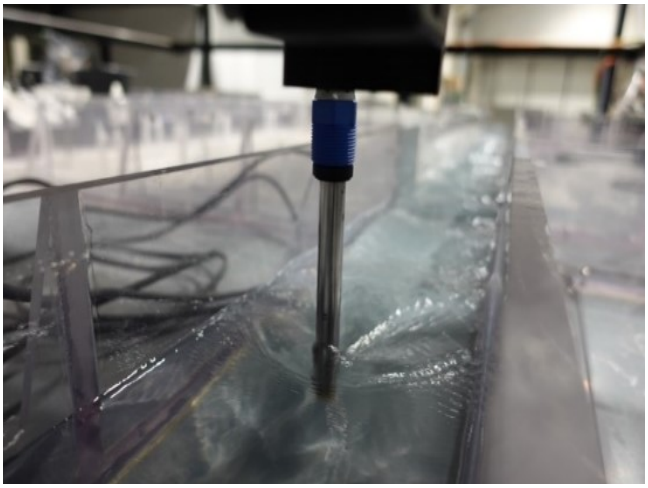
Des sondes de conductivité (sondes numériques à 4 électrodes de la marque Endress Hauser, modèle CLS82D), montrées sur la figure 2.19a, mesurent localement la conductivité de l'eau σ (μS/cm). Une sonde située dans le réservoir amont mesure la conductivité de l'eau en approche du dispositif expérimental, appelée conductivité de fond (σ_{up}, où "up" signifie "Upstream"), qui augmente lentement et linéairement dans notre expérience en boucle fermée avec un volume d'eau fini. De plus, une sonde, fixée sur le chariot de déplacement automatisé, se déplace dans l'écoulement le long des axes X, Y et Z, tandis que d'autres sondes sont situées dans les réservoirs aval, en sortie de rue.

La courbe d'étalonnage de chaque sonde est réalisée par une relation linéaire $\sigma = A \times c + B$, où A et B sont deux coefficients à ajuster (figure 2.20). La concentration instantanée c dans le réseau de rues, mesurée par la sonde n° i, est alors corrigée à chaque instant par la relation : $c(t) = (\sigma_i(t) - B_i)/A_i - (\sigma_{up}(t) - B_{up})/A_{up}$, où t est le temps et σ_{up}, B_{up}, A_{up} sont les paramètres associés à la sonde amont. Finalement, c peut être considérée comme le gain de concentration par rapport à la concentration d'entrée (dans la cuve amont) mesurée par la sonde amont.

Les pentes (A_i et A_{up}) ont été vérifiées sur plusieurs jours d'expérimentation (huit jours au total, parfois espacés d'un mois durant la période de l'étude) et montrent une

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

(a)



(b)

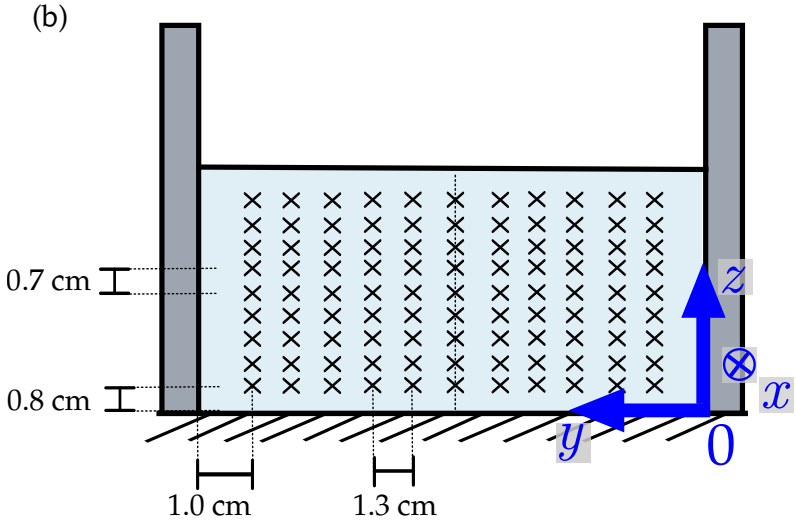


FIGURE 2.19 – (a) Vue de l'amont de la sonde de conductivité mobile immergée dans l'écoulement de la rue Droite. (b) Présentation des coordonnées des positions (croix noires) des mesures locales de concentration dans le maillage de la section transversale.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

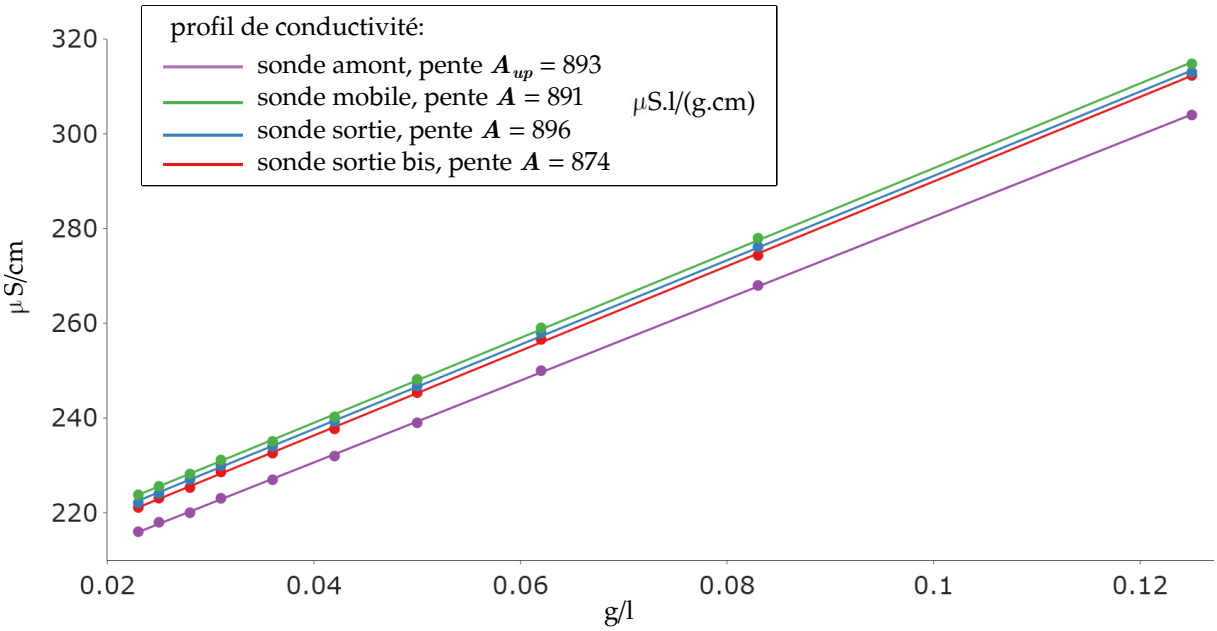


FIGURE 2.20 – Exemple de calibration des quatre sondes de conductivité disponibles. La concentration de la solution de bicarbonate (g/l) est une fonction linéaire de la conductivité (μS/cm, avec des valeurs de pente estimées par la méthode des moindres carrés ($R^2 > 0.99$).

faible variation entre elles, avec un écart-type ne dépassant pas 5 % des valeurs moyennes. Les pentes moyennes sur les huit jours sont alors de 900 μSl/(g cm), 906 μSl/(g cm), 914 μSl/(g cm) et 902 μSl/(g cm) pour respectivement la sonde amont, la sonde mobile, et les sondes en sortie de rue (deux sondes pour les sorties 1 et 2, puis ces deux sondes sont réutilisées pour les sorties 3 et 4). Compte tenu de cette faible variation des valeurs de pentes, la calibration des sondes de conductivité à chaque jour d'expérimentation n'est pas nécessaire.

2.4.3.2 Mesure de concentration en sortie de rue

Les mesures de concentration moyennée en temps de chaque écoulement en sortie de rue, notée C_{oj} pour la sortie n° j, sont réalisées à partir des sondes de conductivité positionnées directement dans les cuves de récupération à l'intérieur de petits réservoirs de mélange, où la concentration est considérée comme parfaitement mélangée. Pour optimiser le rapport signal/bruit de ces mesures, le débit du rejet continu est fixé à $Q_{rejet} = 26.5$ l/h lors des mesures de concentration en sortie de rue.

La durée de mesure requise, fixée à 400 s pour la concentration moyennée en temps en sortie de rue (courbes rouges sur la figure 2.21), à une fréquence d'échantillonnage de 10 Hz, est estimée à partir d'un test de convergence temporelle. Ce test est basé sur deux mesures

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

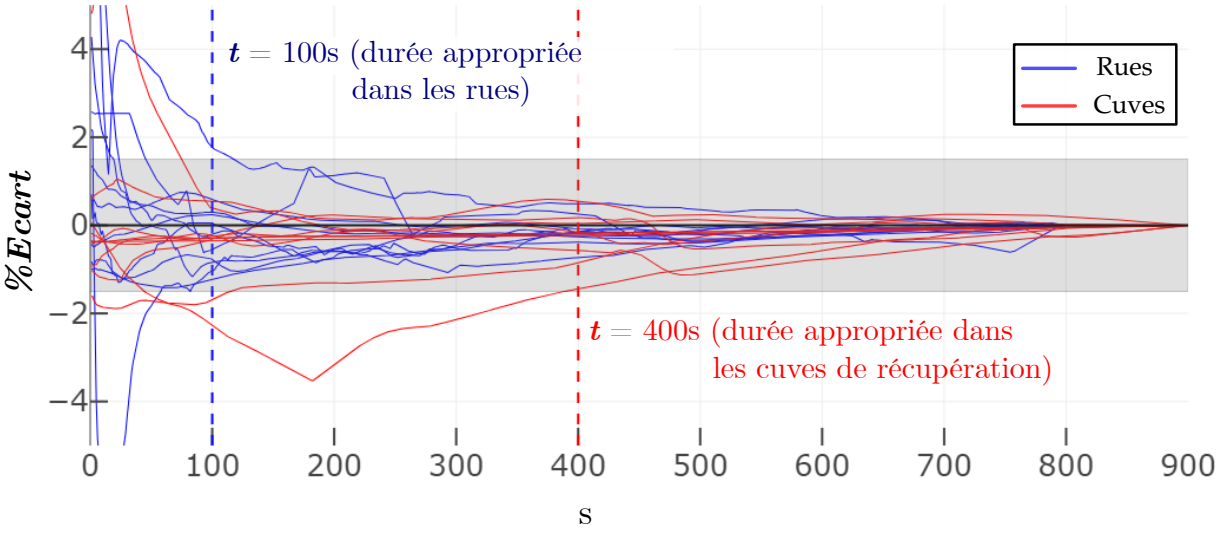


FIGURE 2.21 – Convergence temporelle des mesures de concentration à dix endroits différents dans les rues et à deux endroits dans chacune des quatre cuves de récupération. La convergence est atteinte lorsque $\%Ecart \leq \pm 1.5\,\%$. La zone ombrée délimite $\pm 1.5\,\%$.

(au fond et à mi-hauteur du réservoir de mélange) pour chacune des quatre cuves de récupération. L'équation 2.17 définit le pourcentage d'erreur relative, noté $\%Ecart(n_{(t)})$, entre la concentration moyennée en temps sur chaque durée de mesure et celle moyennée en temps sur une durée totale de 800 s (convergence considérée comme établie) :

$$\%Ecart(n_{(t)}) = \frac{\frac{1}{n_{(t)}} \sum_{i=1}^{n_{(t)}} c_i - \frac{1}{n_{(t=800)}} \sum_{i=1}^{n_{(t=800)}} c_i}{\frac{1}{n_{(t=800)}} \sum_{i=1}^{n_{(t=800)}} c_i} \tag{2.17}$$

où le terme c_i représente la concentration. Le critère de convergence est choisi de sorte que $\%Ecart \leq \pm 1.5\,\%$, correspondant à la moitié de l'incertitude de reproductibilité, qui est de 3.2 % de la valeur mesurée (déterminée à partir d'une série de dix mesures de concentration au même point, chacune d'une durée de 800 s).

2.4.3.3 Mesure de concentration dans les rues

Les mesures locales de concentrations moyennées en temps $C(y, z)$ au travers d'une rue (x fixé) sont réalisées à partir de la sonde fixée sur le chariot se déplaçant selon l'axe transversal y et l'axe vertical z du repère local (en bleu) de la section de rue (figure 2.19b). Pour optimiser le rapport signal/bruit et éviter de saturer la sonde, le débit de rejet continu (Q_{rejet}) est fixé à 10.4 l/h.

La durée de mesure requise, cette fois-ci fixée à 100 s, à une fréquence d'échantillonnage de 10 Hz, est déterminée à partir d'un test de convergence temporelle (courbes bleues de la

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

figure 2.21) basé sur dix mesures d'une durée de 800 s à différentes positions dans les rues. Le critère de convergence est le même que celui utilisé pour les mesures de concentration en sortie de rue.

La distribution des concentrations moyennées en temps dans une section transversale de rue est alors obtenue à partir des points de mesure, dont les positions, illustrées sur la figure 2.19b, sont identiques à celles des mesures de vitesse par la sonde ADV. Cependant, les positions à une distance inférieure ou égale à 3 mm des parois latérales ne sont pas accessibles. La zone de mesure (figure 2.19b) couvre 75 % de la section mouillée, avec un maillage de 11 points le long de l'axe y (pas d'espace de 1.3 cm), et 9 points le long de l'axe z (pas d'espace de 0.7 cm entre eux), soit $11 \times 9 = 99$ points de mesure par section de rue, avec $z/h \in [0.12\,;\,0.95]$ et $y/b \in [0.07\,;\,0.93]$.

Une concentration C_m, appelée "concentration parfaitement mélangée dans l'ensemble de l'écoulement de débit Q_{TOT}", est définie par la relation $C_m = C_{rejet} \times Q_{rejet}/(Q_{TOT} + Q_{rejet})$. Ainsi, dans le cas du réseau de rues (présenté en section 2.2.1), $Q_{TOT} = Q_{i1} + Q_{i2} = 4.5 + 2.0 = 6.5$ l/s, et dans le cas de la rue (droite) isolée (présentée en section 2.2.2), $Q_{TOT} = Q_i = 4.5$ l/s. La concentration C_m peut être vue comme la concentration obtenue si tout le traceur et l'eau entrant dans le dispositif étaient regroupés dans une grande cuve de mélange.

2.4.3.4 Estimation de l'efficacité du mélange à une section donnée

Pour quantifier l'efficacité du mélange de polluant dans une section de rue, nous avons défini l'écart-type normalisé de la distribution de concentration dans une section transversale, noté E_m :

$$E_m = \frac{1}{C_{mean}} \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{j=1}^{N} (C_j - C_{mean})^2} \tag{2.18}$$

où $N = 99$ est le nombre de mesures dans la section. Les concentrations C_{mean} et C_j ont été déjà définies dans la section 2.4.2.2.

Ce paramètre, couramment utilisé dans des études précédentes sur le réseau hydrologique (Pouchoulin et al. 2018 ; Zhu et al. 2022 ; Zhang et al. 2023), permet de quantifier l'homogénéité de la distribution de la concentration dans une section. Ainsi, lorsque $E_m \approx 0$, la distribution de concentration est considérée comme parfaitement homogène à travers la section.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

2.4.4 Estimation des débits de polluant par conductimétrie

2.4.4.1 Débit de polluant en sortie de rue

L'estimation du débit de polluant (aussi appelé "débit scalaire" ou "débit massique") en sortie de rue n° j nécessite simplement de calculer le produit entre la concentration C_{oj} et le débit d'eau Q_{oj}, moyennés en temps, selon $Qm_{oj} = C_{oj} \times Q_{oj}$. De plus, dans des conditions d'écoulement en régime stationnaire, la conservation de la masse impose que $Q_{rejet} \times C_{rejet} = \sum_{j=1}^{j=4} Q_{oj} \times C_{oj} = \sum_{j=1}^{j=4} Qm_{oj}$ (où j est le numéro de sortie de rue). Nous avons également utilisé le débit de polluant normalisé $\widehat{Qm_{oj}} = Qm_{oj}/(C_{rejet} \times Q_{rejet})$, représentant le pourcentage de polluant récupéré en sortie de rue n° j.

Pour valider cette méthode d'estimation du débit de polluant en sortie de rue, la mesure de concentration moyennée en temps à la sortie de la rue (droite) isolée (présentée en section 2.2.2) a été répétée cinq fois et permet d'obtenir en moyenne $C_{o1} \approx 0.99 \times \ C_m$, avec un écart-type de seulement 0.6 % de la valeur moyenne (relatif à la reproductibilité), validant ainsi cette méthode d'estimation. Par ailleurs, une validation complémentaire peut être apportée. Les résultats détaillés au chapitre 3 montrent une erreur sur la conservation de la masse de polluant (i.e. entre le débit massique injecté $Q_{rejet} \times C_{rejet}$ et la somme des débits de polluant en sortie) varie entre $-3.7\,\%$ à $4.5\,\%$.

2.4.4.2 Débit de polluant dans les rues

Le débit de polluant à travers la section de rue S_i, noté Qm_{S_i}, est calculé avec l'équation 2.19 :

$$Qm_{S_i} = \iint_S \overline{uc}\, dS = \iint_S UC\, dS + \iint_S \overline{u'c'}\, dS \tag{2.19}$$

où u et c sont les vitesses et concentrations instantanées, $\overline{u'c'}$ est le flux turbulent moyenné en temps et c' est la fluctuation de concentration. Or, $\overline{u'c'}$ ne peut être directement déterminé en raison de l'indisponibilité de mesures simultanées et co-localisées de concentration et de vitesse longitudinale. Toutefois, conformément à l'inégalité de Cauchy-Schwarz, $\overline{u'c'}$ peut être majoré de la manière suivante :

$$\left| \overline{u'c'} \right| \leq \sqrt{u'^2}\sqrt{c'^2} \tag{2.20}$$

Sur la base de mesures préliminaires de concentrations et de vitesses longitudinales

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

dans cinq sections transversales de rues (détaillées dans le chapitre 3), les moyennes spatiales des fluctuations de concentration (c') et de vitesse longitudinale (u') indiquent que $\sqrt{u'^2}\sqrt{c'^2}$ est mille fois inférieur à UC dans chaque section, de sorte que $\overline{u'c'}$ peut être négligé dans l'équation 2.20. Par conséquent, Qm_{S_i} peut s'écrire :

$$Qm_{S_i} = \int_{y=0}^{y=b} \int_{z=0}^{z=h} C(y,z) \times U(y,z)\, dz\, dy \tag{2.21}$$

L'estimation du débit scalaire à partir de cette nouvelle équation 2.21 requiert la mesure des distributions des vitesses longitudinales moyennées en temps $U(y,z)$ (détaillée en section 2.3.2.1) dans la section transversale (l'extrapolation de ces vitesses dans les zones aveugles est détaillée en section 2.3.3) ; la mesure des distributions des concentrations moyennées en temps $C(y,z)$ (détaillée en section 2.4.3.3) dans la section aux mêmes emplacements que la vitesse moyennée en temps, où les concentrations situées dans les zones aveugles sont supposées constantes dans les directions perpendiculaires aux parois latérales et à la surface libre) (Kader, Yaglom 1972).

La validation de cette méthode d'estimation des débits de polluant dans les rues a été effectuée dans la configuration de rue (droite) isolée (décrite en section 2.2.2). La figure 2.22c montre la distribution du flux de polluant UC, obtenue en multipliant simplement les distributions de $U(y,z)$ (figure 2.22a) et de $C(y,z)$ (figure 2.22b) dans la section S_0. Ce flux UC montre une distribution symétrique par rapport à l'axe central de la section ($y/b = 0.5$), avec des valeurs maximales observées le long de cet axe et sous la surface libre à $z/h = 0.8$, en raison d'un excédent de vitesse longitudinale. Enfin, le débit de polluants Qm_{S_0} est calculé en intégrant sur S_0 le flux UC (équation 2.21), et vaut $Qm_{S_0} = 0.9996\ Q_{rejet} \times C_{rejet}$, démontrant une grande précision dans l'estimation du débit de polluant dans la rue.

2.4.5 Mesure de concentration par colorimétrie

Nous souhaitons, dans cette partie, mesurer les concentrations instantanées 2D moyennées sur la verticale au sein d'un îlot urbain poreux. Pour cela, la technique de mesure par colorimétrie semble appropriée. Cette méthode non-intrusive et peu coûteuse en termes de ressources permet de mesurer la distribution spatiale des concentrations instantanées, moyennées sur la hauteur d'eau, dans des écoulements turbulents peu profonds. Basée sur l'analyse d'images vidéo, cette technique est particulièrement adaptée aux conditions de

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

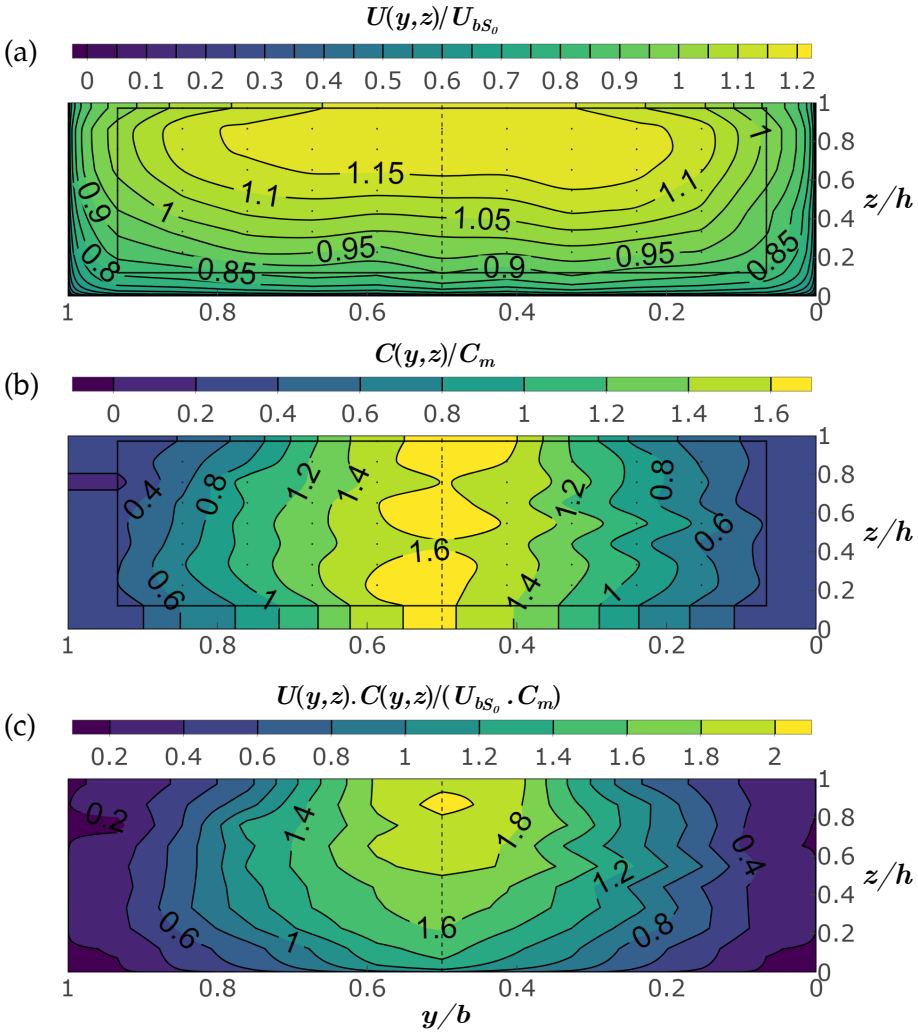


FIGURE 2.22 – Distribution à travers la section S_0 de la rue (droite) isolée (section 2.2.2) des (a) vitesses longitudinales moyennées en temps et normalisées par la vitesse débitante U_{bS_0}, (b) des concentrations moyennées en temps et normalisées par la concentration parfaitement mélangée C_m, (c) du flux de polluant moyenné en temps et normalisé par $U_{bS0} \times C_m$. Les zones de mesure sont indiquées par le rectangle noir pour les figures (a) et (b), et les extrapolations sont effectuées en dehors de ces zones de mesure.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

laboratoire (Rummel et al. 2002 ; Rojas Arques et al. 2018), en raison de sa sensibilité aux variations d'éclairage, qui la rendent difficile à mettre en œuvre sur le terrain. En effet, le principe consiste à convertir en concentration l'intensité lumineuse captée par la caméra de la solution colorée dissoute dans l'écoulement.

2.4.5.1 Éclairage et résolution optique pour la technique de colorimétrie

L'éclairage est d'abord contrôlé par deux lampes LED équipées de diffuseurs de lumière (montrées sur la figure 2.18). De plus, les stores du hall expérimental sont fermés afin d'éviter que le passage d'un nuage, bloquant une partie de la lumière naturelle, n'affecte l'éclairage de l'écoulement. La caméra vidéo (Panasonic, HC-V770) est positionnée au-dessus de la zone d'observation à une hauteur de 2.20 m, englobant l'îlot urbain, de taille 156 cm × 96 cm dans les directions X et Y, respectivement, avec une résolution de 962 × 587 pixels, et filme l'écoulement à une fréquence d'échantillonnage de 50 images par seconde. La caméra utilise une profondeur de codage couleur de 3 × 8 bits (Rouge-Vert-Bleu). Étant donné que la solution colorée est rouge, la profondeur de codage couleur bleue est utilisée pour maximiser les 256 niveaux de gris captés par la caméra.

2.4.5.2 Calibration entre concentration et intensité lumineuse

L'étalonnage reliant la concentration moyennée sur la hauteur d'eau à l'intensité en niveaux de gris de la profondeur de codage couleur bleue est réalisé à partir de dix images de concentrations différentes connues et spatialement uniformes, notées C_{calib}, dans l'ensemble de l'îlot urbain fermé et rempli à la même hauteur d'eau (figure 2.23a). Par la suite, une fonction polynomiale de degré 4, définie par l'équation 2.22, est appliquée à chaque pixel pour relier la concentration à l'intensité de la manière suivante :

$$\begin{aligned} C_{calib} = f(I) = a_1 \times I^4 + a_2 \times I^3 \\ + a_3 \times I^2 + a_4 \times I + a_5 \end{aligned} \tag{2.22}$$

où C_{calib} est la concentration connue et spatialement uniforme, I est l'intensité en niveaux de gris de la profondeur de codage couleur bleue pour le pixel de coordonnées pi et pj dans les directions longitudinale et transversale de l'image, respectivement. Les coefficients a_1, a_2, a_3, a_4, et a_5 sont ceux de la régression polynomiale, ajustés par la méthode des moindres carrés non linéaires pour chaque pixel aux coordonnées (pi,pj), car l'éclairage sur

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

l'îlot n'est pas parfaitement uniforme. A noter que les cinq coefficients varient d'un pixel à l'autre (figure 2.23b). La régression polynomiale réalisée donne des $R^2 \geq 0.99$ pour plus de 90 % des pixels composant les images de l'îlot urbain. En revanche, les R^2 diminuent à 0.7 près des parois latérales (présence de silicone au fond et effets d'ombre).

L'orthorectification des images est réalisée avec le logiciel Fudaa-LSPIV, avec une résolution de 1.6 mm/px, afin de convertir le repère de l'image (pi,pj) dans le repère global (X,Y,Z). Ensuite, les cinq matrices de coefficients de régression obtenues, reliant $I(X,Y)$ à la concentration spatiale instantanée par la technique de colorimétrie, notée $c_{colo}(X,Y,t)$, sont enregistrées pour les expériences ultérieures. A noter que si l'éclairage et la position de la caméra (en lien avec la résolution optique) ne sont pas modifiés entre les expériences, une nouvelle calibration n'est pas nécessaire.

Une dernière étape consiste à moyenner simplement en temps $c_{colo}(X,Y,t)$ sur une durée de 1 s. En effet, lors des expériences, nous avons observé que l'écoulement subit des variations périodiques (de période bien inférieure à 1 s) très localisées de la hauteur d'eau dans l'ensemble de l'îlot urbain, qui n'apparaissent pas pendant l'étape de calibration, car l'îlot est fermé, générant ainsi de fausses valeurs de concentration $c_{colo}(X,Y,t)$ aux endroits où la hauteur d'eau varie fortement.

2.4.5.3 Estimation des concentrations instantanées et moyennées spatialement

La concentration instantanée $c(X,Y,t)$ mesurée dans l'îlot urbain est obtenue à partir de l'équation 2.23. Ce gain se définit au temps t comme :

$$c(X,Y,t) = c_{colo}(X,Y,t) - (C_b + \frac{C_f - C_b}{t_f} \times t) \tag{2.23}$$

où C_b est la concentration (considérée constante en temps et en espace) mesurée avant le rejet de polluant, le terme C_f est la concentration finale (considérée constante en temps et en espace) mesurée après l'interruption du rejet de polluant lorsque l'eau claire a chassée complètement l'eau polluée dans l'îlot. Le terme t_f est la durée entre les mesures de C_b et C_f (englobant la durée de rejet de solution colorée t_{rejet} et, à la suite de l'interruption du rejet, la durée nécessaire pour que l'eau claire chasse complètement l'eau polluée). En générale, la différence $C_f - C_b$ n'excède pas 1.0 % de $c_{colo}(X,Y)$, moyennée sur toute la durée de l'expérience.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

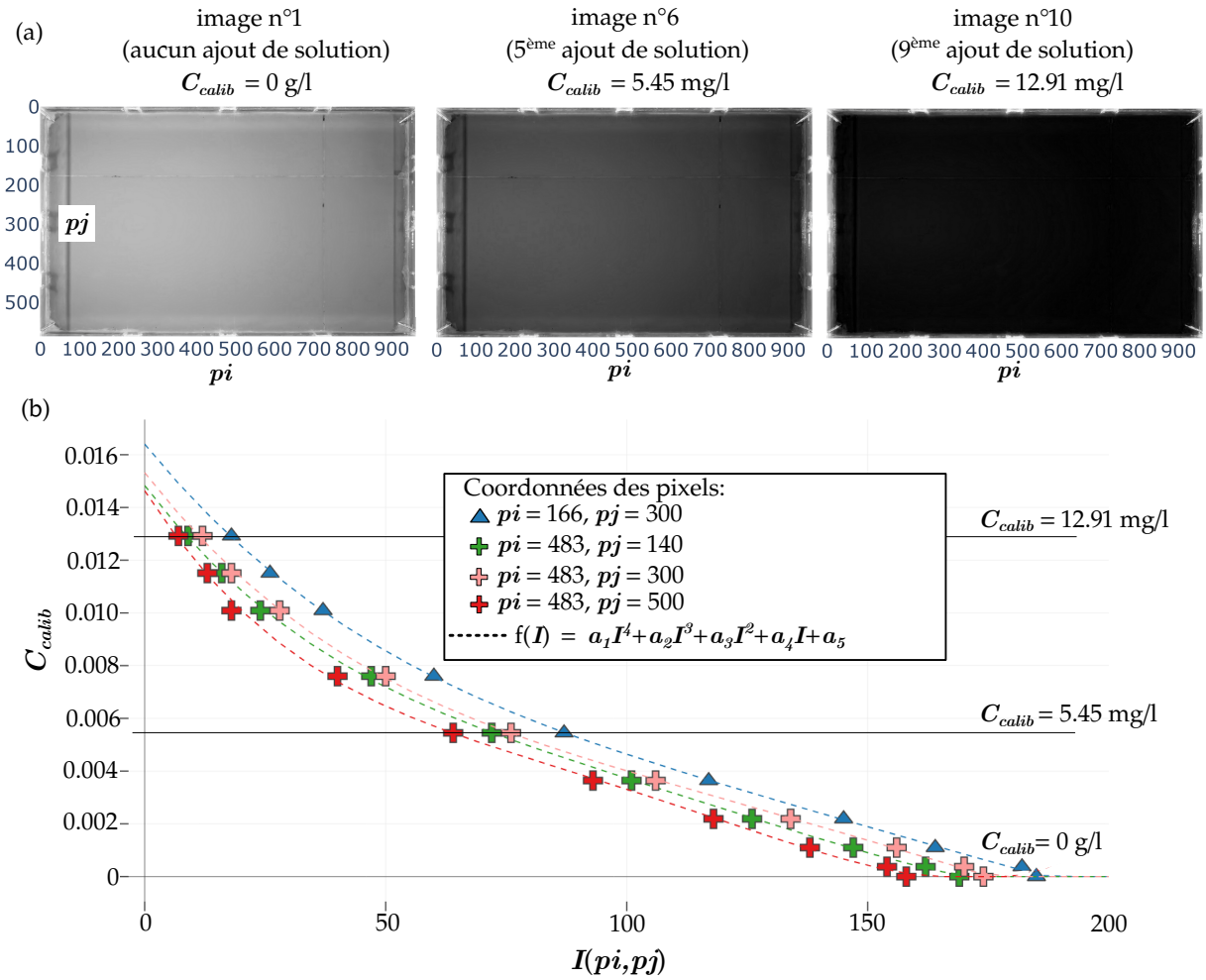


FIGURE 2.23 – (a) Visualisation de trois images en niveaux de gris de profondeur de codage couleur bleue avec des concentrations uniformes et connues utilisées pour l'étalonnage dans l'îlot. (b) Étalonnage reliant la concentration C_{calib} et l'intensité en niveaux de gris I pour quatre pixels de coordonnées (pi,pj) sélectionnés au hasard dans les images. Les courbes en pointillés sont les ajustements de $C_{calib} = f(I(pi, pj))$ de l'équation 2.22 en utilisant la méthode des moindres carrés non linéaires.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

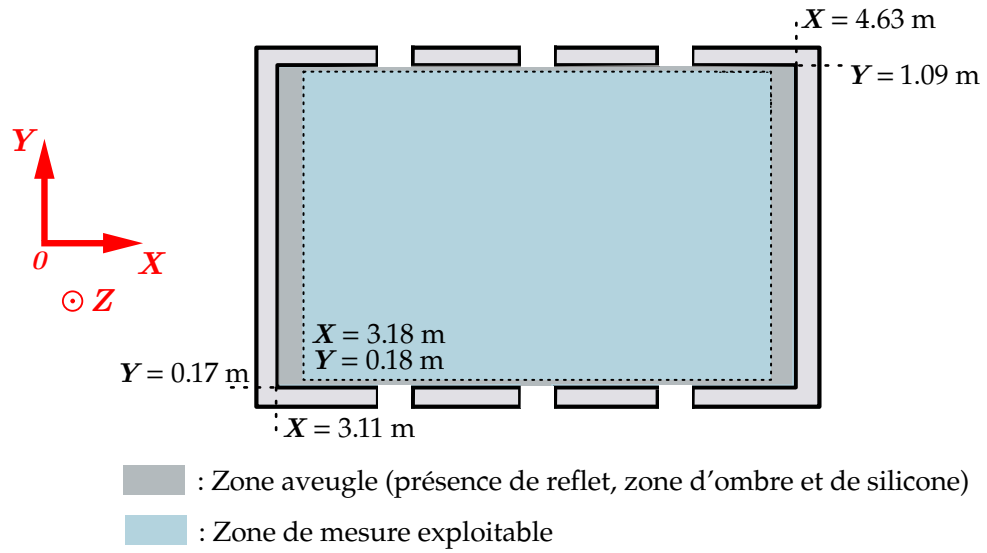


FIGURE 2.24 – Vue de dessus des zones d'intérêt dans l'îlot urbain : la zone aveugle ; la zone de mesure exploitable.

De manière analogue à la section 2.4.3, $c(X, Y, t)$ est considérée comme le gain de concentration par rapport à la concentration globale dans l'écoulement, qui augmente (supposé linéairement) dans nos expériences en circuit fermé (ceci est dû au fait que le réservoir d'eau claire du hall expérimental se colore régulièrement au cours des expérimentations).

La mesure de $c(X, Y, t)$ n'est cependant pas possible dans l'ensemble de l'îlot : des zones aveugles proches des parois latérales de l'îlot, montrées sur la figure 2.24, sont causées par une forte luminosité à la surface libre provenant de la réflexion de la lumière sur les parois verticales, des zones d'ombre, et des dépôts de silicone. Ainsi, la zone de mesure exploitable représente seulement 88 % de la surface totale dans l'îlot urbain (figure 2.24)

2.4.5.4 Validation de la technique de mesure par colorimétrie

Pour valider les mesures de concentration par colorimétrie, une comparaison est faite entre les concentrations instantanées mesurées par colorimétrie et celles mesurées par conductimétrie au sein de l'îlot percé de deux ouvertures. Plusieurs expériences ont été réalisées pour : trois durées (courte, intermédiaire et longue) de rejet de solution colorée ($t_{rejet} = 250\,\text{s}$, $1220\,\text{s}$ et $2500\,\text{s}$, respectivement) ; trois positions (figure 2.25a) qui sont $X = 3.87\,\text{m}$ et $Y = 1.01\,\text{m}$ (à l'aval du jet J_1, figure 2.25a), $X = 3.51\,\text{m}$ et $Y = 0.66\,\text{m}$ (au centre de la zone de recirculation RZ_1) et $X = 4.28\,\text{m}$ et $Y = 0.70\,\text{m}$ (au centre de la zone de recirculation RZ_2). Le jet et les zones de recirculation sont montrées sur la figure

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

TABLE 2.1 – Comparaison des techniques de mesure par colorimétrie et par conductimétrie en se basant sur l'erreur quadratique moyenne relative $RRMSE$, définie dans la partie 2.4.5.4, qui est calculée aux 3 positions de coordonnées X,Y (en aval de J_1, aux centres de RZ_1 et de RZ_2) et pour 3 durées de rejet testées (t_{rejet} = 250 s, 1220 s et 2500 s).

***RRMSE* :**	**en aval de J_1 (%)**	**au centre de RZ_1 (%)**	**au centre de RZ_2 (%)**
t_{rejet} = 250 s	2.1	5.1	5.7
t_{rejet} = 1220 s	4.8	13.5	8.5
t_{rejet} = 2500 s	3.0	6.6	8.3

2.25a et sont décrits au chapitre 1. A noter que chaque expérience de conductimétrie est répétée trois fois pour garantir une bonne reproductibilité. La comparaison des évolutions temporelles de concentrations obtenues par les deux techniques de mesure est montrée sur la figure 2.25.

Pour comparer ces évolutions de concentrations mesurées par colorimétrie et par conductimétrie pour des durées de 250 s, 1220 s et 2500 s, l'erreur quadratique moyenne relative, notée $RRMSE$ (pour "Relative Root Mean Square Error"), est définie par :

$$\frac{\sqrt{\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}(c(X,Y,t_i)-c_l(X,Y,t_i))^2}}{\sqrt{\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}(c_l(X,Y,t_i))^2}} \tag{2.24}$$

où $c(X,Y,t_i)$ est la concentration instantanée mesurée par colorimétrie, $c_l(X,Y,t_i)$ est la moyenne des trois répétitions des concentrations instantanées mesurées par conductimétrie, aux coordonnées X,Y, et à l'instant t_i. Le terme n est le nombre d'échantillons pour une durée totale de rejet (i.e. n = 250 s ou n = 1220 s ou n = 2500 s).

Les valeurs de $RRMSE$ pour chaque expérience sont répertoriées dans le tableau 2.1. Les résultats montrent que la $RRMSE$ ne dépasse pas 4.8 % (soit 1.5 fois la précision de mesure par conductimétrie, 3.2 %, section 2.4.3) dans le jet J_1. Cependant, une augmentation significative de la $RRMSE$ est observée au centre de RZ_1 (13.5 %) et de RZ_2 (8.5 %), imputable au caractère fortement instationnaire des expériences. Ainsi, sans tenir compte de ce caractère instationnaire d'une expérience à l'autre, la technique de mesure par colorimétrie se révèle fiable avec une marge d'erreur de 4.8 % par rapport à la méthode plus précise de conductimétrie, dont les mesures ont été répétées trois fois.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

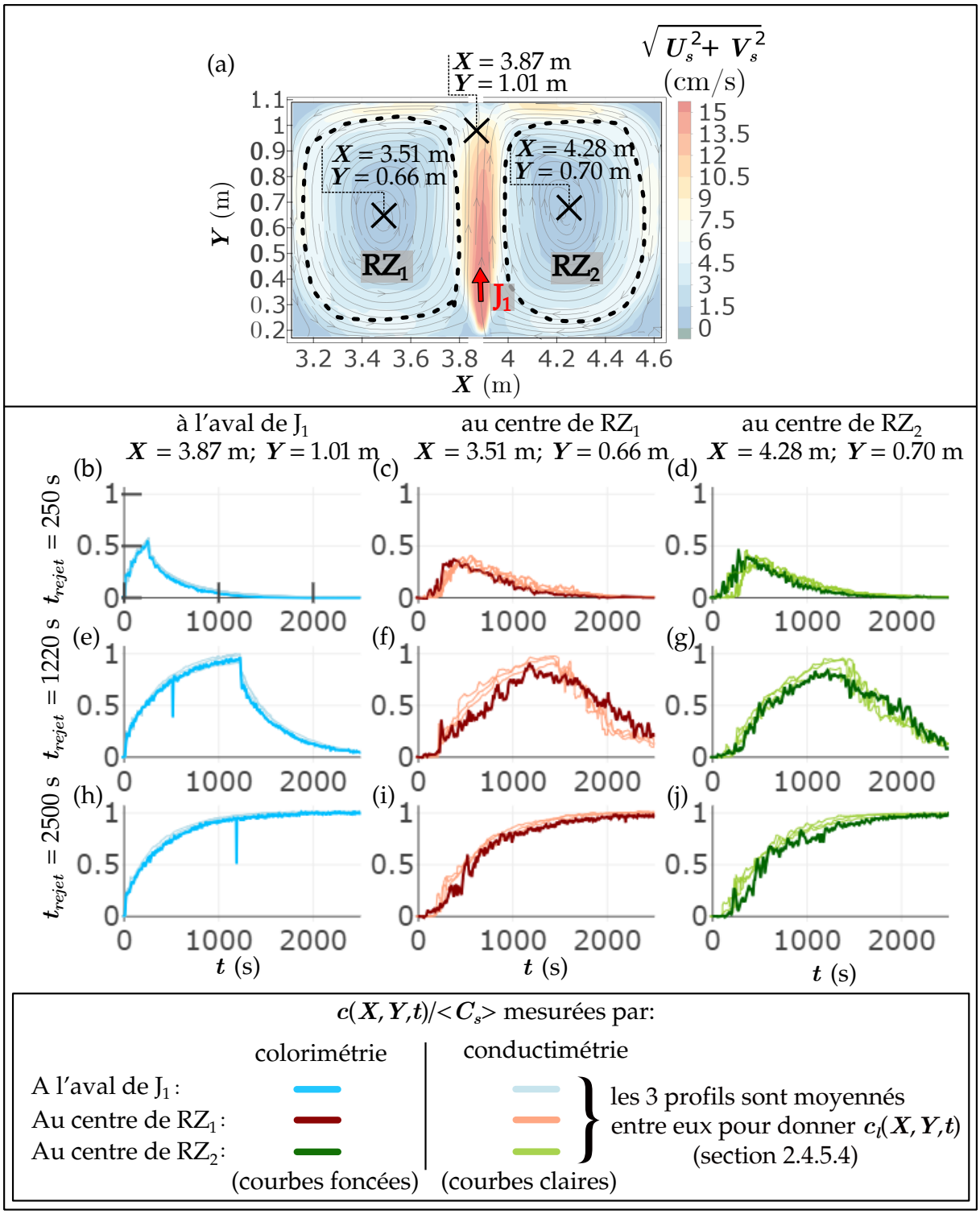


FIGURE 2.25 – (a) Schéma présentant les coordonnées des mesures de concentration par conductimétrie dans les zones de recirculation (RZ_1 et RZ_2) et à l'aval du jet J_1. Le champ des vitesses de surface moyennées en temps et les lignes de courant à l'intérieur de l'îlot urbain sont également tracés pour faciliter la lecture du schéma (repris des données mesurées par MEJÍA-MORALES et al. (2021)). Comparaison des concentrations instantanées mesurées par colorimétrie et par conductimétrie à trois positions dans l'îlot. Les concentrations sont normalisées par la concentration moyennée spatialement dans le régime stationnaire, notée $\langle C_{s-C1} \rangle$, définie au chapitre 4. Trois durées de rejet sont définies : $t_{rejet} = 250\,s$ en aval de J_1 (b), au centre de RZ_1 (c) et de RZ_2 (d) ; $t_{rejet} = 1220\,s$ en aval de J_1 (e), au centre de RZ_1 (f) et de RZ_2 (g) ; $t_{rejet} = 2500\,s$ en aval de J_1 (h), au centre de RZ_1 (i) et de RZ_2 (j).

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

2.4.6 Avantages et inconvénients des techniques de mesure de concentration

La méthode par conductimétrie présente l'avantage d'une mise en place rapide et d'une application dans l'ensemble du réseau de rues. Elle se distingue également par sa précision, avec une erreur de mesure des concentrations de 3.2 %, permettant d'estimer les débits de polluants en sortie de rue et à travers les sections de rue, avec des erreurs n'excédant par 4.5 % et 1 %, respectivement. Toutefois, cette technique présente l'inconvénient d'être chronophage. La méthode par colorimétrie offre, quant à elle, des champs 2D dans le plan horizontal de concentration instantanée dans l'îlot urbain, de façon non-intrusive, avec une erreur n'excédant pas 4.8 % des mesures plus précises obtenues par conductimétrie au niveau des zones à faible fluctuation. Cependant, l'inconvénient de la colorimétrie réside dans sa mise en place complexe et l'utilisation de concentrations moyennées sur la hauteur d'eau.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

Chapitre 3

Transport de polluant dans le réseau de rues inondées

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

Ce chapitre se subdivise en six parties. La première (la présente section 3.1) détaille la stratégie mise en oeuvre pour étudier : les effets des processus hydrodynamiques du réseau de rues qui pilotent le transport de polluant dissous (en réponse à la Q1, sections 3.2 et 3.3) ; la sensibilité de la distribution de pollution aux lieux de rejet (en réponse à la Q2, section 3.4). Un modèle simplifié 2D du transport de polluant dans le réseau de rues inondées est également proposé en section 3.5. Enfin, une synthèse des résultats obtenus est effectuée dans la conclusion en section 3.6.

3.1 Stratégie expérimentale

3.1.1 Rappel des objectifs du chapitre

Dans ce chapitre, nous étudions les processus de transport de polluant dissous dans un réseau de rues inondées, au sein d'un écoulement stationnaire (objectif n°1 de la thèse). Nous répondons notamment à deux questions scientifiques :

— quel est l'effet des processus hydrodynamiques sur le transport de polluant lors d'une inondation urbaine à l'échelle d'un réseau de rues ? (Q1)

— comment le lieu de rejet de pollution influence-t-il ce transport, c'est à dire la distribution du polluant dans les rues en aval ? (Q2)

Pour aborder ces questions, notre étude s'est appuyée sur des expériences menées dans le réseau de rues très simplifié, (figure 3.1a et section 2.2).

3.1.2 Définition des lieux de rejet et des sections transversales

Dix-neuf lieux de rejet sont sélectionnés dans le réseau de rues (les positions suivant l'axe X et suivant l'axe Y des lieux de rejet sont présentées sur la figure 3.1b). Neuf rejets sont effectués dans la branche amont de la rue Droite, soit à proximité de la limite d'entrée (désignés par u pour "upstream"), à 1.10 m en amont de la première bifurcation b_1 (désignés par d pour "downstream"), ou entre les deux (désignés par m pour "middle"). Pour chaque position longitudinale, trois emplacements transversaux sont considérés : près de chaque paroi latérale de la rue (l pour "left" et r pour "right") et au centre (c pour "center"). De plus, trois rejets sont réalisés à proximité de l'entrée de la rue Gauche (notés lu', cu', ru') et cinq dans le carrefour c_1 (notés $cr1$, $cr2$, $cr3$, $cr4$, $cr5$). Tous les rejets définis ci-dessus sont ponctuels et injectent le polluant de manière uniforme le long de la hauteur d'eau (voir section 2.4.2.1 du chapitre 2 pour la faisabilité de ce type de rejet).

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

Le rejet *cu*, c'est à dire centré transversalement et à l'amont de la rue Droite, est choisi comme le rejet de référence. Par ailleurs, des rejets supplémentaires sont effectués aux entrées de la rue Droite (*iu* pour "infinitely upstream") et de la rue Gauche (iu') avec une distribution de concentration parfaitement homogène dans la section transversale lorsque l'écoulement entre dans la rue d'entrée correspondante, avant d'atteindre les premières intersections (i.e. b_1 ou c_1) (voir section 2.4.2.2 du chapitre 2 pour la faisabilité de ce type de rejet).

Six sections transversales de mesure S_1, S_2, S_3, S_4, S_5 et S_6 sont définies sur la figure 3.1b, dans lesquelles plusieurs types de mesures sont réalisés.

3.1.3 Stratégies de mesure des paramètres hydrodynamiques et des concentrations

La campagne de mesures hydrodynamiques réalisée comprend :

— les mesures des composantes de vitesse de surface moyennées en temps, $U_s(X, Y)$ et $V_s(X, Y)$, selon les axes longitudinal et transversal, au niveau des quatre intersections (technique de mesure détaillée en section 2.3.2.2 du chapitre 2) ;

— les mesures à travers les sections de rue S_1 à S_5 des composantes de vitesse moyennées en temps (U, V, W), des fluctuations de vitesse longitudinale (u'), transversale (v') et des contraintes de cisaillement transversal $\rho\overline{u'v'}$ (technique de mesure détaillée en section 2.3.2.1 du chapitre 2) ;

— les débits d'eau Q_{S_i} à travers les cinq sections de rue S_i, avec i allant de 1 à 5, obtenus à partir des distributions de vitesse longitudinale moyennée en temps $U(y, z)$ (méthode détaillée en section 2.3.3 du chapitre 2) ;

— les hauteurs d'eau moyennes pour chaque section transversale de rue (détaillées en section 2.3.1 du chapitre 2) ;

— les débits d'eau Q_{o1}, Q_{o2}, Q_{o3} et Q_{o4} des sorties 1 à 4 du réseau de rues, respectivement (détaillés en section 2.2.1 du chapitre 2) ;

La campagne de mesures de concentrations de polluant englobe :

— les mesures à travers toutes les sections de rue S_1 à S_6 des concentrations moyennées en temps $C(y, z)$ en considérant le lieu de rejet de référence *cu* (technique de mesure détaillée en section 2.4.3.3 du chapitre 2) ;

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

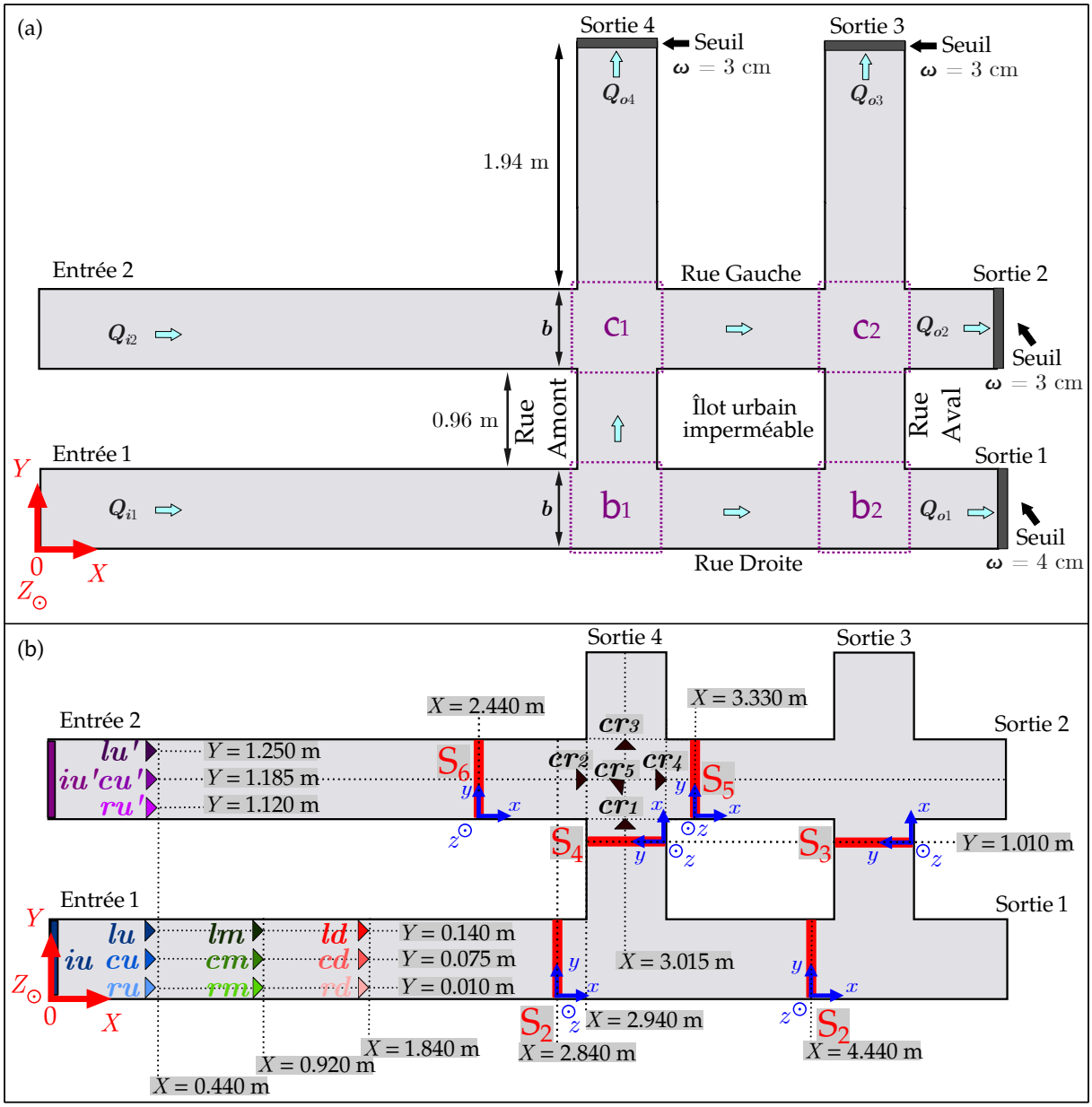


FIGURE 3.1 – (a) Rappel de la configuration expérimentale utilisée représentant le réseau de rues inondées, présentée sur la figure 2.4c du chapitre 2. (b) Localisation et coordonnées des (i) six sections transversales de mesure dans les rues, notées S_i, et des (ii) dix-neuf lieux de rejet de polluant. Le sommet du triangle indique la direction du rejet de polluant dans l'écoulement. Pour rappel, les coordonnées (X,Y,Z) sont associées au repère de référence global dans le réseau de rues (en rouge), tandis que celles relatives à (x,y,z) sont associées au repère de référence local d'une section transversale de rue (en bleu).

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

— le débit de polluant Qm_{S_i} à travers S_i, avec i allant de 1 à 5, à partir des distributions de vitesse $U(y,z)$ et de concentration $C(y,z)$ (méthode détaillée en section 2.4.4.2 du chapitre 2) ;

— les concentrations moyennées en temps C_{oj} en sortie de rue n° j, avec j allant de 1 à 4, pour l'ensemble des dix-neuf lieux de rejet de polluant (détaillées en section 2.4.3.2 du chapitre 2) ;

— le débit de polluant Qm_{oj} en sortie de rue n° j, avec j allant de 1 à 4, à partir de la multiplication de C_{oj} par Q_{oj} (méthode détaillée en section 2.4.4.1 du chapitre 2) ;

3.2 Hydrodynamique dans les rues et les intersections

3.2.1 Vitesses de surface moyennées en temps dans les bifurcations et les carrefours

Mejía-Morales et al. (2021) ont précédemment proposé une vue d'ensemble du champ de vitesses de surface dans le réseau de rues (présentée sur la figure 3.2), où la norme des vitesses de surface varie de 0 à 60 cm/s. En complément de la figure 3.2, la figure 3.6, présentée en détail dans la section 3.3.1, expose les distributions de débits d'eau Q_{S_i} dans les sections transversales S_i et Q_{oj} dans les sorties de rue n° j, en pourcentage du débit total $Q_{i1} + Q_{i2}$. Ces débits d'eau sont alors repris sur la figure 3.2 pour faciliter la lecture du manuscrit. Les vitesses maximales (60 cm/s, figure 3.2) sont observées dans la rue Droite (car $Q_{i1} = 69.2\,\%$ du débit total), tandis que celles dans la rue Gauche (20 cm/s, figure 3.2) sont trois fois plus faibles (car $Q_{i2} = 30.8\,\%$). Une partie de l'écoulement issue la rue Droite se dirige ensuite vers la rue Amont, où les vitesses n'excèdent pas 15 cm/s (figure 3.2), avec un débit $Q_{S_4} = 8.4\,\%$, tandis qu'une autre partie continue dans la rue Droite, où le débit est $Q_{S_2} = 30.1\,\%$, avec une erreur dans le bilan de débit d'eau de 0.2 %. En entrant dans la bifurcation b_2, l'écoulement se divise entre la sortie 1 et la rue Aval, avec $Q_{o1} = 29.6\,\%$ et $Q_{S_3} = 32.9\,\%$, respectivement, et une erreur dans le bilan de débit de 2.4 %. La vitesse maximale dans la rue Aval atteint 50 cm/s. L'écoulement provenant de l'entrée 2 (30.8 %) rejoint celui de la rue Amont (8.4 %) au niveau du carrefour c_1, redistribuant l'écoulement dans la sortie 4 ($Q_{o4} = 22.7\,\%$) et vers la rue Gauche ($Q_{S_5} = 17.9\,\%$), avec une erreur dans le débit de 1.4 %, et des vitesses n'excédant pas 20 cm/s (figure 3.2). Enfin, les deux écoulements provenant des rues Gauche et Aval se rejoignent au niveau du carrefour c_2, avec une répartition des débits telle que $Q_{o2} = 24.0\,\%$ et $Q_{o3} = 24.8\,\%$ en sortie 2 et 3 (figure 3.2), respectivement, avec une erreur dans le bilan de débit de 2.0 %.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

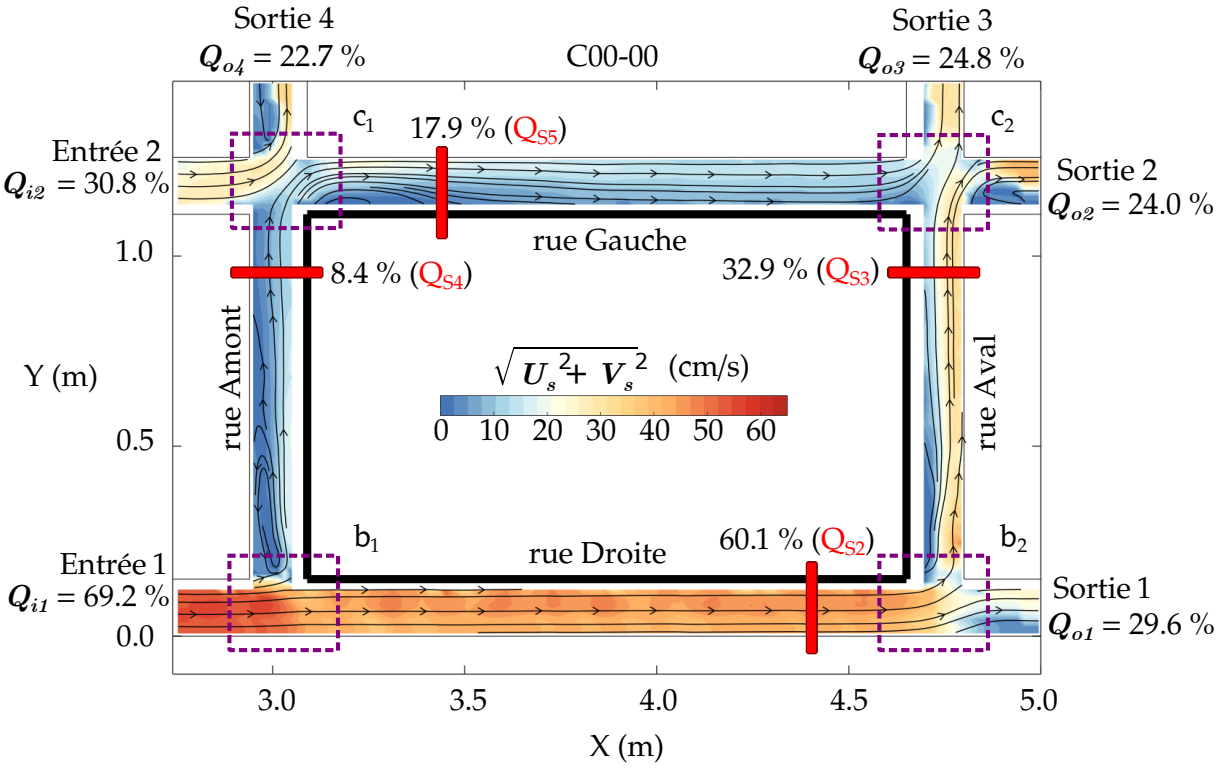


FIGURE 3.2 – Vue globale de la distribution de la norme des vitesses de surface moyennées en temps, $\sqrt{U_s(X,Y)^2 + V_s(X,Y)^2}$, ainsi que les lignes de courant associées dans les rues (légèrement adaptée de la figure 9 de MEJÍA-MORALES et al. (2021)). Les débits d'eau dans les sections transversales et en sortie de rues (également exposés en figure 3.6) sont introduits en pourcentage du débit total $Q_{i1} + Q_{i2}$.

Toutefois, il est difficile, à partir de la figure 3.2, de distinguer précisément les tailles, formes et intensités des structures hydrodynamiques dans les intersections (zones de recirculation, de contraction et de cisaillement transversal). Dans cette thèse, nous nous sommes concentrés sur l'hydrodynamique aux intersections b_1, b_2, c_1 et c_2.

La figure 3.3 présente la distribution spatiale de la norme des vitesses de surface moyennées en temps, $\sqrt{U_s(X,Y)^2 + V_s(X,Y)^2}$, et les lignes de courant correspondantes dans chacune des intersections. Les zones de recirculation et de contraction, bien documentées au chapitre 1 (section 1.3.2.1), sont retrouvées dans les branches aval des carrefours (figures 3.3a et 3.3b) (NANIA et al. 2011 ; RIVIÈRE et al. 2011) et dans les branches latérales des bifurcations (figures 3.3c et 3.3d) (NEARY et al. 1999 ; RAMAMURTHY et al.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

2007), ainsi qu'une zone de recirculation supplémentaire le long de la paroi latérale extérieure de la rue Droite, en aval de b_2 (MIGNOT et al. 2013). Par ailleurs, des couches de cisaillement transversal apparaissent à l'interface entre les zones de contraction (zones rapides) et ces zones de recirculation (zones lentes), ainsi qu'à l'interface entre les deux écoulements entrants dans chacun des deux carrefours. Enfin, les lignes continues sur la figure 3.3 représentent les lignes de division, qui sont les lignes de courant débutant au coin amont (lignes jaunes) ou se terminant au coin aval (lignes rouges) de chaque intersection. La distance d_1 entre la paroi latérale et la ligne rouge en amont des intersections peut alors être estimée sur ces figures. Ces lignes de division jouent un rôle important dans le transport de polluant à travers le réseau de rues, et la quantification de d_1 nous permettra d'évaluer la distribution de ces polluants vers chaque rue de sortie dans le modèle simplifié, présenté en section 3.5.2.2.

3.2.2 Vitesses moyennées en temps le long de la colonne d'eau

Les distributions de la vitesse longitudinale moyennée en temps dans les sections S_1, S_2, S_3, S_4 et S_5 (figure 3.4a) révèlent des structures d'écoulement complexes et des différences significatives d'une section à l'autre, tant en termes de maximum de vitesse que de distribution spatiale. En effet, dans S_1, située dans la rue d'entrée 1, la vitesse $U(y, z)$ est typique d'un écoulement quasi-uniforme dans un canal étroit (BONAKDARI et al. 2008 ; NEZU 2005), avec par exemple une vitesse maximale à $z/h \approx 0.8$. De plus, dans les sections transversales S_3 et S_4, situées dans les branches latérales des bifurcations, les gradients transversaux de vitesse longitudinale mettent en évidence l'influence persistante des zones de recirculation et de contraction entre $y/b = 0.2$ et 0.6. En particulier, dans S_3, les isovaleurs de la vitesse longitudinale sont verticales et les vitesses sont minimales à l'aval des zones de recirculation. Dans S_5 (située juste en aval du carrefour c_1), la vitesse $U(y, z)$ est maximale sur le côté gauche et minimale sur le côté droit de la section, correspondant respectivement à l'empreinte aval des zones de contraction et de recirculation dans la branche aval du carrefour c_1 (RIVIÈRE et al. 2014 ; NANIA et al. 2011). La distribution transversale de la vitesse longitudinale moyennée en temps dans S_2 est similaire à celle mesurée par MEJÍA-MORALES et al. (2021), où un déplacement des valeurs maximales de vitesse vers la paroi latérale gauche est observé, en raison des mouvements transversaux dans b_1 et b_2 vers les rues Amont et Aval, respectivement.

Les vecteurs de vitesses transversale et verticale moyennées en temps et normalisées par la vitesse débitante de la section S_i, telle que $U_{bS_i} = Q_{S_i}/(bh)$, sont représentés sur la figure

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

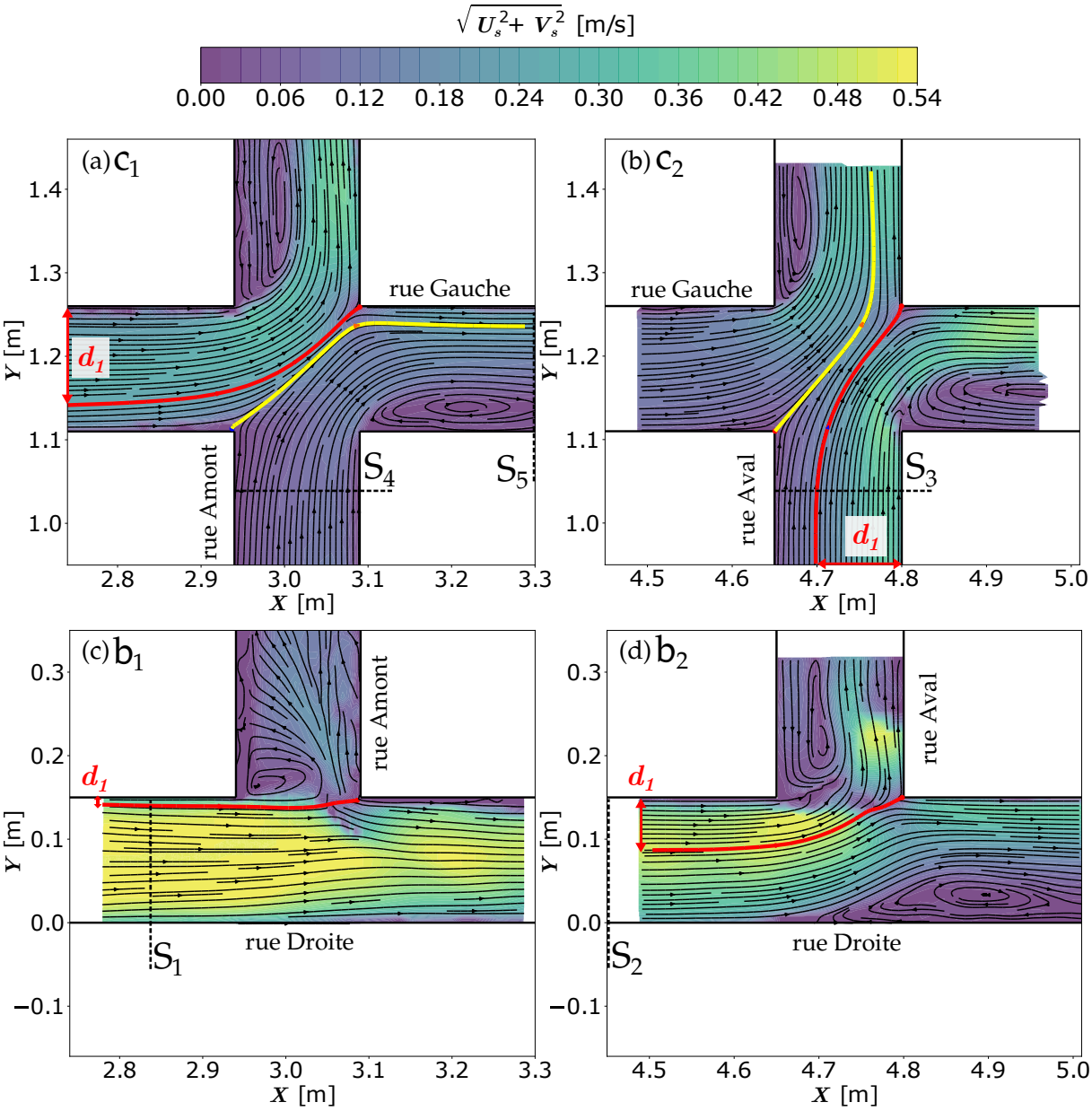


FIGURE 3.3 – Norme des vitesses de surface moyennées en temps (mesurées par LSPIV, section 2.3.2.2), $\sqrt{U_s{}^2 + V_s{}^2}$, et lignes de courant associées dans les quatre intersections : (a) c_1 ; (b) c_2 ; (c) b_1 ; (d) b_2. Les lignes de courant rouges et jaunes représentent respectivement les lignes de division des coins aval et amont des intersections.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

3.4b pour les sections S_3, S_4 et S_5 (aucune donnée n'est cependant disponible pour S_1 et S_2, car les vitesses transversales et verticales sont trop faibles pour être mesurées précisément avec la sonde ADV). Des courants secondaires hélicoïdaux le long de l'axe longitudinal x (du repère de référence local) sont observés sur le côté gauche de S_4 (avec une orientation anti-horaire) et de S_3 (avec une orientation horaire), avec V/U_{bS_i} atteignant 13 % pour S_3 et 25 % pour S_4. Ces courants secondaires peuvent résulter de la combinaison de plusieurs effets :

— les forces centrifuges (premier type de Prandtl) générées par les écoulements transversaux des bifurcations (b_1, b_2) (Neary et al. 1999) ;

— l'inhomogénéité et l'anisotropie de la turbulence (second type de Prandtl) provenant de la couche de cisaillement transversal à l'interface entre les zones de recirculation et de contraction (Mignot et al. 2014 ; Blanckaert, H. J. de Vriend 2010) ;

— le mouvement transversal moyenné en temps et sur la hauteur d'eau, souvent rencontré en amont d'un carrefour (Rivière et al. 2011) ;

Par ailleurs, la section S_5 présente des vitesses transversales importantes au niveau de la partie droite de la section, atteignant 45% de la vitesse débitante U_{bS_5}, en raison de la queue de la zone de recirculation formée dans la branche aval du carrefour c_1 (Nania et al. 2011).

3.2.3 Flux transversal de la quantité de mouvement

Le flux transversal de quantité de mouvement longitudinale, moyenné en temps et sur la hauteur d'eau, s'écrit $\rho\overline{(uv)}_d = \rho\overline{u'v'}_d + \rho(U(V-V_d))_d + \rho U_d V_d$ (Proust et al. 2013), où l'indice d fait référence à la moyenne sur la hauteur d'eau, ($^-$) et les majuscules désignent une moyenne temporelle, ρ est la densité du fluide, u et v sont les vitesses longitudinale et transversale instantanées. Ce flux transversal de quantité de mouvement longitudinale peut se décomposer en trois termes. Le premier terme du côté droit, $\rho\overline{u'v'}_d$, représente la contrainte de Reynolds de cisaillement transversal moyennée sur la hauteur d'eau. Le second terme, $\rho(U(V-V_d))_d$, correspond au transport advectif de quantité de mouvement par le terme dispersif de la vitesse transversale moyennée en temps V et moyenné sur la hauteur d'eau, généré, par exemple, par les courants secondaires illustrés sur la figure 3.4b. En régime d'écoulement uniforme, la vitesse V_d est nulle, mais la valeur moyennée sur la hauteur d'eau de $\overline{u}\,\overline{v}$ peut être différente de zéro en raison des courants secondaires. Le dernier terme, $\rho U_d V_d$, décrit le transport advectif de la quantité de mouvement par l'écoulement moyenné sur la hauteur d'eau.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

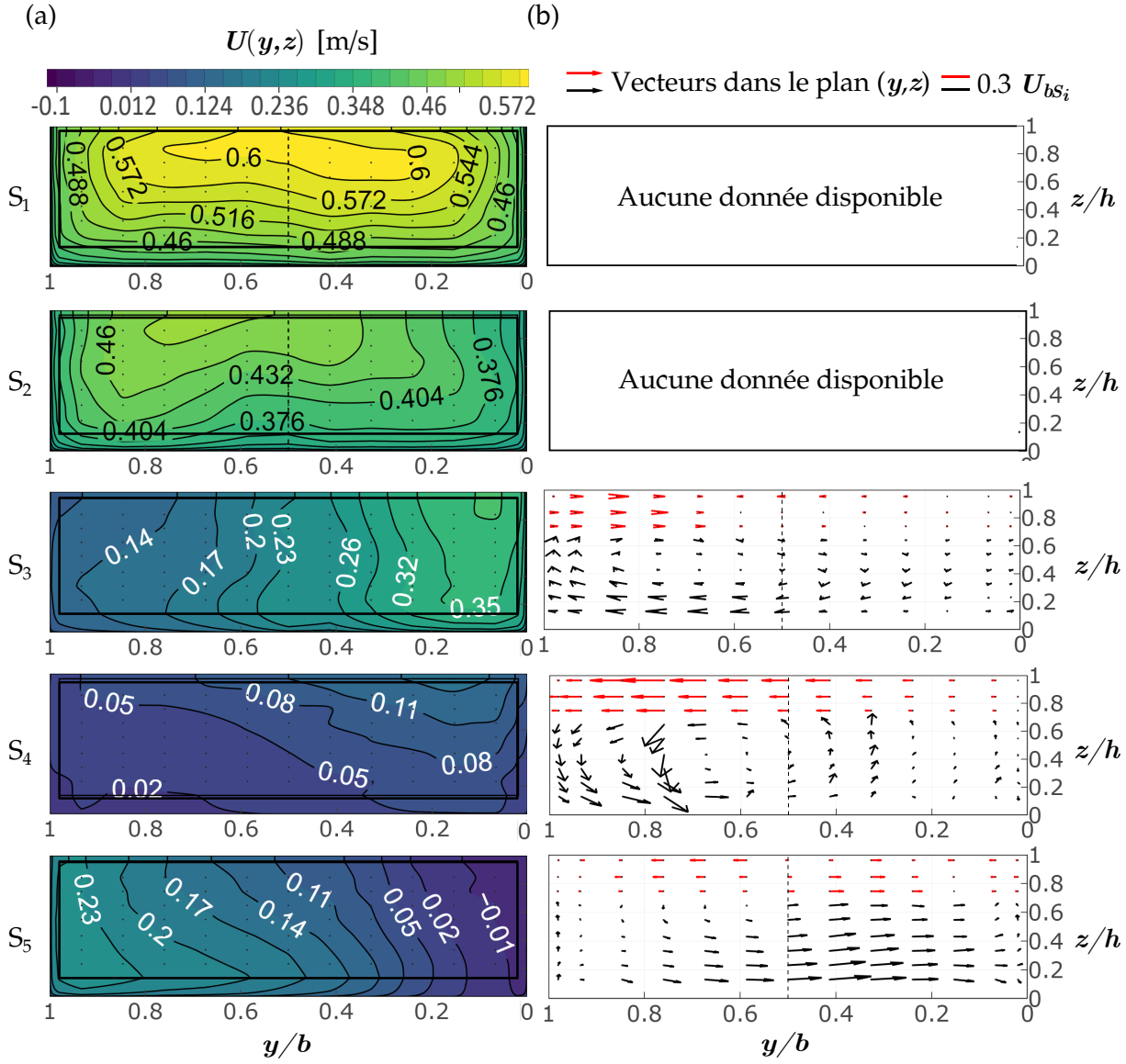


FIGURE 3.4 – (a) Distributions de la vitesse longitudinale moyennée en temps à travers les sections S_1, S_2, S_3, S_4 et S_5. La zone de mesure est indiquée par le rectangle noir, et les extrapolations (introduites dans la section 2.3.3) ont été effectuées en dehors de cette zone de mesure. (b) Distributions des vecteurs de vitesses transversale et verticale moyennées en temps, normalisées par la vitesse débitante U_{bS_i} dans chaque section transversale. La direction de l'écoulement longitudinal est orientée vers le sens positif de l'axe x dans le repère de référence local.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

La figure 3.5 compare les profils transversaux de ces trois termes dans les sections S_3, S_4 et S_5. La contribution relative de chaque terme de flux de quantité de mouvement varie considérablement d'une section à l'autre. En effet, dans S_3, la contrainte de cisaillement transversal moyennée sur la hauteur d'eau $\rho\overline{u'v'}_d$ contribue le plus au flux de quantité de mouvement entre $y/b = 0.2$ et 0.5. Ce résultat est cohérent avec les forts gradients transversaux de vitesse longitudinale (isovaleurs verticales des vitesses longitudinales moyennées en temps sur la figure 3.4a). Dans S_5, le terme $\rho U_d V_d$ domine pour $y/b \in [0.3; 0.7]$, en accord avec les observations sur la figure 3.4b, où les vitesses transversales vers la rive droite atteignent 45% de la vitesse débitante U_{bS_5}. Dans S_4, les trois flux de quantité de mouvement sont du même ordre de grandeur, indiquant que les courants secondaires (ou la dispersion), la diffusion turbulente et l'écoulement transversal moyenné sur la hauteur d'eau contribuent tous à ce flux transversal de quantité de mouvement. Comme ces trois processus physiques participent au transport transversal de quantité de mouvement, on peut supposer qu'ils contribuent également au transport transversal de polluant dans les sections de rue.

3.3 Transport de polluant pour le lieu de rejet de référence

Au vu de l'hydrodynamique présentée précédemment, cette partie 3.3 détaille le transport de polluant dans les rues ainsi qu'à la sortie du réseau de rues à partir du lieu de rejet de référence (*cu*, défini en section 3.1.2). Pour ce faire, la distribution des débits de polluant au sein des rues et à leur sortie est abordée en section 3.3.1. La section 3.3.2 suivante examine les distributions des concentrations moyennées en temps et l'efficacité de mélange à travers les sections de rue.

3.3.1 Débits de polluant au sein et en sortie des rues

Pour le lieu de rejet de référence *cu* (figure 3.1b), le débit de polluant normalisé $\widehat{Qm_{S_i}} = Qm_{S_i}/(C_{rejet} \times Q_{rejet})$ à travers chaque section S_i (méthode détaillée en section 2.4.4.2), ainsi que le débit de polluant normalisé $\widehat{Qm_{oj}} = Qm_{oj}/(C_{rejet} \times Q_{rejet})$ dans chaque sortie n° j (méthode détaillée en section 2.4.4.1), sont présentés sur la figure 3.6, respectivement en encadré vert et en vert sur fond blanc.

Dans la bifurcation b_1, le panache de polluant se divise entre la rue Droite (97.1 % du

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

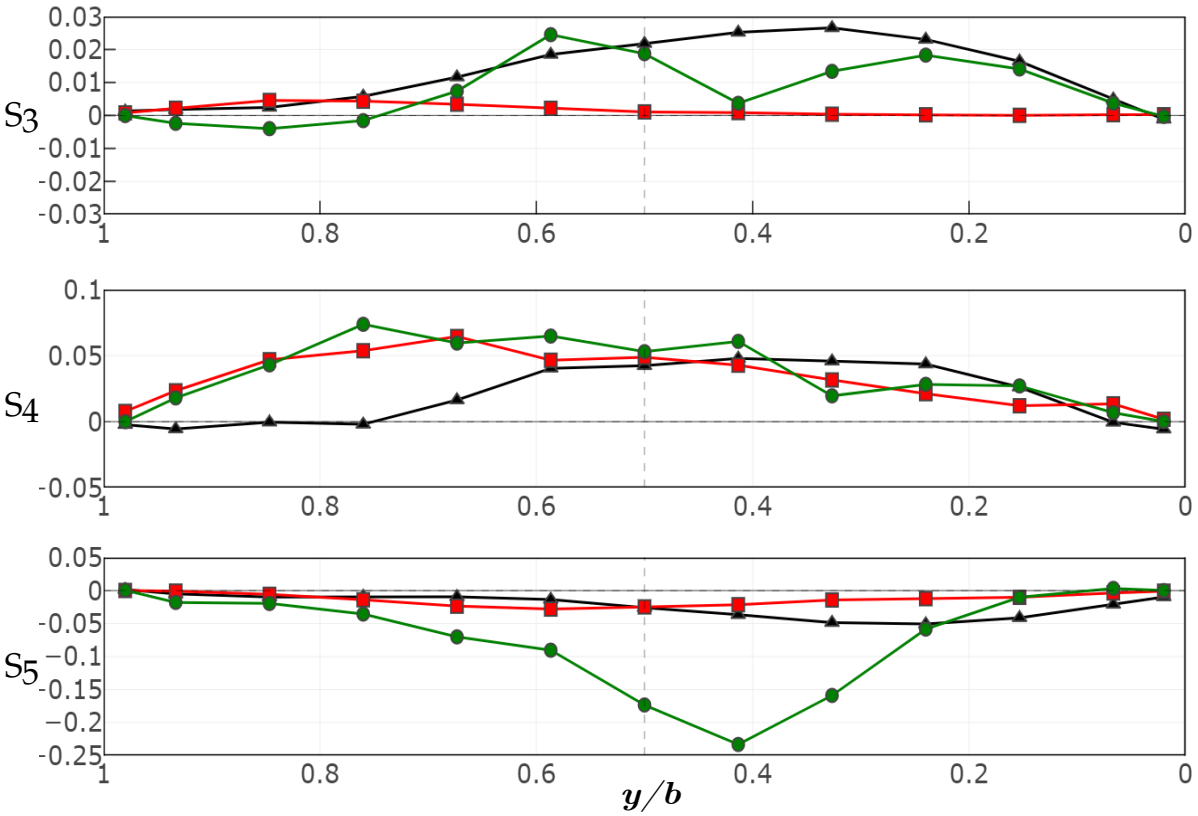


FIGURE 3.5 – Distribution transversale dans les sections S_3, S_4 et S_5 du flux transversal normalisé de quantité de mouvement longitudinale moyenné en temps et sur la hauteur d'eau, avec la contribution du transport advectif de quantité de mouvement par l'écoulement moyenné sur la hauteur d'eau $U_d V_d / {U_{bS_i}}^2$ (●), la contrainte de Reynolds de cisaillement transversal moyennée sur la hauteur d'eau $(\overline{u'v'})_d / {U_{bS_i}}^2$ (▲), et le transport advectif de quantité de mouvement par le terme dispersif moyenné sur la hauteur d'eau de la vitesse transversale moyennée en temps $(U(V - V_d))_d / {U_{bS_i}}^2$ (■).

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

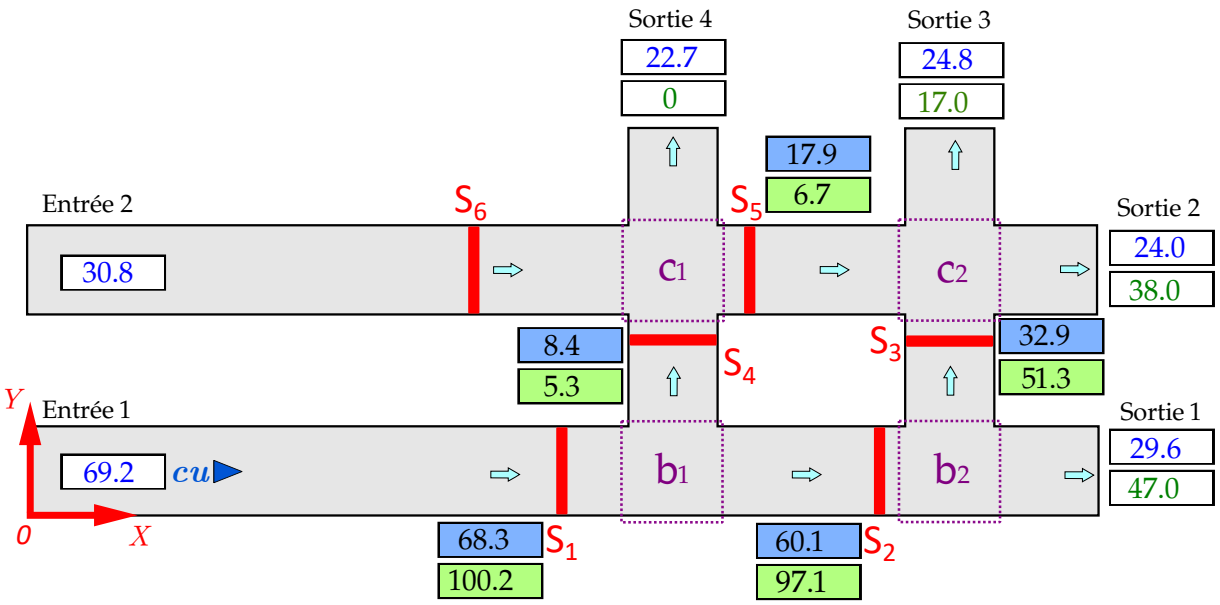
débit massique injecté) et la rue Amont (5.3 %), avec une erreur dans le bilan massique de 2.3 %. Tous les polluants provenant de la rue Amont tournent ensuite vers la rue Gauche en aval du carrefour c_1, de sorte que $\widehat{Qm_{o4}} = 0\,\%$. Au niveau de b_2, la répartition du débit de polluant vers la rue Aval (51.3 %) dépasse légèrement celui vers la sortie 1 (47.0 %). La répartition très similaire entre les débits d'eau (en encadré bleu sur la figure 3.6) et les débits de polluant au niveau de b_2 peut s'expliquer par la distribution de concentration quasi-symétrique par rapport à l'axe vertical situé au centre de la rue qui atteint b_2 (présentée sur la figure 3.7b à travers la section S_2). Enfin, les polluants provenant des rues Gauche et Aval se rejoignent au niveau du carrefour c_2, avec une grande quantité de polluant qui atteint la sortie 2 (38.0 %), tandis qu'une plus faible quantité atteint la sortie 3 (17.0 %). Ainsi, la majeure partie de l'écoulement fortement pollué de la rue Aval tourne dans c_2 à droite vers la sortie 2, tandis que la sortie 3 reçoit l'écoulement faiblement pollué de la rue Gauche et seulement une petite partie de celui de la rue Aval.

3.3.2 Distributions des concentrations et efficacité de mélange

Cette section présente les concentrations distribuées dans l'ensemble de chaque section transversale de rue étudiée (figure 3.7), ainsi que l'estimation de l'efficacité de mélange. La figure 3.7 met en évidence des différences importantes dans la distribution des concentrations à travers les sections S_1 à S_5, ce que confirme également l'écart-type normalisé de la distribution de concentration E_m (paramètre introduit en section 2.4.3.4). Comme attendu, l'hétérogénéité de la concentration (quantifiée par E_m) diminue depuis l'amont (S_1) vers l'aval (S_3 et S_4), à l'exception de S_5, dont ce cas particulier est discuté plus loin.

En amont de la première bifurcation b_1 (via S_1), la distribution de concentration (figure 3.7a) présente les caractéristiques d'un mélange purement transverse pour un rejet de polluant injecté au centre d'un écoulement quasi-unidimensionnel suivant l'axe longitudinal X (figure 3.4a) et de manière uniforme le long de la hauteur d'eau (Rutherford 1994). En effet, la concentration est maximale ($C/Cm = 3.35$) approximativement au centre de la rue et diminue à l'approche des parois latérales sur toute la colonne d'eau. La valeur de $E_m = 0.63$ dans S_1 confirme cette hétérogénéité, avec la valeur la plus élevée parmi les cinq sections testées. Dans S_2 (figure 3.7b), le mélange transverse de polluant se poursuit ($E_\mathrm{m} = 0.25$) avec un déplacement des valeurs maximales vers la paroi latérale gauche, en raison des mouvements transversaux dans b_1 et b_2 vers les rues Amont et Aval, respectivement. Dans S_3 (figure 3.7c) et S_4 (figure 3.7d), des distributions de concentration assez homogènes sont observées, indiquant un mélange efficace de polluant

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés



(%) Pourcentage du débit d'eau en sortie de rue (cf. section 2.1)

(%) Pourcentage de débit de polluants en sortie de rue (cf. section 2.4.4.1)

Pourcentage de débit d'eau à travers la section de rue S_i (cf. section 2.3.3)

Pourcentage de débit de polluants à travers la section de rue S_i (cf. section 2.4.4.2)

Erreurs liées au bilan des :

	débits d'eau E_Q (%)	débits de polluants E_{Qm} (%)
b1	$\widehat{Q_{S_1}} - \widehat{Q_{S_4}} - \widehat{Q_{S_2}} = 0.2$	$\widehat{Qm_{S_1}} - \widehat{Qm_{S_4}} - \widehat{Qm_{S_2}} = 0.9$
b2	$\widehat{Q_{S_2}} - \widehat{Q_{S_3}} - \widehat{Q_{o1}} = 2.4$	$\widehat{Qm_{S_2}} - \widehat{Qm_{S_3}} - \widehat{Qm_{o1}} = 1.2$
c1	$\widehat{Q_{i2}} + \widehat{Q_{S_4}} - \widehat{Q_{S_5}} - \widehat{Q_{o4}} = 1.4$	$\widehat{Qm_{S_4}} - \widehat{Qm_{S_5}} - \widehat{Qm_{o4}} = 1.4$
c2	$\widehat{Q_{S_5}} + \widehat{Q_{S_3}} - \widehat{Q_{o2}} - \widehat{Q_{o3}} = 2.0$	$\widehat{Qm_{S_5}} + \widehat{Qm_{S_3}} - \widehat{Qm_{o2}} - \widehat{Qm_{o3}} = 3.0$

FIGURE 3.6 – Pourcentages des débits de polluant en sortie de rues $\widehat{Qm_{oj}}$ (indiqués par les boîtes blanches avec des lettres vertes) et des débits de polluant $\widehat{Qm_{Si}}$ à travers une section de rue S_i (boîtes vertes). Pourcentages des débits d'eau aux entrées des rues ($\widehat{Q_{i1}}$ et $\widehat{Q_{i2}}$), aux sorties n° j avec $\widehat{Q_{oj}}$ (boîtes blanches avec des lettres bleues) et à travers les rues $\widehat{Q_{Si}}$ (boîtes bleues). Le réseau de rues n'est pas à l'échelle. Les erreurs des bilans des débits d'eau et de polluant normalisés, notées E_Q et E_{Qm}, respectivement, pour chaque intersection, sont fournies dans le tableau et permettent de quantifier les incertitudes d'estimation de ces débits.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

à l'aval des bifurcations (avec $E_m = 0.12$ et 0.19, respectivement). En effet, les courants secondaires contribuent au mélange de polluant dans S_4 (Zhu et al. 2022) en rue Amont et peu dans S_3 (figure 3.5) en rue Aval, combinés à un niveau élevé de diffusion turbulente (figure 3.5) à travers S_3 et S_4, qui participe à un mélange local important de polluant. Dans S_5 (figure 3.7e), la distribution des concentrations moyennées en temps est plus hétérogène que dans S_4, bien que cette section soit située plus en aval : E_m augmente de 0.19 à 0.38. Cette augmentation d'hétérogénéité est due à l'apport d'eau claire en provenance de la rue Gauche (Entrée 2) atteignant le carrefour c_1 et se retrouvant partiellement près de la paroi latérale gauche de S_5 (figure 3.3a), avec des concentrations quasi-nulles entre $y/b = 0.9$ et 1 (cf. les isovaleurs de couleur blanche en figure 3.7e).

3.4 Sensibilité de la distribution de polluant aux lieux de rejet

La section précédente a détaillé le transport de polluant pour un rejet centré transversalement et en amont de la rue Droite (au lieu *cu*). Pour évaluer la sensibilité de la distribution de polluant à l'emplacement du rejet, les dix-neuf lieux de rejet sont présentés sur la figure 3.1b, y compris le lieu de rejet de référence *cu* discuté dans la section 3.3.

3.4.1 Lieux de rejet dans les rues d'entrée

Cette section examine les débits de polluant en sortie de rues pour les dix-neuf lieux de rejet, à travers le même écoulement. Nous étudions dans un premier temps l'effet d'un déplacement transversal des lieux de rejet dans une rue sur la distribution de polluant.

Les débits de polluant normalisés en sortie des rues (i.e. quittant le domaine étudié), représentés sur la figure 3.8, sont très sensibles au lieu de rejet suivant le déplacement transversal dans une rue d'entrée. Par exemple, déplacer le lieu de rejet dans la rue Droite de *lu* à *cu*, puis de *cu* à *ru*, augmente le débit de polluant sortant du domaine par la sortie 1 $\widehat{Qm_{o1}}$ de 12 % à 75 %, mais réduit $\widehat{Qm_{o3}}$ à la sortie 3 de 52 % à 8 % et $\widehat{Qm_{o2}}$ à la sortie 2 de 40 % à 22 %. Cette forte sensibilité est due à l'interaction du panache de polluant avec la ligne de division de la bifurcation b_1 (illustrée sur la figure 3.3c). Comme le montre la figure 3.9a, la quantité de polluant située sur le côté gauche de cette ligne de division atteint principalement la branche latérale de b_1 (la rue Amont), tandis que le reste se dirige vers la branche principale aval (la rue Droite). Une sensibilité similaire est observée

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

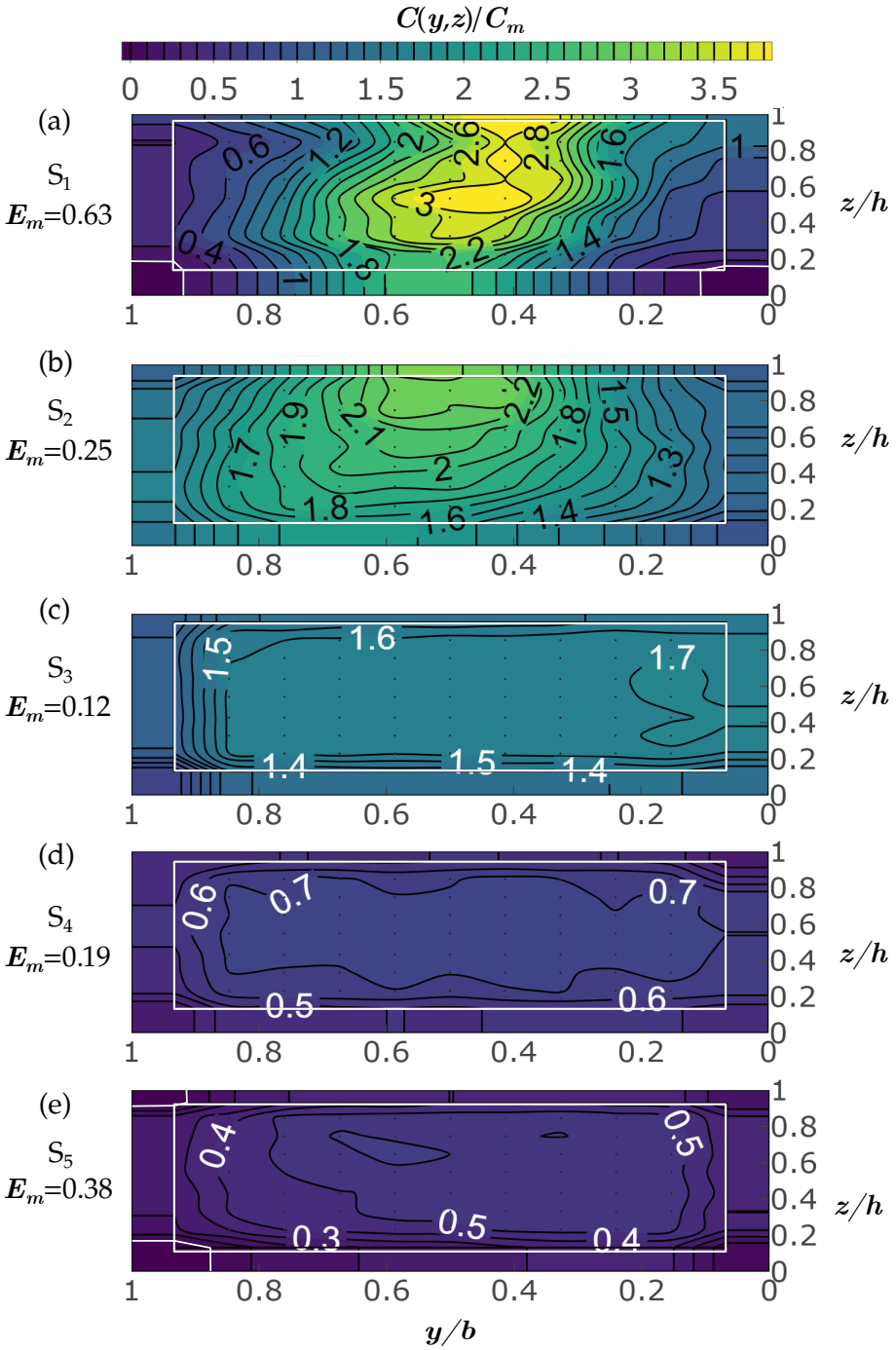


FIGURE 3.7 – Distribution de la concentration moyennée en temps $C(y, z)$, normalisée par la concentration parfaitement mélangée C_m (introduite en section 2.4.3.3), dans les sections transversales de rue (a) S_1, (b) S_2, (c) S_3, (d) S_4 et (e) S_5, accompagnée de l'écart-type normalisé de la distribution de concentration E_m. La zone de mesure est située à l'intérieur du rectangle blanc. Les isovaleurs de $C(y, z)$ mises en évidence en blanc indiquent les concentrations $C(y, z) = 0$.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

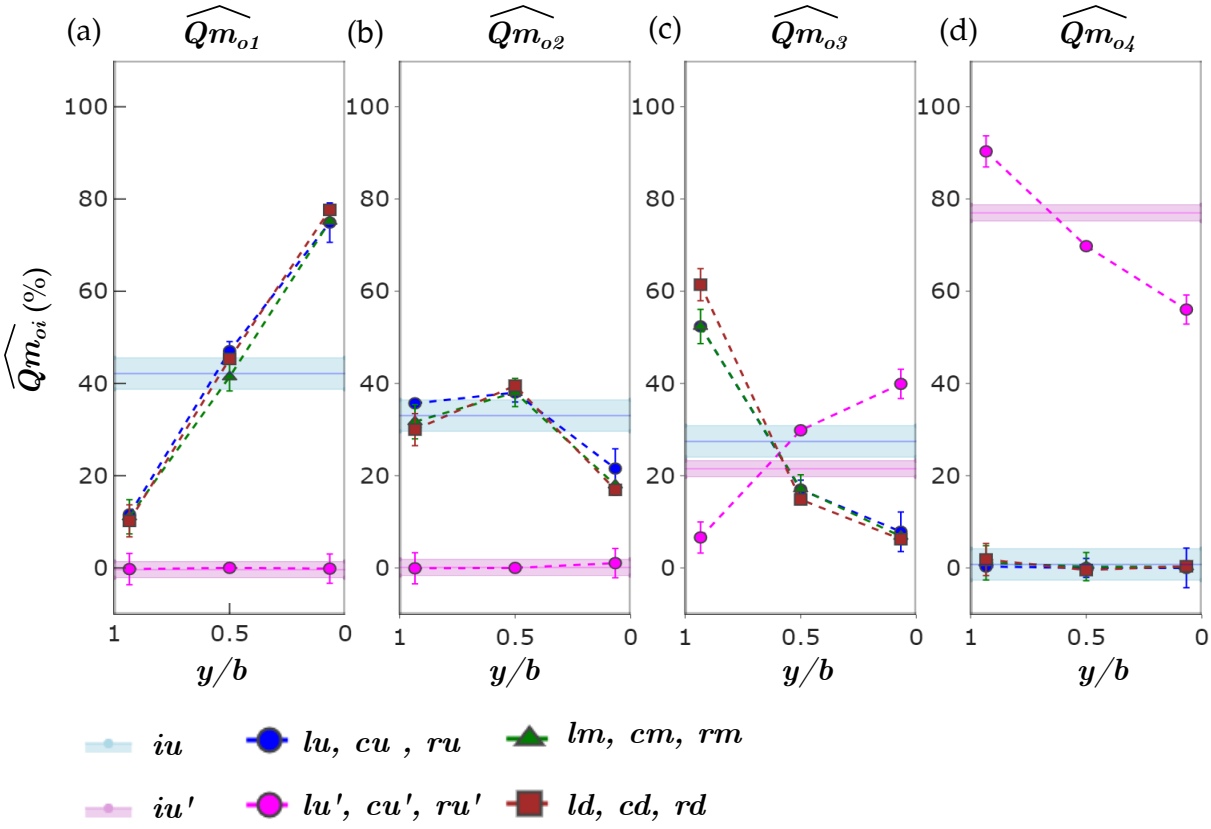


FIGURE 3.8 – Pourcentage des débits de polluant $\widehat{Qm_{oj}}$ pour quatorze lieux de rejet de polluant (figure 3.1b) aux quatre sorties de rue : (a) sortie 1, (b) sortie 2, (c) sortie 3 et (d) sortie 4. L'épaisseur des faisceaux bleus et roses indique l'incertitude de mesure, calculée à partir de l'écart-type de la conservation de la masse de polluant pour les lieux de rejet en iu et iu', respectivement.

au carrefour c_1, où le déplacement du rejet dans la rue Gauche de lu' à cu', puis de cu' à ru', augmente $\widehat{Qm_{o3}}$ de 7 % à 40 % et réduit $\widehat{Qm_{o4}}$ de 90 % à 56 %, respectivement.

En revanche, un déplacement longitudinal du lieu de rejet dans la rue Droite a une influence limitée sur les débits de polluant en sortie de rues. Les courbes correspondant aux rejets « en amont » (lu, cu, ru en bleu), « au milieu » (lm, cm, rm en vert) et « en aval » (ld, cd, rd en marron) de la rue Droite ne diffèrent entre elles que de 5 % maximum (figure 3.8), sans tendance particulière.

3.4.2 Lieux de rejets dans le carrefour

Cette section étudie l'effet sur la répartition de polluant d'un déplacement du lieu de rejet qui chevauche les lignes de division d'un carrefour situé en amont d'un réseau de rues. Les débits de polluant en sortie de rues sont une nouvelle fois mesurés (rapportés sur le tableau 3.1), mais cette fois-ci pour les rejets en $cr1$, $cr2$, $cr3$, $cr4$ et $cr5$, situés

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

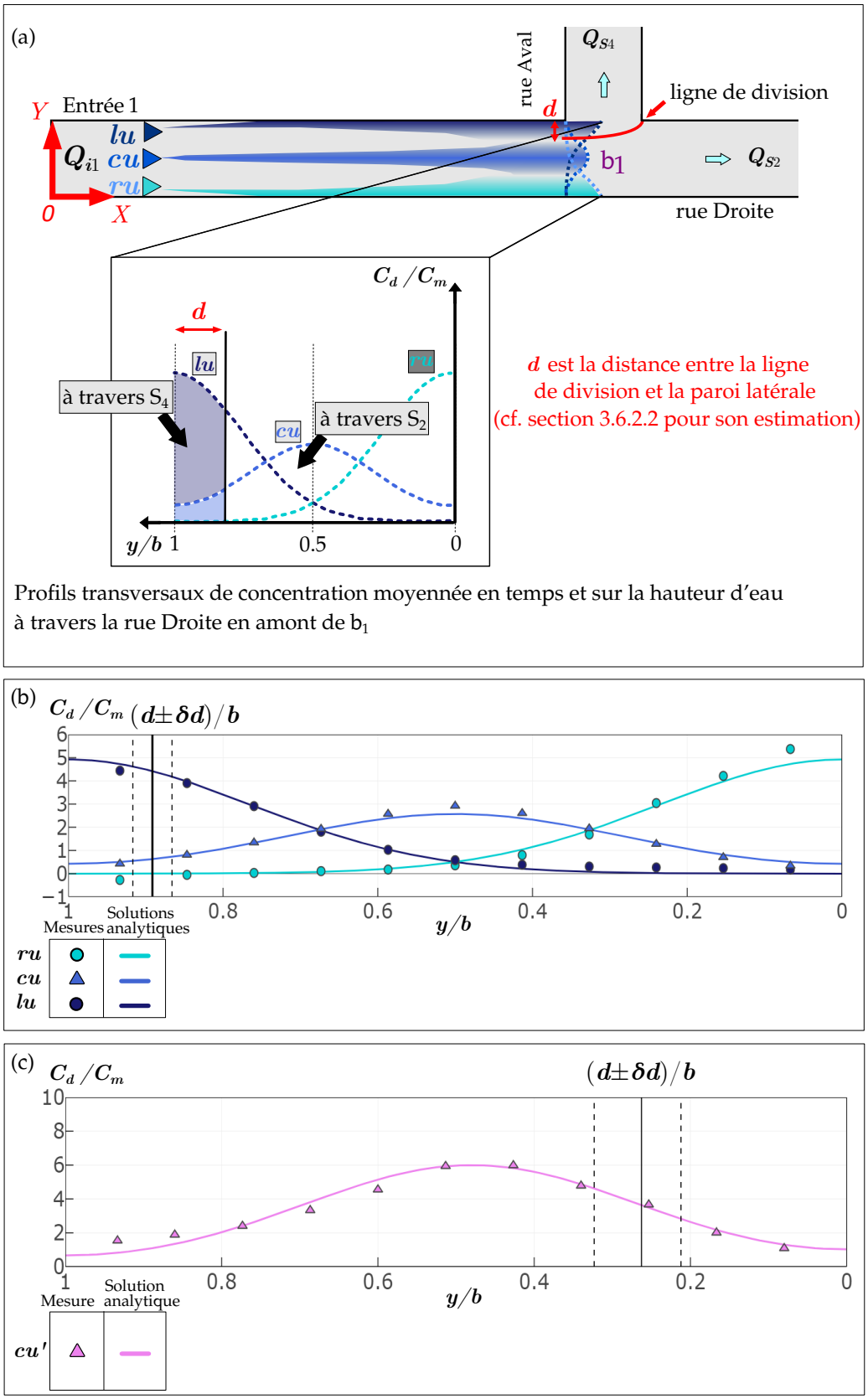


FIGURE 3.9 – (a) Principe pour estimer la quantité de polluant répartie de part et d'autre de la ligne de division. (b) Profils transversaux des concentrations moyennées en temps et sur la hauteur d'eau, notées $C_d(y)$ dans la section S_1 pour lu, cu et ru, ainsi que (c) dans la section S_6 pour lu', cu' et ru'. Les profils analytiques issus du modèle de RUTHERFORD (1994) sont représentés par des lignes continues et les mesures de concentration par des marqueurs. L'estimation de la valeur du coefficient de mélange transverse est détaillée en section 3.5.1

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

TABLE 3.1 – Débits de polluant normalisés aux sorties 3 et 4 pour les différents lieux de rejet situés dans le carrefour c_1, désignés par $cr1$ à $cr5$ (figure 3.1b).

Rejet dans c_1 aux lieux :	$\widehat{Qm_{o3}}$ (%)	$\widehat{Qm_{o4}}$ (%)
cr1	98.9 ± 4.4	5.6 ± 4.4
cr2	16.4 ± 2.2	86.1 ± 2.2
cr3	0.5 ± 1.7	100.2 ± 1.7
cr4	103.8 ± 4.5	-1.2 ± 4.5
cr5	100.1 ± 4.5	3.5 ± 4.5

A noter que pour les lieux de rejet $cr1$, $cr2$, $cr3$, $cr4$ et $cr5$, $\widehat{Qm_{o1}} = \widehat{Qm_{o2}} = 0$. Le fait que $\widehat{Qm_{o3}} + \widehat{Qm_{o4}} \neq 100\%$ est dû à l'incertitude de la mesure des débits de polluant en sortie de rues.

dans le carrefour c_1.

La distribution du polluant à travers le réseau de rues est également sensible au lieu exact de rejet au sein du carrefour c_1 par rapport aux lignes de division locales (illustrées sur la figure 3.3a). En effet, les rejets en $cr1$, $cr4$ et $cr5$ sont situés du côté droit de la ligne de division partant du coin aval du carrefour c_1 (ligne de couleur jaune sur la figure 3.3a) et présentent un débit quasi-négligeable de polluant mesuré à la sortie 4 ($\widehat{Qm_{o4}} \leq 6\,\%$ sur le tableau 3.1). En négligeant l'effet de la diffusion turbulente et des courants secondaires à l'interface des deux écoulements entrants dans le carrefour, une grande partie des polluants atteint la rue Gauche et sort du domaine à la sortie 3 après avoir traversé le carrefour c_2 (figure 3.3b). À l'inverse, les lieux de rejet en $cr2$ et $cr3$ se trouvent du côté gauche de la ligne de division du carrefour c_1 (figure 3.3a). Pour $cr3$, une grande partie des polluants atteint la sortie 4 ($\widehat{Qm_{o4}} \approx 100\,\%$). Pour $cr2$, le panache de polluant chevauche la ligne de division de c_1 et la quantité de polluant se divise alors en deux parties entre les deux branches sortantes de c_1 : 86.1 % de ce panache finit à la sortie 4 et 16.4 % atteint la rue Gauche pour finir à la sortie 3 (tableau 3.1).

3.5 Modèle 2D simplifié du transport de polluant

Pour expliquer les résultats obtenus ci-dessus, cette section propose un modèle descriptif (SQUAZZONI et al. 2020) de plusieurs scénarios de transport de polluant dans une configuration d'écoulement en régime stationnaire et fluvial au sein du réseau de rues simplifié, comportant uniquement des intersections à 90 °, comme dans le cas présenté précédemment. Les paramètres d'entrée nécessaires pour la modélisation simplifiée du transport de polluant sont :

1. le débit d'eau dans l'écoulement de chaque rue (mesuré ou calculé en résolvant les

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

équations de Saint-Venant 2D) ;

2. la position exacte du lieu de rejet de polluant ;
3. la distribution de concentration mesurée à l'entrée des intersections situées en aval du rejet ;

3.5.1 Transport de polluant dans les rues d'entrée

Cette section aborde la modélisation simplifiée du transport de polluant dans les rues d'entrée. Pour un rejet ponctuel, verticalement homogène et centré transversalement dans une rue, où l'écoulement est considéré unidimensionnel (proche de ceux retrouvés dans les branches amont des rues Droite (figure 3.4a) et Gauche), le panache suit un mélange strictement transverse. Les profils transversaux de concentrations présentent alors des distributions gaussiennes, avec une concentration maximale au centre de la rue et une diminution progressive à l'approche de chacune des deux parois latérales. De plus, à partir de la méthode des miroirs (détaillée en section 1.3.3.3), la concentration est supposée entièrement réfléchie lorsqu'elle s'approche des parois latérales (Rutherford 1994). Le profil transversal de concentrations moyennées sur la hauteur d'eau peut alors être prédit à l'aide de la solution analytique de l'équation d'advection-diffusion 2D (2D-ADE) proposée par Rutherford (1994) et introduite en section 1.3.3.3.

Cependant, cette solution analytique requiert la valeur du coefficient de mélange transverse. Pour estimer la valeur de ce coefficient normalisé $E_y/(hu^*)$ dans les branches amont des rues d'entrée, des mesures à partir du rejet en *cu* (figure 3.1b) de distribution de concentrations (illustrée sur la figure 2.22b au chapitre 2) ont été effectuées dans la rue (droite) isolée (présentée en section 2.2.2). Cette distribution permet d'obtenir le profil transversal de concentrations moyennées en temps et sur la hauteur d'eau sur la figure 3.10a. Ensuite, le coefficient de mélange transverse E_y est obtenu en ajustant ce profil mesuré avec la solution analytique (équation 1.8 de la section 1.3.3.3) par la méthode des moindres carrés. L'ajustement dans la rue (droite) isolée permet d'estimer $E_y/(hu^*) = 0.079$ (avec $R^2 > 0.99$), pour un rapport d'aspect $b/h = 2.22$ et un rapport de vitesse $U_{bS_0}/u^* = 19.41$, avec la vitesse de frottement u^* estimée à l'aide de l'équation de Colebrook-White. La figure 3.10b montre que cette valeur est en bon accord avec les données disponibles dans la littérature, collectées par Huai et al. (2018) et tracées par Fagour et al. (2022).

Cette valeur estimée dans la rue (droite) isolée est ensuite utilisée dans le cas des

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

rues amont, c'est à dire celles situées avant les premières intersections du réseau de rues, en vérifiant que la solution analytique avec $E_y/(hu^*) = 0.079$ soit correctement ajustée aux profils transversaux de concentrations mesurées sur les figures 3.9b et 3.9c pour les branches amont des rues Droite et Gauche, respectivement. Une bonne concordance entre les solutions analytiques et les mesures est observée en S_1 (figure 3.9b) pour les rejets en ru, cu et lu en amont de b_1, ainsi qu'en S_6 (figure 3.9c) pour le rejet en cu', en amont de c_1.

En conclusion, connaissant le lieu de rejet et la valeur du coefficient de mélange transverse, il est possible d'utiliser cette solution analytique pour prédire la distribution de concentration en entrée des premières intersections, c'est à dire la bifurcation b_1 et le carrefour c_1, dans le cas présent.

3.5.2 Distribution du polluant dans les intersections

Cette section aborde la modélisation simplifiée du transport 2D de polluant dans le plan horizontal au sein d'une intersection en considérant que la diffusion turbulente est négligeable (section 3.5.2.1). De plus, la méthode pour prédire quantitativement la distribution de polluant dans les intersections est détaillée en section 3.5.2.2 et une validation expérimentale du modèle simplifié 2D est proposée en section 3.5.2.3.

3.5.2.1 Modélisation simplifiée 2D du transport sans diffusion turbulente

Lorsque le panache de polluant atteint une intersection, six configurations peuvent être envisagées (illustrées sur la figure 3.11). La figure 3.11 propose, pour une bifurcation, un carrefour et une jonction, deux cas pour chacun d'entre eux : dans l'un, l'écoulement entrant majoritaire dans l'intersection présente une distribution de concentration hétérogène (zone verte hachurée) ; dans l'autre, une distribution homogène (zone verte). Suivant cette condition d'hétérogénéité et les lignes de division des intersections (lignes rouges et jaunes sur la figure 3.11), chaque cas détermine si la distribution de polluant est équivalente ou non (OUI/NON) à celle des débits d'eau.

(i) Lorsqu'un écoulement pollué avec une distribution de concentration hétérogène entre dans une bifurcation, il se divise en deux parties de part et d'autre de la ligne de division, et la distribution de concentration demeure hétérogène dans les deux branches en aval (cas 1 sur la figure 3.11). Ce scénario correspond, pour notre étude, aux rejets situés dans la rue Droite après avoir franchi la bifurcation b_1. (ii) A l'inverse, un écoulement

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

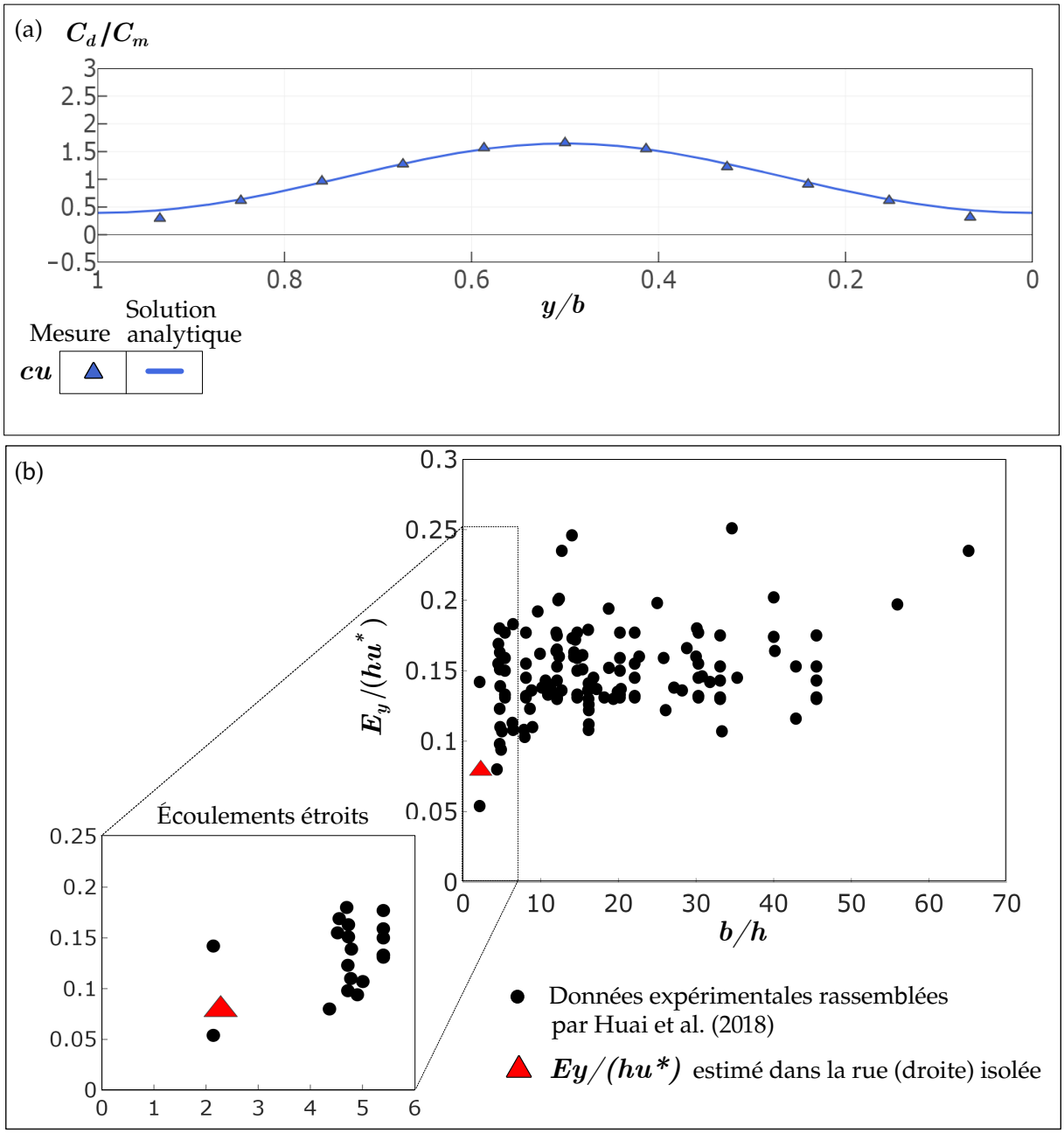


FIGURE 3.10 – (a) Profils transversaux de concentrations moyennées en temps et sur la hauteur d'eau $C_d(y)$ normalisées par C_m, dans la section S_0 pour le lieu de rejet en cu dans la configuration de la rue (droite) isolée (section 2.2.2). (b) Coefficient de mélange transverse normalisé $E_y/(hu^*)$ en fonction du rapport d'aspect pour des écoulements uniformes et à parois lisses. Comparaison entre les ensembles de données expérimentales rassemblées par HUAI et al. (2018) et notre valeur obtenue en S_0 pour cu dans la rue isolée avec $E_y/(hu^*) = 0.079$, $b/h = 2.22$ et $U/u^* = 19.41$.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

pollué avec une distribution de concentration homogène atteignant une bifurcation reste homogène dans les deux branches en aval (cas 2 sur la figure 3.11). Ce scénario correspond au rejet en iu, lorsque l'écoulement de concentration homogène entrant dans la rue Droite atteint b_1. Lorsqu'un écoulement principal pollué avec une distribution de concentration hétérogène (iii) pénètre dans un carrefour, il se divise en deux parties de part et d'autre en suivant la ligne de division (ligne rouge sur la figure 3.11). La majeure partie de l'écoulement pollué finit dans la branche latérale aval, où il conserve une distribution de concentration hétérogène (cas 3 sur la figure 3.11). Le reste de l'écoulement pollué, qui ne va pas dans la branche latérale aval, se rassemble avec le second écoulement entrant, ce qui résulte en un écoulement de distribution de concentration hétérogène dans la branche principale en aval. Le scénario du cas 3 correspond, pour notre étude, aux rejets situés dans la rue Gauche (i.e. cu', lu' ou ru') à l'approche du carrefour c_1. A l'inverse, lorsqu'un écoulement principal pollué de distribution de concentration homogène (iv) pénètre dans le carrefour, il se divise en deux parties de part et d'autre en suivant la ligne de division (en rouge sur la figure 3.11). Une partie de l'écoulement pollué termine dans la branche latérale aval, où il conserve une distribution de concentration homogène (cas 4 sur la figure 3.11). Le reste de l'écoulement pollué entrant se rassemble avec le second écoulement entrant, produisant un écoulement de distribution de concentration hétérogène dans la branche principale en aval. Le scénario du cas 4 correspond aux rejets en cu ou en iu' lorsque l'écoulement pollué s'introduit dans le carrefour c_2 ou c_1, respectivement. Enfin, lorsqu'un écoulement pollué avec une distribution de concentration hétérogène (v) ou homogène (vi) atteint une jonction, il se mélange simplement à l'autre écoulement entrant, produisant systématiquement un écoulement pollué avec une distribution de concentration hétérogène dans la branche aval (cas 5 et cas 6, respectivement, sur la figure 3.11).

En conclusion, pour tous les cas présentés ci-dessus, la distribution de polluant au sein des intersections à angle droit est régie par l'advection 2D de l'écoulement moyenné en temps (comportement similaire au transport de polluant dans des écoulements atmosphériques au sein d'un réseau de rues (Soulhac et al. 2009)), où les écoulements pollués se rassemblent ou se séparent en suivant les lignes de division. En effet, les processus de diffusion turbulente sont négligés ici. Cependant, il reste à prouver par la suite que la diffusion turbulente est effectivement négligeable dans ces zones au centre des intersections.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

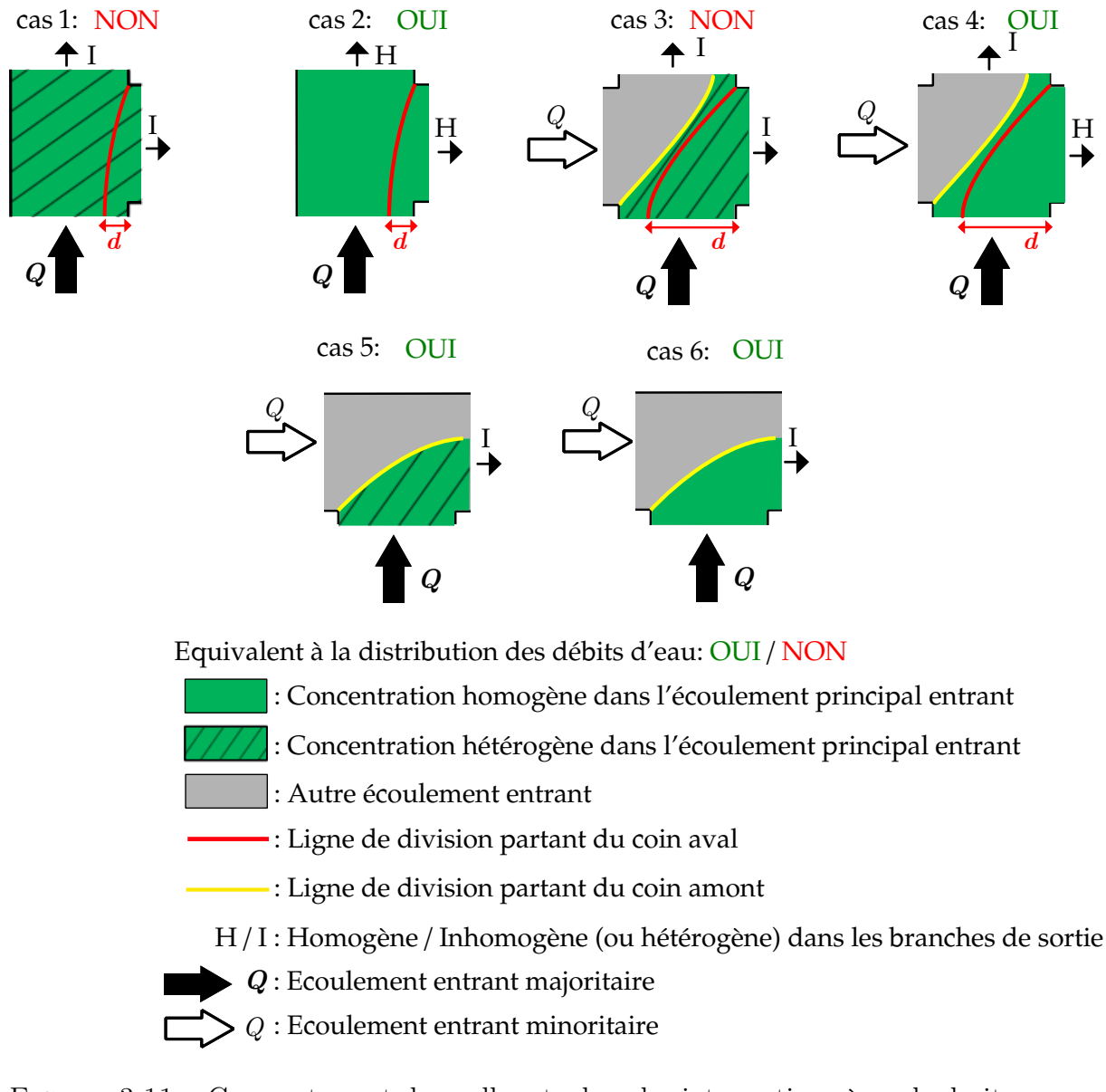


FIGURE 3.11 – Comportement des polluants dans les intersections à angle droit en analysant l'écoulement moyenné en temps 2D dans le plan horizontal et en négligeant tout effet de diffusion turbulente : pour une bifurcation avec un écoulement entrant hétérogène (cas 1) et homogène (cas 2) ; pour un carrefour avec un écoulement principal hétérogène (cas 3) et homogène (cas 4) ; pour une jonction avec un écoulement principal hétérogène (cas 5) et homogène (cas 6).

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

3.5.2.2 Modélisation quantitative de la distribution de polluant aux intersections basé sur le modèle simplifié 2D

Pour prédire quantitativement la distribution de polluant au sein d'une intersection, il est tout d'abord nécessaire d'estimer la distance d (figure 3.11) entre la ligne de division de l'écoulement moyenné en temps, provenant du coin aval, et la paroi latérale de la branche d'entrée (en rouge sur cette figure). Premièrement, les données LSPIV ont déjà permis d'estimer une première valeur d_1 (figure 3.3). Ensuite, deux autres estimations, d_2 (à partir du débit d'eau de la branche latérale aval) et d_3 (à partir du débit d'eau de la branche principale aval), peuvent être calculées en se basant sur la conservation des débits d'eau présentée sur le tableau 3.2, en supposant que la vitesse longitudinale moyennée en temps reste constante le long des axes transversal et vertical. En effet, cette hypothèse semble valide dans les rues d'entrée, par exemple dans les sections S_1, S_6 et S_2, où l'écart-type de la vitesse longitudinale moyennée en temps ne dépasse pas 15 % de la vitesse débitante dans ces sections (figure 3.4a). Toutefois, cette hypothèse semble moins valide dans les sections S_3, S_4 et S_5, où l'écart-type varie de 47 % à 87 % de la vitesse débitante dans ces sections (figure 3.4a). Enfin, la distance finale, notée d (présentée sur le tableau 3.2), est ensuite calculée comme étant la moyenne de ces trois estimations, telle que $d = (d_1 + d_2 + d_3)/3$. L'écart-type calculé entre ces trois estimations, noté δd, est également présenté sur le tableau 3.2.

Par la suite, les débits de polluant normalisés prédits dans les branches latérales des intersections, notés P_{S_i} (avec "P" pour "prédiction") à travers la section S_i ou P_{oj} à la sortie n° j, suivent les équations 3.1 à 3.4 :

$$P_{S_4} = \frac{Q_{i1}}{Q_{i1} + Q_{i2}} \times \frac{1}{b} \times \int_{y=d}^{y=b} C_d(y)/C_m \, dy \tag{3.1}$$

$$P_{S_3} = \frac{Q_{S_2}}{Q_{i1} + Q_{i2}} \times \frac{1}{b} \times \int_{y=d}^{y=b} C_d(y)/C_m \, dy \tag{3.2}$$

$$P_{o4} = \frac{Q_{i2}}{Q_{i1} + Q_{i2}} \times \frac{1}{b} \times \int_{y=d}^{y=b} C_d(y)/C_m \, dy \tag{3.3}$$

$$P_{o2} = \frac{Q_{S_3}}{Q_{i1} + Q_{i2}} \times \frac{1}{b} \times \int_{y=0}^{y=d} C_d(y)/C_m \, dy \tag{3.4}$$

où l'équation 3.1 fait référence au pourcentage de débit de polluant à travers S_4 en aval de b_1, où le profil transversal de la concentration moyennée en temps et sur la hauteur d'eau normalisée, $C_d(y)/C_m$ (pour rappel, l'indice "d" fait référence à la moyenne sur la

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

hauteur d'eau), est intégré sur S_1. De manière similaire, l'équation 3.2 fait référence à S_3 en aval de b_2, avec une intégration à travers S_2. L'équation 3.3 fait référence à la sortie 4 en aval de c_1, avec une intégration à travers S_6. L'équation 3.4 fait référence à la sortie 2 en aval de c_2, avec une intégration à travers S_3.

3.5.2.3 Validation expérimentale du modèle simplifié 2D advectif de distribution de polluant aux intersections

Pour valider le modèle simplifié 2D purement advectif de distribution des débits de polluant aux intersections (négligeant tout effet de diffusion turbulente), une dernière étape est nécessaire. Elle consiste à intégrer le profil transversal prédit (dans le cas de b_1 et de c_1) ou mesuré (dans le cas de b_2 et de c_2) de la concentration moyennée en temps et sur la hauteur d'eau entrant dans l'intersection, en utilisant la méthode des trapèzes le long l'axe transversal délimité par d et la paroi latérale (voir figure 3.9a pour un exemple au niveau de b_1).

A partir du paragraphe précédent et des équations 3.1 à 3.4, la figure 3.12 révèle que le modèle simplifié parvient à prédire la distribution des débits de polluant aux intersections avec une différence inférieure à $5\,\% \pm 3\,\%$ par rapport aux débits mesurés. Ce résultat montre que le transport de polluant au sein des intersections est purement advectif et que les effets diffusifs sont négligeables. En revanche, la différence de $10\,\%$ pour un rejet en lu, entre la mesure et la prédiction des distributions de débits à la bifurcation b_1, témoigne de la forte sensibilité de la prédiction des débits de polluant à la localisation exacte de la ligne de division. En effet, une incertitude sur d de $\pm\delta d/b = 2.5\,\%$ entraîne une variation du débit de polluant de $\pm 7.0\,\%$ (voir carré bleu sur la figure 3.12). La précision du modèle est également plus faible pour un rejet localisé en cu' dans le carrefour c_1, où l'erreur de prédiction du modèle atteint $14\,\% \pm 8\,\%$ (voir carré rose sur la figure 3.12). Cette différence peut s'expliquer par les potentiels effets 3D de l'écoulement et/ou la contribution de la diffusion turbulente (négligée ici) dans l'intersection.

3.6 Conclusions

Dans ce chapitre, notre objectif était de mieux comprendre les processus de transport de polluant dissous dans un réseau de rues inondées, et notamment de répondre aux deux questions scientifiques :

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

TABLE 3.2 – Estimations des distances d pour les quatre intersections

	$\boldsymbol{d_1/b}$ (figure 3.3)	$\boldsymbol{d_2/b}$ venant de la branche latérale	$\boldsymbol{d_3/b}$ venant de la branche principale	$\boldsymbol{d/b \pm \delta d/b}$ (section 3.5.2.2)
b_1	0.07	0.12 $Q_{S_4} = d_2/b \times Q_{i1}$	0.13 $Q_{S_2} = (b - d_3)/b \times Q_{i1}$	0.11 ± 0.025
$\mathbf{b_2}$	0.58	0.57 $Q_{S_3} = d_2/b \times Q_{S_2}$	0.51 $Q_{o1} = (b - d_3)/b \times Q_{S_2}$	0.55 ± 0.031
$\mathbf{c_1}$	0.79	0.74 $Q_{o4} = d_2/b \times Q_{i2}$	0.69 $Q_{S_5} = (b - d_3)/b \times Q_{i2} + Q_{S_4}$	0.74 ± 0.041
$\mathbf{c_2}$	0.68	0.73 $Q_{o2} = d_2/b \times Q_{S_3}$	0.79 $Q_{o3} = (b - d_3)/b \times Q_{S_3} + Q_{S_5}$	0.73 ± 0.045

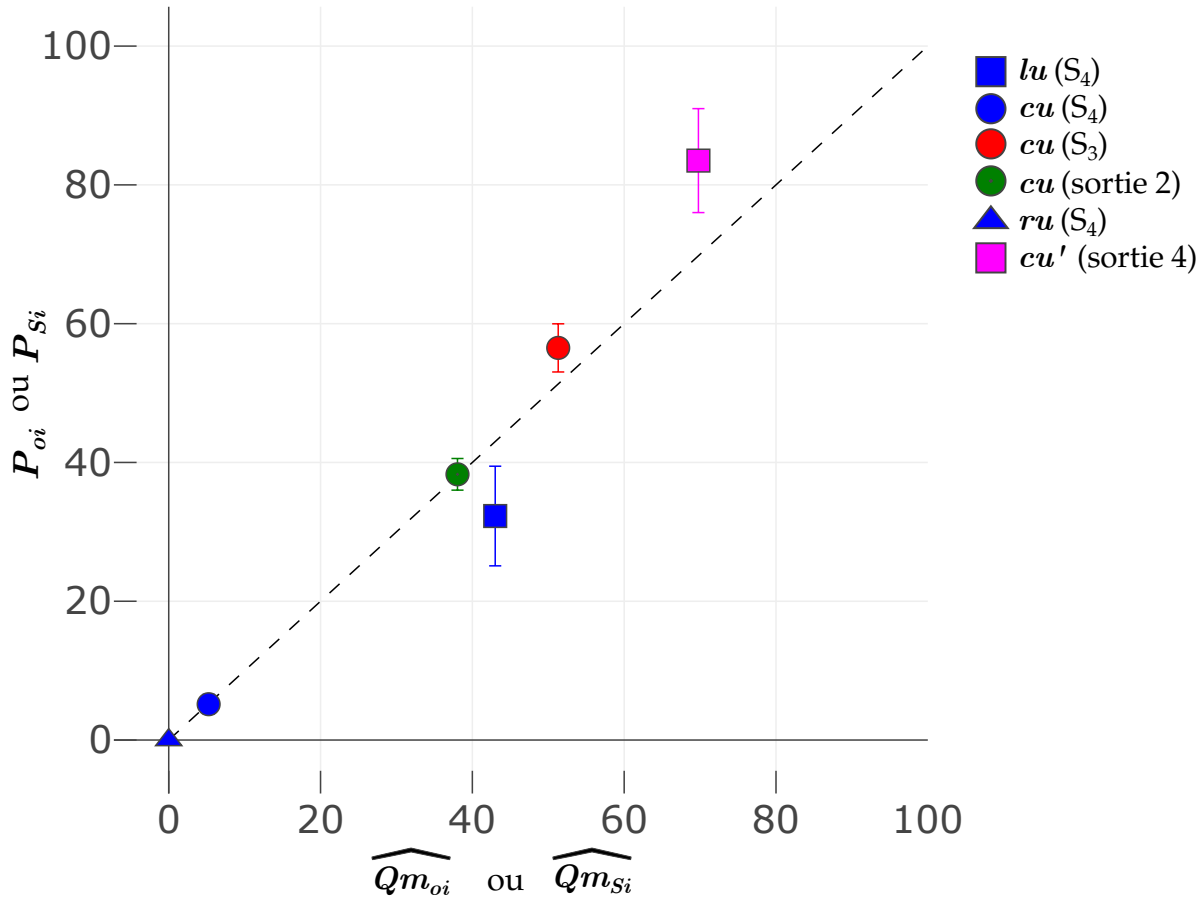


FIGURE 3.12 – Comparaison entre les débits de polluant mesurés et prédits dans les branches latérales des intersections.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

— quel est l'effet des processus hydrodynamiques sur le transport de polluant lors d'une inondation urbaine à l'échelle d'un réseau de rues ? (Q1)

— comment le lieu de rejet de pollution influence-t-il ce transport, c'est à dire la distribution du polluant dans les rues en aval ? (Q2)

Pour cela, des mesures de concentration par conductimétrie on été menées afin de corréler la distribution des concentrations de polluant dans le réseau de rues inondées simplifié, au sein et à la sortie des rues, avec l'hydrodynamique tridimensionnelle mesurée au sein de ce même réseau de rues. Au vu des résultats obtenus, les conclusions suivantes peuvent être tirées.

1/ Les processus de transport dépendent fortement de la position du panache de polluant qui se déplace dans l'écoulement par rapport aux intersections :

— lorsque le panache transporté dans un écoulement atteint une branche aval proche d'une intersection, les processus de transport, en plus de l'advection par l'écoulement 2D (dans le plan horizontal), se caractérisent par un mélange important, avec une homogénéisation rapide de la concentration dans la section transversale de rue, due à la présence de courants secondaires hélicoïdaux et de la diffusion turbulente, générée par le cisaillement transversal à l'interface des zones de recirculation et de contraction ; cependant, la contribution de ces processus au mélange varie significativement d'une rue à l'autre, selon le type d'intersection et l'importance des gradients transversaux des vitesses longitudinales ;

— lorsque le panache atteint une portion de rue située très à l'amont d'une rue connectée à une intersection (e.g. rues en amont des premières intersections), le mélange est alors dominé par la diffusion turbulente et les effets des courants secondaires dans cet écoulement sont négligeables devant ceux de la diffusion turbulente ;

— si le panache atteint à présent l'intérieur d'une intersection, son transport au sein de l'intersection est principalement dominé par l'advection 2D dans le plan horizontal, où les écoulements pollués se rassemblent ou se séparent en suivant les lignes de division. En effet, les processus de diffusion turbulente et de dispersion n'affectent pas de manière significative la distribution de polluant en raison de la courte distance de la zone de mélange au sein des intersections ;

Les trois résultats ci-dessus soulignent la nécessité, pour les codes de calcul utilisés afin de reproduire le transport de scalaires dans un réseau de rues inondées, de simuler correc-

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

tement les courants secondaires et la diffusion turbulente dans les branches aval proches des intersections, et donc de représenter au mieux le transport de polluant en inondation urbaine.

2/ Le transport de polluant est particulièrement sensible à la position exacte du déplacement transversal du lieu de rejet dans les rues, avec une variation des débits de polluant en sortie de rues allant de 10 % à 75 %. En revanche, cette variation ne dépasse pas 5 % pour un changement de position du rejet suivant l'axe longitudinal, comme testé dans cette étude. Le lieu précis d'un rejet de polluant au sein d'un carrefour influence également le transport de polluant. Cette sensibilité accrue s'explique par l'interaction du panache de polluant avec les lignes de division des intersections. Ces sensibilités soulignent ainsi l'importance de la prise en compte du lieu exact de rejet pour des stratégies de gestion des inondations urbaines visant à évaluer les risques sanitaires liés au transport de polluant.

3/ Un modèle simplifié a été proposé pour décrire et prédire la distribution de polluant aux intersections. La précision du modèle dépend fortement de la capacité à localiser précisément la ligne de division dans l'écoulement.

Compte tenu de la complexité du problème, considérer le transport de polluant en régime stationnaire constitue une première étape pour comprendre ce transport en contexte d'inondation urbaine. De plus, la configuration expérimentale, composée d'intersections à trois et quatre branches, est souvent représentative des réseaux de rues retrouvés en centre ville dense. Ainsi, sous un régime d'écoulement fluvial et stationnaire, il est probable que les processus de transport de polluant décrits dans ce chapitre puissent être généralisés à d'autres réseaux de rues de plus grande extension spatiale, plus complexes et plus réalistes.

Les résultats de ce chapitre ont été publiés dans Fagour et al. (2024)

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

Chapitre 4

Dynamique d'un panache de polluant à l'intérieur d'un îlot urbain inondé

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

Ce chapitre se subdivise en quatre parties. La première détaille la stratégie expérimentale mise en œuvre pour répondre aux questions Q3 et Q4 (section 4.1). Les sections suivantes étudient l'effet du nombre d'ouvertures de cet îlot urbain (section 4.2) et l'influence de la durée d'un rejet (section 4.3) sur la dynamique temporelle et spatiale du panache de polluant introduit dans l'îlot. Enfin, une synthèse des résultats obtenus est effectuée dans la conclusion en section 4.4.

4.1 Stratégie expérimentale

4.1.1 Rappel des objectifs du chapitre

Dans ce chapitre, nous étudions la dynamique d'un panache d'eau polluée introduit par des ouvertures dans un îlot urbain inondé et transporté par un écoulement en régime stationnaire (objectif n°2 de la thèse). Nous répondons notamment à deux questions scientifiques :

— comment le nombre d'ouvertures d'un îlot urbain affecte-t-il la variabilité temporelle et spatiale des concentrations de polluant au sein de cet îlot ? (Q3)

— dans le cas d'un rejet de durée limitée, quelle est l'influence de cette durée sur la variabilité temporelle et spatiale des concentrations de polluant dans l'îlot urbain ? (Q4)

Ce chapitre repose sur des expériences menées dans le réseau de rues simplifié, intégrant cette fois-ci un îlot urbain poreux (figure 4.1a), comportant plusieurs ouvertures (la description des ouvertures est faite dans la section 2.2 du chapitre 2). Comme rappelé sur la figure 4.1b, la configuration hydraulique du réseau de rues (détaillée en section 2.2) reste inchangée : deux débits entrants en régime stationnaire sont injectés aux entrées 1 et 2, avec $Q_{i1} = 4.5\,\mathrm{l/s}$ et $Q_{i2} = 2.0\,\mathrm{l/s}$, respectivement ; l'exutoire du réseau de rues se compose, quant à lui, de quatre sorties de rue. Dans ce chapitre, seule la porosité de l'îlot urbain varie.

4.1.2 Définition des configurations de l'îlot urbain

L'îlot urbain se caractérise par trois configurations de porosité croissante (figure 4.1). Les ouvertures d'entrée le long de la rue Droite sont alignées avec celles de sortie le long de la rue Gauche, connectant ainsi ces deux rues à l'îlot urbain. A noter que les hauteurs

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

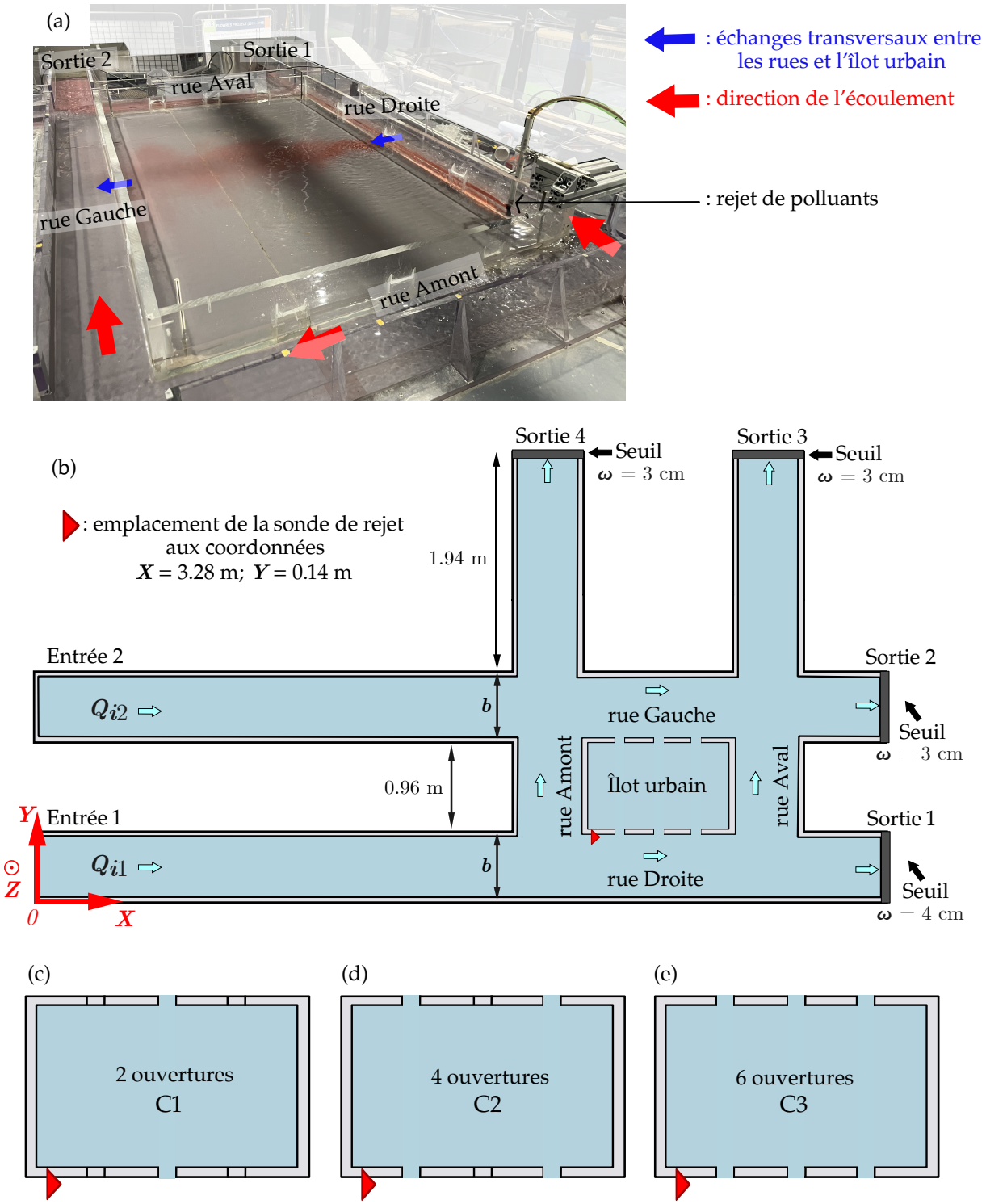


FIGURE 4.1 – (a) Vue rapprochée de l'écoulement dans l'îlot urbain percé de deux ouvertures et dans les quatre rues adjacentes. Le panache de polluant transporté dans l'écoulement est simulé ici par du colorant rouge. (b) Schéma montrant une vue de dessus de la configuration considérée avec l'îlot urbain poreux (échelle non respectée). Vue de dessus de l'intérieur de l'îlot urbain poreux avec (c) deux ouvertures (C1), (d) quatre ouvertures (C2) et (e) six ouvertures (C3). L'emplacement du rejet est localisé dans la rue Droite aux coordonnées $X = 3.28\,\text{m}$ et $Y = 0.14\,\text{m}$. Les sommets des triangles rouges indiquent le sens du rejet, qui est uniforme sur la hauteur d'eau.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

d'eau de l'écoulement restent toujours inférieures à la hauteur des ouvertures (8 cm). Les porosités sont définies comme suit :

— la porosité C1 (figure 4.1c) est composée de deux ouvertures alignées longitudinalement au centre des façades correspondantes, à $X = 3.84\,\mathrm{m}$ dans le repère global ;

— la porosité C2 (figure 4.1d) comprend deux ouvertures amont et deux aval, positionnées respectivement aux coordonnées longitudinales $X = 3.45\,\mathrm{m}$ et $X = 4.17\,\mathrm{m}$, c'est à dire de part et d'autre de l'ouverture de C1 ;

— la porosité C3 (figure 4.1e) possède trois ouvertures amont et trois aval, situées à $X = 3.45\,\mathrm{m}$, $3.84\,\mathrm{m}$ et $4.17\,\mathrm{m}$, respectivement. Il s'agit donc des ouvertures des porosités C1 et C2 ;

4.1.3 Rappel de l'hydrodynamique dans l'îlot urbain

Les mesures hydrodynamiques des trois configurations de l'îlot présentées en section 4.1.2, englobant les vitesses de surface moyennées en temps ainsi que les débits entrants et sortants de l'îlot moyennés en temps, ont été réalisées par Mejía-Morales et al. (2021). Ces données expérimentales ont été présentées sur la figure 1.14, et leur analyse a déjà été détaillée dans la section 1.3.2.2 du chapitre 1. Nous proposons de montrer à nouveau la figure 1.14 en figure 4.2 pour faciliter la lecture du manuscrit.

4.1.4 Stratégie de mesure des concentrations

Nous nous sommes concentrés sur l'étude des concentrations instantanées, horizontalement distribuées et intégrées verticalement (du fond à la surface libre) sur l'ensemble de l'îlot urbain. La technique de mesure par colorimétrie est utilisée à cet effet (voir section 2.4.5 pour la faisabilité). La concentration instantanée est notée $c(X, Y, t)$, tandis que sa moyenne spatiale dans l'îlot est notée $\langle c(t)\rangle$, avec $\langle c(t)\rangle = \iint_S c(X, Y, t)dS$, où S est la surface au sol de l'îlot urbain. De plus, les concentrations instantanées en sortie de l'îlot, au niveau de l'ouverture aval n° j, notée $c_o^j(t)$, avec j allant de 1 à 3, sont également estimées en moyennant spatialement les concentrations $c(X, Y, t)$ dans des petites zones à la frontière des sorties de l'îlot (de largeur égale à celle des ouvertures, i.e. 6 cm suivant X, et de longueur 2 cm suivant Y). Les concentrations instantanées en entrée de l'îlot, $c_i^j(t)$, sont également obtenues de manière similaire dans des petites zones situées juste en entrée des jets entrants. Compte tenu des battements importants de ces jets (voir section 4.2.3.1) proches des ouvertures amont, une estimation précise et instantanée de ces

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

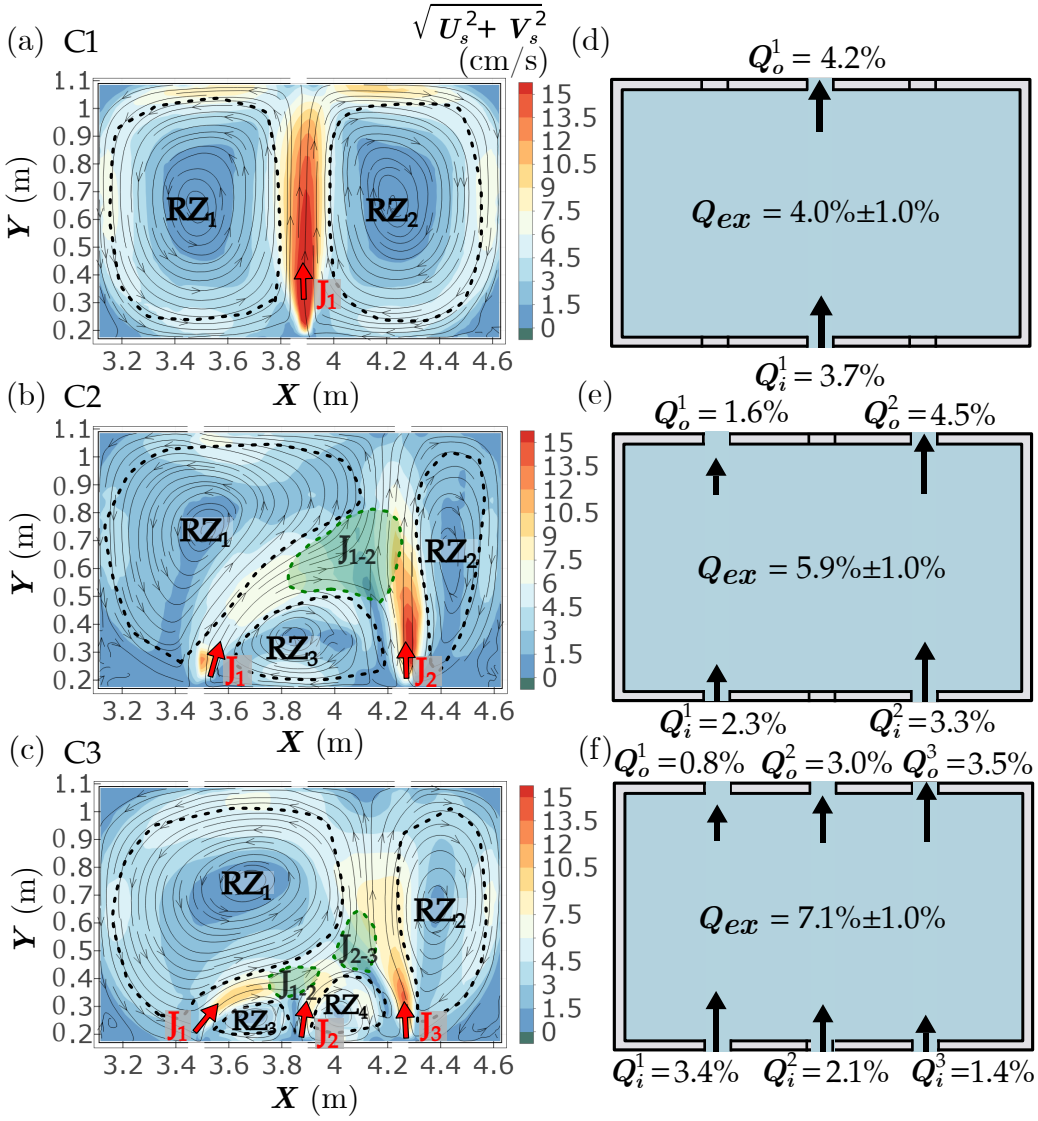


FIGURE 4.2 – Rappel de la figure 1.14, exposant la norme des vitesses de surface moyennées en temps ($\sqrt{U_s{}^2 + V_s{}^2}$) et les lignes de courant à l'intérieur de l'îlot urbain (à partir des données mesurées par LSPIV de MEJÍA-MORALES et al. (2021)) pour les configurations (a) C1, (b) C2 et (c) C3. Les débits d'intrusion estimés par MEJÍA-MORALES et al. (2021), en pourcentage du débit total entrant dans le dispositif expérimental ($Q_{i1} + Q_{i2} = 6.5\,\mathrm{l/s}$), sont également présentés à travers chaque ouverture (flèches noires) pour (d) C1, (e) C2 et (f) C3. La moyenne entre la somme des débits entrants et sortants de l'îlot, notée Q_{ex}, est estimée à $\pm$ 1 % près du débit total $Q_{i1} + Q_{i2}$ pour chacune de ces configurations.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

concentrations est très difficile. Seules les valeurs moyennées en temps, notées C_i^j, de ces concentrations dans le régime stationnaire (ce régime sera défini dans la section suivante avec la figure 4.3) sont donc retenues.

4.1.5 Définition des rejets de polluant

Le rejet ponctuel, assurant une distribution de concentration uniforme sur la hauteur d'eau (voir la section 2.4.2.1 pour la faisabilité), est positionné dans la rue Droite à proximité de la façade de l'îlot urbain (figure 4.1b). Ce lieu de rejet est choisi afin de maximiser l'intrusion de polluant dans l'îlot urbain tout en minimisant les perturbations de l'écoulement à l'entrée des ouvertures amont.

Le traceur utilisé est la solution colorée décrite en section 2.4.2.4. Pour rappel, la concentration en poudre rouge est $C_{rejet} = 0.625\,\mathrm{g/l}$, et le débit de rejet est $Q_{rejet} = 35.5\,\mathrm{l/h}$ (voir section 2.4.2.3 pour la faisabilité).

Au vu des conditions hydrodynamiques et des caractéristiques de rejet, la concentration théorique parfaitement mélangée dans l'ensemble de l'écoulement de débit total $Q_{i1} + Q_{i2}$ (section 2.4.3.3), est notée $C_m = C_{rejet} \times Q_{rejet}/(Q_{i1} + Q_{i2} + Q_{rejet})$.

Dans ce chapitre, deux types de durées de rejet sont considérés :

— une longue durée de rejet par rapport à celle de l'inondation, telle que $t_{rejet} \geq 2500\,\mathrm{s}$, où le rejet, appelé "rejet très long", est utilisé pour les trois configurations C1, C2 et C3 (pour répondre à question Q3, abordée en section 4.2). Lors d'un remplissage de l'îlot urbain par de l'eau polluée provenant du rejet très long, la concentration moyennée spatialement $\langle c(t) \rangle$ atteint une valeur maximale constante (appelée "concentration plateau" et notée $\langle C_{s-Ci} \rangle$ et sera quantifiée dans la section 4.2.1 en lien avec la figure 4.4), de sorte qu'un rejet de durée encore plus longue ne permet pas d'augmenter la concentration $\langle c(t) \rangle$ (figure 4.3). Le régime stationnaire pour le polluant lors d'un remplissage de l'îlot se définit alors comme le moment à partir duquel la concentration $\langle c(t) \rangle$ atteint 99 % de la concentration plateau, comme illustré sur la figure 4.3 ;

— les rejets de plus courte durée, tels que $t_{rejet} = 25\,\mathrm{s}$, $100\,\mathrm{s}$, $250\,\mathrm{s}$ et $1220\,\mathrm{s}$ (durées définies à priori sans justification), sont utilisés uniquement pour la configuration C1 (relatif à la question Q4, étudiée en section 4.3). A la fin de ces rejets de courte durée, la phase de vidange se caractérise par de l'eau claire provenant de la rue

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

Droite qui chasse l'eau polluée dans l'îlot urbain (figure 4.3), accompagnée d'une diminution de la concentration $\langle c(t) \rangle$ au cours du temps. Le régime stationnaire pour le polluant lors d'une vidange se définit comme le moment à partir duquel la concentration $\langle c(t) \rangle$ atteint 1 % de la concentration plateau, comme illustré sur la figure 4.3 ;

4.1.6 Définition des temps caractéristiques

Au vu de l'état de l'art sur les temps caractéristiques du transport de polluant (section 1.3.3.4), nous définissons plusieurs temps dans ce chapitre pour décrire le temps de remplissage ou de vidange de l'îlot urbain.

A. Lors d'une phase de remplissage (étudiée pour les configurations C1, C2 et C3) :

   — le temps de renouvellement, noté t_{99R-Ci} avec Ci = C1, C2 et C3, correspond à la durée nécessaire pour que 99 % du volume d'eau claire initialement présent dans l'îlot urbain soit remplacé par l'eau polluée. En pratique, ce temps est estimé à partir de la concentration instantanée moyennée spatialement, $\langle c(t) \rangle$, et t_{99R-Ci} est défini lorsque $\langle c(t) \rangle$ atteint pour la première fois 99 % de la valeur plateau de la concentration moyennée spatialement dans l'îlot (i.e. la concentration plateau $\langle C_{s-Ci} \rangle$ sur la figure 4.3) ;

   — de manière analogue, les temps t_{60-Ci} et t_{80-Ci} correspondent aux durées nécessaires pour que respectivement 60 % et 80 % du volume d'eau claire initialement présent soit remplacé par de l'eau polluée ;

   — le temps de résidence, noté t_{rR-Ci}, est la durée pour laquelle la concentration $\langle c(t) \rangle$ atteint $1 - e^{-1}$ ($t_{rR-Ci} \approx t_{63}$) de la concentration plateau lors d'un remplissage complet (Jiménez, Wohl 2013). Pour estimer précisément t_{rR-Ci} durant un remplissage complet, un ajustement par une courbe exponentielle croissante du premier ordre à la courbe de concentration $\langle c(t) \rangle$ est réalisé par la méthode des moindres carrés non linéaire (la justification d'un tel ajustement est détaillée en section 4.2.3.5) ;

B. Lors d'une vidange (étudiée uniquement dans la configuration C1) :

   — le temps de renouvellement, noté t_{99V}, correspond à la durée nécessaire pour que 99 % du volume d'eau polluée introduit par une très longue durée de rejet par rapport à celle de l'inondation dans l'îlot C1 soit chassé par le nouveau volume

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

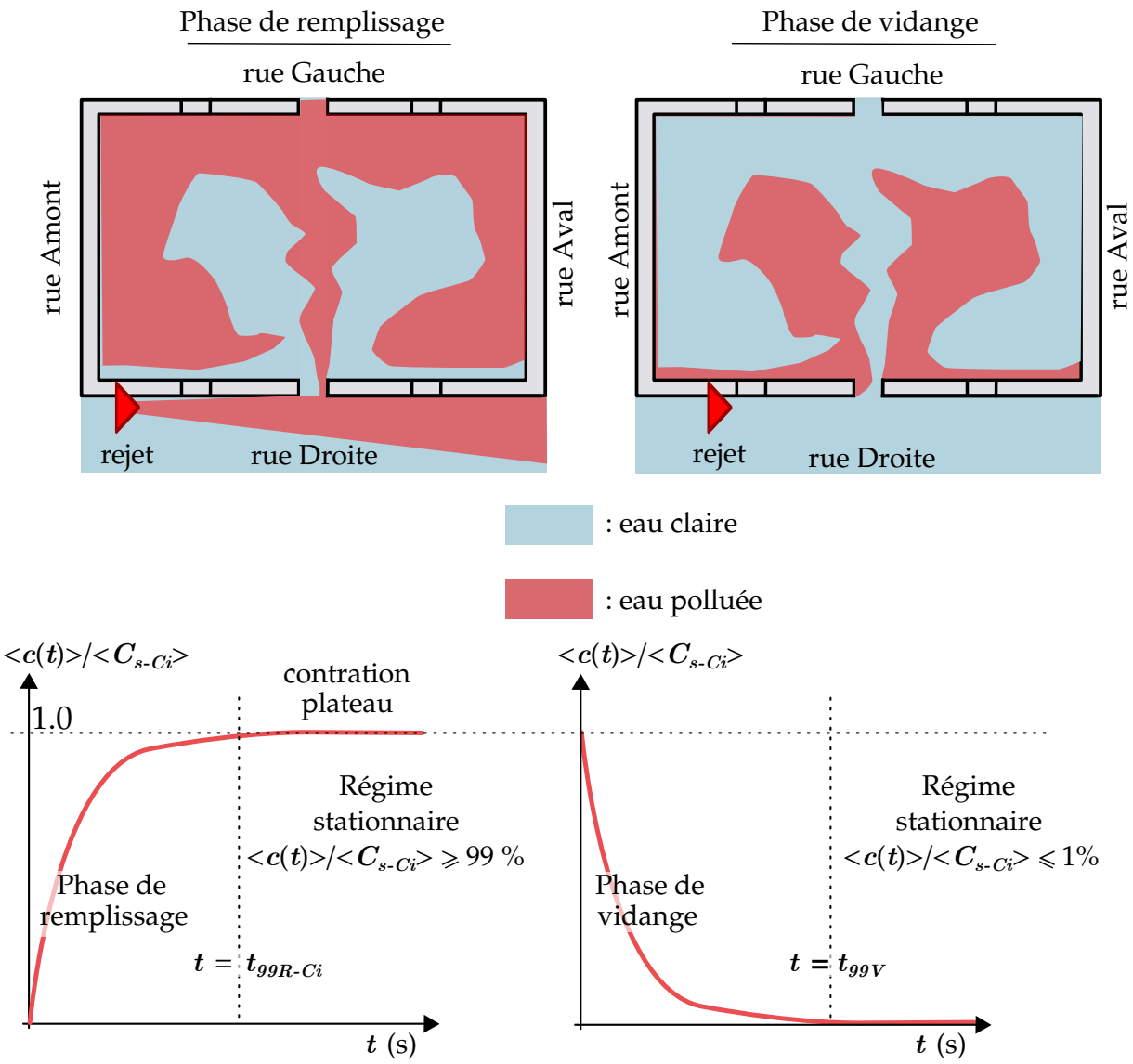


FIGURE 4.3 – Schémas illustrant le principe d'un remplissage (à gauche) ou d'une vidange (à droite) de l'îlot urbain par de l'eau polluée ou par de l'eau claire jusqu'au régime stationnaire pour le polluant, avec les évolutions temporelles théoriques de la concentration moyennée spatialement $\langle c(t) \rangle$, normalisée par la concentration plateau $\langle C_{s-Ci} \rangle$.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

d'eau claire à la suite de l'interruption du rejet de polluant. En pratique, t_{99V} est estimé à partir de la concentration $\langle c(t)\rangle$ lorsqu'elle atteint pour la première fois 1 % de la concentration plateau (précédemment atteinte lors du remplissage avant la vidange (figure 4.3) ;

— le temps de résidence, noté t_{rV}, est la durée pour laquelle l'ajustement de la concentration $\langle c(t)\rangle$ atteint e^{-1} ($t_{rV} \approx t_{37}$) de la concentration initiale au début de la vidange (Jiménez, Wohl 2013). En pratique, pour estimer précisément t_{rV}, la condition initiale considère de l'eau claire (donc de concentration nulle) qui commence à s'introduire dans l'îlot par l'ouverture amont à $t = t_{rejet}$. Selon cette durée de rejet (t_{rejet}), le remplissage préalable peut être partiel, et donc la condition initiale au début de la vidange respecte $\langle c(t = t_{rejet})\rangle = \psi\langle C_{s-Ci}\rangle$, où ψ varie de 0 à 1. La solution d'une exponentielle décroissante du premier ordre (exemple illustré dans l'équation 1.16 au chapitre 1) mène, avec cette condition initiale, à l'équation 4.1 ;

$$\langle c(t)\rangle = \psi\langle C_{s-Ci}\rangle e^{-\frac{t-t_{rejet}}{t_r}}, \text{ avec } \langle c(t = t_{rejet})\rangle = \psi\langle C_{s-Ci}\rangle \tag{4.1}$$

Cette équation 4.1 permet alors de calculer t_{rV} dans une vidange complète via une régression linéaire par la méthode des moindres carrés de l'évolution temporelle de $\langle c(t)\rangle$ à partir de l'équation 4.2, où la pente est $-1/t_{rV}$:

$$\ln \frac{\langle c(t)\rangle}{\psi\langle C_{s-Ci}\rangle} = -\frac{1}{t_{rV}} \times (t - t_{rejet}) \tag{4.2}$$

4.2 Influence de la porosité de l'îlot urbain sur la dynamique du panache de polluant

Cette section explore les effets de la porosité (configurations C1, C2 et C3) d'un îlot urbain sur la variabilité temporelle et spatiale des concentrations d'un panache de polluant introduit par les ouvertures amont. Pour cela, nous commençons par analyser l'évolution des concentrations instantanées moyennées spatialement $\langle c(t)\rangle$ dans l'îlot urbain pour le rejet très long (de durée $t_{rejet} \geq 2500\,\text{s}$) en section 4.2.1. Cette première étape est essentielle pour :

— définir les concentrations plateaux $\langle C_{s-Ci}\rangle$ (concentrations moyennées en temps et en espace dans le régime stationnaire de l'îlot, section 4.2.1) ;

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

— définir les temps caractéristiques de remplissage (section 4.2.2) ;

— adimensionner les concentrations instantanées et locales (section 4.2.3) ;

4.2.1 Évolution temporelle des concentrations moyennées spatialement $\langle c(t) \rangle$ pour un rejet très long

La figure 4.4 présente les trois évolutions temporelles $\langle c(t) \rangle$, adimensionnées par la concentration C_m, pour les configurations C1, C2 et C3 lors d'un remplissage complet de l'îlot urbain, initialement constitué d'eau claire. A $t < 0$, le panache de polluant se mélange avec l'eau claire de la rue Droite, s'élargit transversalement et s'accompagne d'une diminution de la concentration du panache le long de la rue (figure 4.3). A $t = 0\,\text{s}$, l'eau polluée commence à s'introduire à l'intérieur de l'îlot poreux par les ouvertures amont. Elle chasse progressivement l'eau claire qui s'échappe par les ouvertures aval. La figure 4.4 montre que, selon le nombre d'ouvertures (relatif à la porosité de l'îlot), ce renouvellement du volume d'eau s'effectue à des cinétiques variables, et les concentrations $\langle c(t) \rangle$ atteignent des concentrations plateaux de différentes valeurs pour les trois configurations.

En effet, les évolutions temporelles des concentrations moyennées spatialement illustrées sur la figure 4.4 montrent :

— qu'à partir de l'instant t_{99R-Ci} (valeurs présentées en section 4.2.2 et recensées sur le tableau 4.1) pour les trois configurations, le régime stationnaire est établi, les concentrations $\langle c(t) \rangle$ se stabilisent et oscillent autour de valeurs constantes, qui sont les concentrations plateaux $\langle C_{s-Ci} \rangle$;

— les valeurs des concentrations plateaux diffèrent entre les configurations, telles que $\langle C_{s-C1} \rangle = 9.98 C_m$, $\langle C_{s-C2} \rangle = 10.95 C_m$, $\langle C_{s-C3} \rangle = 8.65 C_m$, et donc $\langle C_{s-C2} \rangle > \langle C_{s-C1} \rangle > \langle C_{s-C3} \rangle$ (figure 4.4) ;

— les concentrations $\langle c(t) \rangle$ présentent des évolutions sous forme d'exponentielle croissante du premier ordre (évolutions en pointillés sur la figure 4.4), caractéristiques d'un remplissage complet dans une zone morte agrégée (ADZ) (Lees et al. 2000). Une discussion sur la validation du modèle ADZ appliqué à notre cas d'étude est abordée en section 4.2.3.5 ;

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

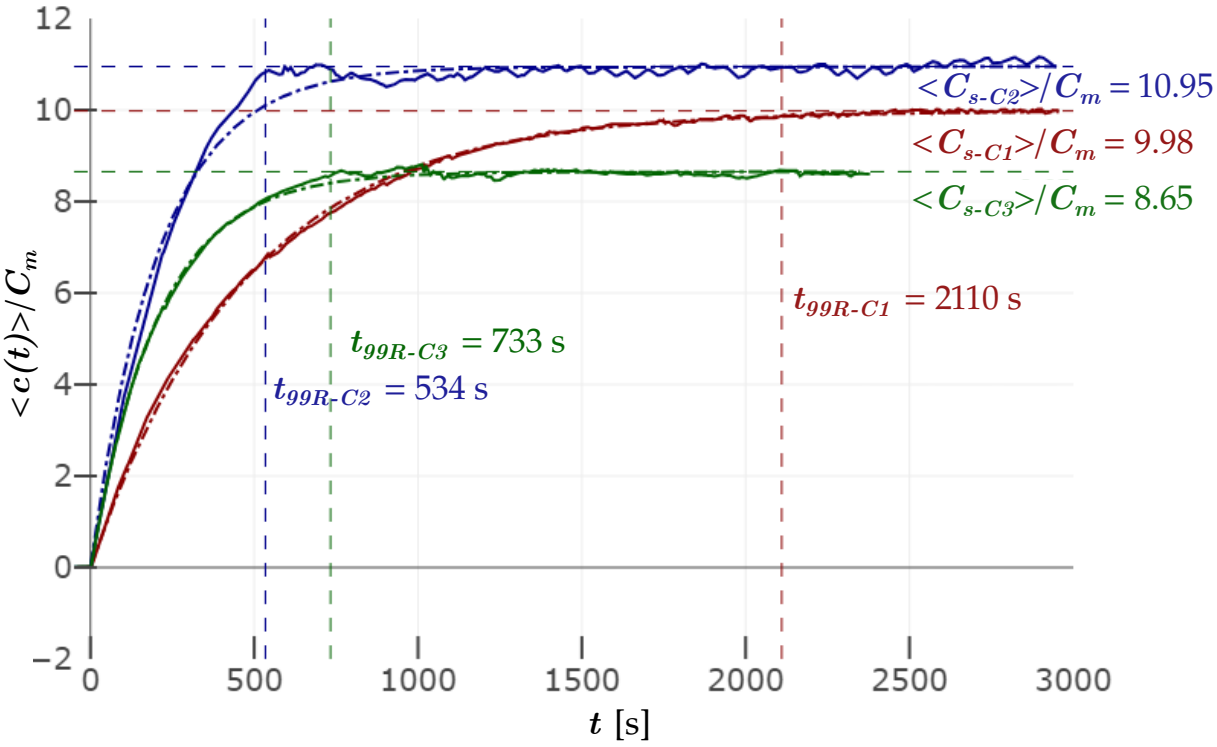


FIGURE 4.4 – Concentrations instantanées moyennées spatialement et adimensionnées par la concentration C_m (section 2.4.3.3) pour les configurations C1 (courbe rouge), C2 (courbe bleue) et C3 (courbe verte). Les évolutions en pointillés représentent les ajustements de $\langle c(t) \rangle$ issus de la solution exponentielle croissante du premier ordre pour un remplissage complet, en utilisant la méthode des moindres carrés non linéaires.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

TABLE 4.1 – Concentrations plateaux $\langle C_{s-Ci} \rangle$ et temps caractéristiques de remplissage calculés pour chaque configuration Ci, avec i allant de 1 à 3

	$\langle \boldsymbol{C_{s-Ci}} \rangle$	$\boldsymbol{t_{99R-Ci}}$ **(s)**	$\boldsymbol{t_{80-Ci}}$ **(s)**	$\boldsymbol{t_{60-Ci}}$ **(s)**	$\boldsymbol{t_{rR-Ci}}$ **(s)** ou (t_{63})
C1	$9.98 \times C_m$	2110	785	426	471
C2	$10.95 \times C_m$	534	327	208	209
C3	$8.65 \times C_m$	733	335	190	206

4.2.2 Estimation des temps caractéristiques de remplissage

Les temps caractéristiques de remplissage de l'îlot urbain par l'eau polluée sont décrits ci-dessous :

— les temps de renouvellement $t_{99R-Ci} = 2110\,\text{s}$, $534\,\text{s}$ et $733\,\text{s}$ pour C1, C2 et C3, respectivement, et donc $t_{99R-C1} > t_{99R-C3} > t_{99R-C2}$ (tableau 4.1) ;

— les temps t_{80-Ci} et t_{60-Ci} sont également estimés (tableau 4.1) et respectent les relations $t_{80-C1} > t_{80-C3} > t_{80-C2}$ et $t_{60-C1} > t_{60-C2} > t_{60-C3}$;

— les temps de résidence t_{rR-Ci} estimés sont respectivement de $471\,\text{s}$, $209\,\text{s}$ et $206\,\text{s}$ pour C1, C2 et C3 (tableau 4.1). Les temps t_{rR-C2} et t_{rR-C3} sont quasi identiques et inférieurs à t_{rR-C1}. Ces temps calculés à partir de l'ajustement de la solution exponentielle croissante du premier ordre appliqué sur chaque courbe de $\langle c(t) \rangle$ sur la figure 4.4, ont des $R^2 > 0.99$. Pour rappel, ces ajustements sont justifiés à la section 4.2.3.5 ;

Toutefois, pour comprendre les valeurs des concentrations plateaux et celles des temps caractéristiques de chaque configuration de l'îlot, rassemblées sur le tableau 4.1, il est nécessaire d'analyser en détail la répartition spatiale des concentrations instantanées.

4.2.3 Distribution spatiale des concentrations $c(X, Y, t)$ du panache de polluant dans l'îlot urbain pour un rejet très long

4.2.3.1 Distribution spatiale des concentrations au cours du temps

La figure 4.5 présente l'évolution temporelle des concentrations $c(X, Y, t)$, normalisées par les concentrations plateaux $\langle C_{s-Ci} \rangle$, pour chaque configuration Ci, aux instants t_{05-Ci} (i.e. les premiers instants du panache de polluant dans l'îlot urbain), t_{60-Ci}, t_{80-Ci}, t_{99R-Ci} et $t > t_{99R-Ci}$. La description des concentrations s'appuie également sur la figure 4.2, qui présente les structures hydrodynamiques du champ de vitesses moyennées en temps, telles que les jets et les principales zones de recirculation de l'îlot.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

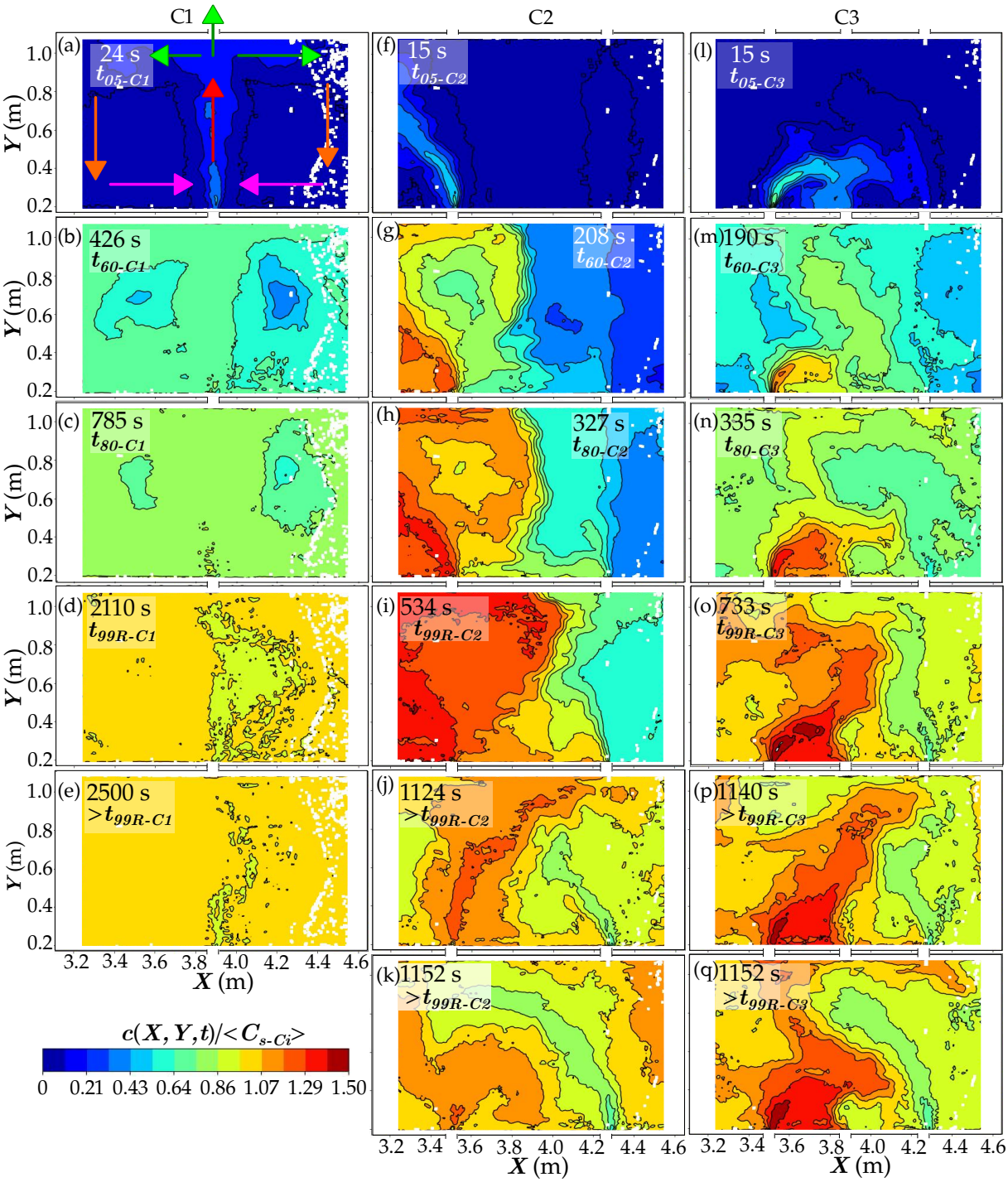


FIGURE 4.5 – Distribution spatiale des concentrations instantanées normalisées par la concentration plateau $\langle C_{s-Ci} \rangle$ pour les cas (a - e) C1, (f - k) C2 et (l - q) C3 à des temps différents : t_{05-Ci}, t_{60-Ci}, t_{80-Ci}, t_{99R-Ci} et $t > t_{99R-Ci}$.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

Pour la configuration C1 (figure 4.5a), le panache de polluant pénètre l'îlot par l'unique ouverture amont. (i) Ce panache est advecté par le jet J_1 (indiqué par la flèche rouge sur la figure 4.5a) puis se divise en trois parties (flèches vertes) vers $t > t_{05-C1} = 24\,\text{s}$: l'une atteint l'ouverture aval pour finir dans la rue Gauche, tandis que les deux autres sont advectées par les cellules de recirculation contra-rotatives RZ_1 et RZ_2, pour revenir au niveau de J_1 (en suivant les flèches oranges puis les flèches roses), complétant alors une première rotation d'environ 40 s. Cette rotation est répétée tout au long de ce remplissage et s'accompagne d'un mélange favorisé par la diffusion turbulente et un battement de l'écoulement à grande échelle, générée par le cisaillement transversal des vitesses aux interfaces entre J_1 (zones rapides) et les zones de recirculation (zones lentes). Ce mélange permet au polluant de franchir les lignes de courant des cellules du champ de vitesses moyennées en temps. (ii) A partir de $t_{60-C1} = 426\,\text{s}$, tout l'îlot est pollué, à l'exception des centres des zones RZ_1 et RZ_2 (zones bleutées sur la figure 4.5b, i.e. très faibles concentrations). (iii) A $t = t_{80-C1} = 785\,\text{s}$, la concentration moyennée spatialement atteint 80 % de la concentration plateau $\langle C_{s-C1} \rangle$, avec une distribution quasi-homogène qui se dessine dans presque tout l'îlot (figure 4.5c), excepté aux centres des zones RZ_1 et RZ_2, présentant toujours des zones vertes bleutées (i.e. des faibles concentrations). (iv) Jusqu'à la fin de l'expérience, la concentration moyennée spatialement dans C1 continue progressivement d'augmenter (figure 4.4), puis à $t = t_{99R-C1} = 2110\,\text{s}$, la distribution de concentration devient totalement homogène spatialement (figure 4.5d). Comme le montre la distribution de $c(X, Y, t)/\langle C_{s-C1} \rangle = 1$ à $t > t_{99R-C1}$ (figure 4.5e), les concentrations ne varient plus en temps et en espace dans l'îlot urbain.

Pour la configuration C2 (figure 4.5), les conditions limites d'entrée des concentrations dans l'îlot diffèrent par rapport au cas de C1. En effet, le panache de polluant pénètre par la 1ère ouverture à $t = 0$, puis par la 2ème à $t = 6\,\text{s}$ avec une concentration plus faible (figure 4.5f). (i) Le polluant en forte concentration provenant de la 1ère ouverture est advecté dans RZ_1 (voir les zones rouges et oranges à l'instant t_{60-C2}), tandis que le polluant en faible concentration provenant de la 2ème ouverture est advecté dans RZ_2 (voir les zones bleu clair et bleu foncé à l'instant t_{60-C2}). La zone RZ_3 se nourrit du polluant provenant des deux ouvertures. Par ailleurs, la concentration entrante par la 1ère ouverture montre que le jet J_1 est orienté vers l'axe X négatif (e.g. à $t = 15\,\text{s}$ sur la figure 4.5f, $t = 208\,\text{s}$ sur la figure 4.5g et $t = 80\,\text{s}$ sur la figure 4.5h), i.e. dans le sens opposé à celui observé sur la figure 4.2b. Ce comportement opposé témoigne du caractère fortement fluctuant du jet J_1 dans C2. (ii) Jusqu'à $t = t_{80-C2} = 327\,\text{s}$, les concentrations augmentent en tout point de l'îlot,

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

et la distribution reste fortement hétérogène (figure 4.5h), avec du polluant confiné dans chaque cellule de recirculation. (iii) A $t = t_{99R-C2} = 534\,\mathrm{s}$, les concentrations maximales situées dans RZ_1 (figure 4.5i) se mélangent soudainement avec les faibles concentrations de RZ_2 en raison de l'instabilité provoquée par les interactions entre les jets J_1 et J_2. (iv) Finalement, pour $t > t_{99R-C2}$ (figure 4.4), la distribution de concentration demeure fortement hétérogène spatialement, avec des valeurs de $c(X, Y, t)/\langle C_{s-C2}\rangle$ allant de 1.3 à 0.7 (pour une moyenne spatiale de 1). De plus, en comparant $c(X, Y, t)$ dans le régime stationnaire aux instants $t = 1124\,\mathrm{s}$ et $t = 1152\,\mathrm{s}$ (tous deux $> t_{99R-C2}$) sur les figures 4.5j et 4.5k, respectivement, les distributions semblent présenter une variabilité temporelle particulièrement élevée autour de la concentration plateau $\langle C_{s-C2}\rangle$ dans les zones de convergence des jets (i.e. la zone J_{1-2} sur la figure 4.2b). Le jet fortement pollué J_1 occupe une grande partie de l'îlot ($t = 1124\,\mathrm{s}$ sur la figure 4.5j), avant que la situation ne s'inverse ($t = 1152\,\mathrm{s}$ sur la figure 4.5k), où J_2 occupe à présent une grande partie de l'îlot.

Pour la configuration C3, les concentrations entrantes diffèrent également dans les trois ouvertures amont. En effet, le panache de polluant pénètre par la 1ère ouverture à $t = 0\,\mathrm{s}$ avec une forte concentration, puis par la 2ème ouverture à $t = 3\,\mathrm{s}$ avec une concentration intermédiaire, et enfin par la 3ème ouverture à $t = 6\,\mathrm{s}$ avec une concentration plus faible (figure 4.5l). (i) Le polluant provenant de la 1ère ouverture est advecté dans RZ_1, tandis que celui de la 3ème l'est par RZ_4. De plus, RZ_2 récupère le polluant issu des 1ère et 2ème ouvertures, et RZ_3 récupère celui venant des 2ème et 3ème ouvertures. (ii) À $t = t_{60-C3} = 190\,\mathrm{s}$, le polluant atteint déjà le centre des cellules, en commençant par RZ_2 et RZ_3 (figure 4.5m). (iii) Le battement des trois jets mélange progressivement le polluant dans l'ensemble de l'îlot (figure 4.5n). (iv) De manière similaire au cas de C2, la distribution de concentration demeure fortement hétérogène spatialement en régime stationnaire (à $t > t_{99R-C3}$ figure 4.5p), avec des valeurs locales de $c(X, Y, t)/\langle C_{s-C3}\rangle$ allant de 1.5 à 0.5. En comparant $c(X, Y, t)$ aux instants $t = 1140\,\mathrm{s}$ et $t = 1152\,\mathrm{s}$ (tous deux $> t_{99R-C3}$) sur les figures 4.5p et 4.5q, respectivement, les distributions semblent présenter une forte variabilité temporelle autour $\langle C_{s-C3}\rangle$ au niveau des zones de convergence des jets (i.e. les zones J_{1-2} et J_{2-3} sur la figure 4.2c). Le jet fortement pollué J_1 occupe une grande partie de l'îlot par rapport aux jets moins pollués J_2 et J_3 ($t = 1140\,\mathrm{s}$ sur la figure 4.5p), avant qu'une inversion ne se produise, où J_3 occupe à présent une grande partie de l'îlot par rapport à J_2 et J_1 ($t = 1152\,\mathrm{s}$ sur la figure 4.5q).

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

4.2.3.2 Variabilité spatiale et temporelle des concentrations dans le régime stationnaire ($t \geq t_{99R-Ci}$)

Pour explorer plus en détail la variabilité spatiale des concentrations décrite dans le régime stationnaire ($t \geq t_{99R-Ci}$) pour chaque configuration (section 4.2.3.1), la distribution spatiale de concentrations moyennées en temps durant le régime stationnaire est présentée sur les figures 4.6a, 4.6b, et 4.6c pour C1, C2 et C3, respectivement. Pour C1, la distribution est complètement homogène spatialement, avec des concentrations dans tout l'îlot égales à la concentration plateau $\langle C_{s-C1} \rangle$ (figure 4.6a). Pour C2 et C3, ces distributions confirment que les maximums de concentrations entrantes moyennées en temps suivent le sens des jets entrants moyennés en temps (figures 4.2b et 4.2c). Les valeurs des concentrations entrantes vont de 1.3 (en J_1) à 0.7 (en J_2) pour C2, et de 1.5 (en J_1), 1.0 (en J_2) à 0.5 (en J_3) pour C3. En s'éloignant de ces jets, les concentrations normalisées se stabilisent autour de 1 (zone orange clair et foncé). De plus, la quantification de la variabilité spatiale des concentrations révèle une augmentation de l'hétérogénéité spatiale avec le nombre d'ouvertures. En effet, l'écart-type spatial des concentrations calculé dans ce régime stationnaire représente 2 %, 7 % et 10 % des concentrations plateaux $\langle C_{s-Ci} \rangle$ pour C1 (figure 4.6a), C2 (figure 4.6b) et C3 (figure 4.6c), respectivement.

Pour quantifier la variabilité temporelle des concentrations dans le régime stationnaire, nous introduisons $C_{s-STD}(X, Y)$, qui correspond à l'écart-type temporel calculé entre t_{99R-Ci} et la fin de l'expérience. Pour C1, la variabilité temporelle se confirme être très faible dans l'ensemble de l'îlot, avec $C_{s-STD}(X, Y) \leq 2\%$ de $\langle C_{s-C1} \rangle$ (figure 4.6d). En revanche, pour C2 et C3, de fortes variabilités temporelles sont observées, avec des valeurs maximales de $C_{s-STD}(X, Y)$ atteignant respectivement 14 % (figure 4.5e) et 12 % (figure 4.5f) des concentrations plateaux, particulièrement au niveau des zones de convergence des jets J_{1-2} et J_{2-3}. Par ailleurs, la moyenne spatiale de $C_{s-STD}(X, Y)$ dans tout l'îlot vaut respectivement 8 % et 7 % des concentrations plateaux pour C2 et C3.

En conclusion des descriptions des distributions spatiales de concentrations instantanées (figure 4.5 en section 4.2.3.1) et des quantifications de la variabilité spatiale et temporelle des concentrations dans le régime stationnaire (figure 4.6), les résultats montrent que pour C1, le transport de polluant se caractérise par de l'advection 2D et un mélange relativement lent dû à la diffusion turbulente et un battement de l'écoulement à grande échelle généré par J_1, avec une variabilité spatiale et temporelle quasi-nulle dans le régime stationnaire (le jet J_1 bat très peu). A l'inverse, pour les configurations C2 et C3, en plus

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

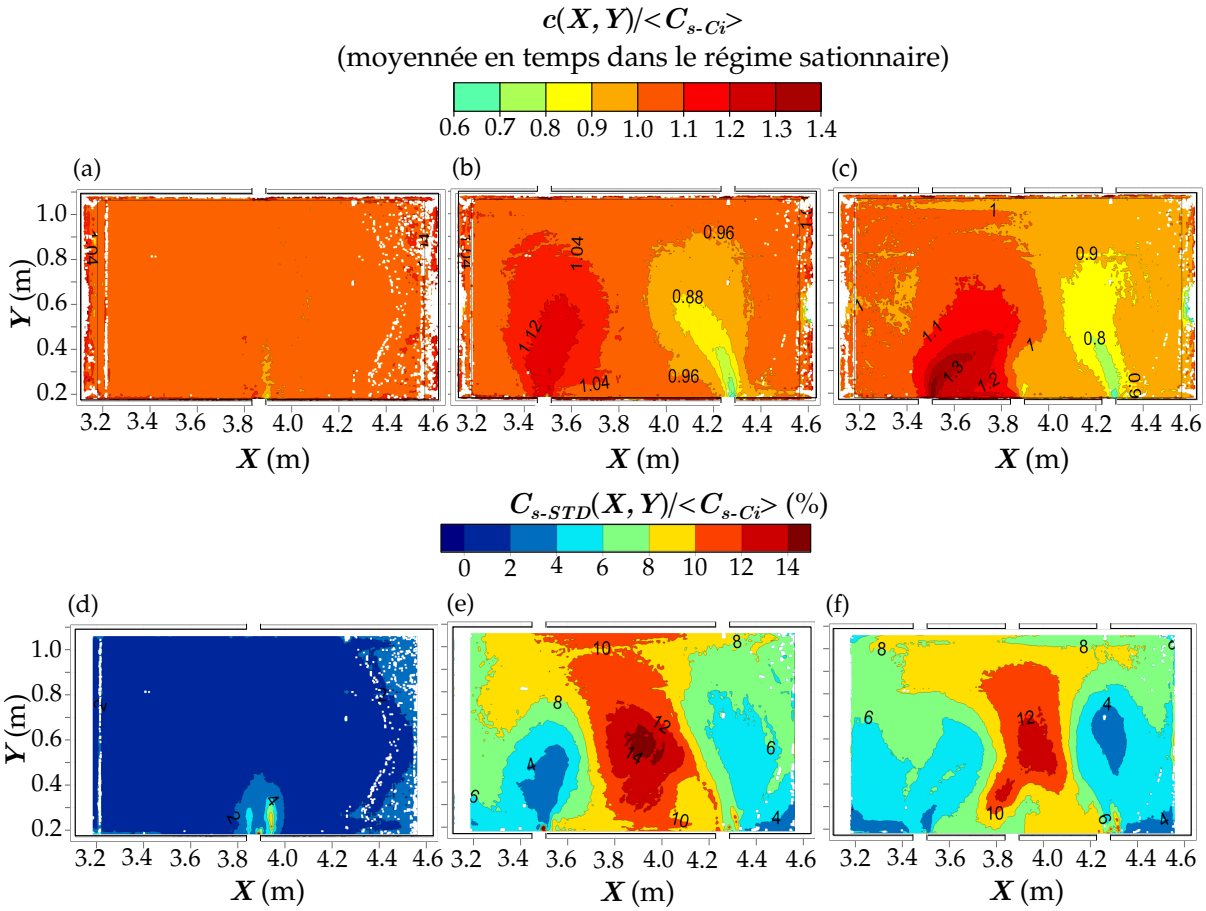


FIGURE 4.6 – Distribution spatiale des concentrations moyennées en temps dans le régime stationnaire pour le polluant et normalisées par la concentration plateau $\langle C_{s-Ci} \rangle$ pour les cas (a) C1, (b) C2 et (c) C3. Distribution des fluctuations temporelles, notée $C_{s-STD}(X,Y)$, des concentrations dans le régime stationnaire et normalisées par $\langle C_{s-Ci} \rangle$ pour les cas (d) C1, (e) C2 et (f) C3.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

de l'advection 2D, les battements des jets entrants accélèrent grandement le mélange et entraînent une forte variabilité spatiale et temporelle, particulièrement dans les zones de convergence des jets.

4.2.3.3 Discussion sur les valeurs de concentration plateau $\langle C_{s-Ci} \rangle$

Les variations des valeurs de concentration plateau, présentées en section 4.2.1 (tableau 4.1), peuvent s'expliquer par les différentes concentrations dans les jets entrants d'une ouverture à l'autre. (i) Pour la configuration C2, la 1ère ouverture amont, située la plus proche du rejet, reçoit un panache fortement concentré. En aval de cette 1ère ouverture, le reste du panache, qui n'est pas encore entré dans l'îlot, se mélange avec de l'eau claire dans la rue Droite, diminuant ainsi la concentration du panache de polluant. Au niveau de la 2ème ouverture, le panache est de concentration plus faible, d'où $\langle C_{s-C2} \rangle = 10.95\,\mathrm{C_m}$ sur la figure 4.4, qui est égale (à l'incertitude de mesure près) à la concentration entrante moyenne pondérée par les deux débits (figure 4.2e) et les deux concentrations entrant dans l'îlot (tableau 4.2). (ii) Pour la configuration C1, le panache de polluant se mélange sur une plus longue distance dans la rue Droite que pour la configuration C2, avant de s'introduire par l'unique ouverture amont de C1. Cette plus longue distance de mélange justifie que cette concentration entrante soit inférieure à la somme de celles entrant dans C2, et donc $\langle C_{s-C2} \rangle > \langle C_{s-C1} \rangle$ sur la figure 4.4. (iii) Pour la configuration C3, bien que les 1ère et 2ème ouvertures accueillent des concentrations proches de celles de C2, où la majeur partie du panache pénètre l'îlot par ces ouvertures amont, le reste, en aval de la 2ème ouverture, se mélange avec l'eau claire, puis s'introduit avec une concentration très faible par la 3ème ouverture de C3. En d'autres termes, le 3ème jet fait entrer beaucoup d'eau claire dans l'îlot urbain, ce qui dilue la forte concentration entrant par les deux premières ouvertures. En conséquence, $\langle C_{s-C3} \rangle$ (figure 4.4) est inférieure à $\langle C_{s-C2} \rangle$ et $\langle C_{s-C1} \rangle$, et égale (à l'incertitude de mesure près) à la concentration entrante moyenne pondérée par les trois débits (figure 4.2f) et les trois concentrations entrant dans l'îlot (tableau 4.2).

Par ailleurs, les concentrations moyennes pondérées par les débits entrants, notées C_i^p, calculées à partir des débits d'eau et des concentrations en entrée, sont rassemblées sur le tableau 4.2. Malgré des marges d'erreur importantes pour C_i^p ($\pm 3.4\,\mathrm{C_m}$, $\pm 3.7\,\mathrm{C_m}$ et $\pm 2.6\,\mathrm{C_m}$ pour C1, C2, et C3, respectivement), probablement surestimées en raison des incertitudes de mesure, les valeurs centrales de C_i^p ($9.5\,\mathrm{C}_m$, $11.6\,\mathrm{C}_m$ et $9.3\,\mathrm{C}_m$ pour C1, C2, et C3, respectivement) restent du même ordre de grandeur que celles des concen-

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

TABLE 4.2 – Présentation des débits d'eau Q_i^j (mesurés par MEJÍA-MORALES et al. (2021) et indiqués en pourcentage du débit total ($Q_{i1}+Q_{i2}$) sur la figure 4.2), des concentrations d'entrée C_i^j moyennées en temps dans le régime stationnaire et normalisées par C_m (section 4.1.4) à travers l'ouverture amont n° j, des concentrations moyennes pondérées par les débits d'eau en entrée de l'îlot urbain C_i^p (l'indice "p" renvoie à "pondérée"), normalisées par C_m et calculées telle que $C_i^p = \frac{\sum Q_i^j C_i^j}{Q_{ex}}$ (avec $Q_{ex} = \sum Q_i^j$, où les valeurs sont indiquées en pourcentage du débit d'eau total à ± 1 % près, figure 4.2). La concentration plateau $\langle C_{s-Ci} \rangle$ présentée sur le tableau 4.1, normalisée par C_m, est rappelée ici pour faciliter la comparaison avec C_i^p.

	$\boldsymbol{Q_i^j}$ (% de $Q_{i1}+Q_{i2}$)	$\boldsymbol{C_i^j/C_m}$	$\boldsymbol{C_i^p/C_m}$	$\boldsymbol{\langle C_{s-Ci}\rangle/C_m}$
C1	$Q_i^1 = 4.0$	$C_i^1 = 9.5$	9.5 ± 3.4	9.98
C2	Q_i^1, Q_i^2 = 2.3, 3.3	C_i^1, C_i^2 = 14.8, 10.4	11.6 ± 3.7	10.95
C3	Q_i^1, Q_i^2, Q_i^3 = 3.4, 2.1, 1.4	C_i^1, C_i^2, C_i^3 = 12.0, 7.9, 6.2	9.3 ± 2.6	8.65

L'incertitude de C_i^p est calculée en utilisant la méthode de propagation des incertitudes avec les débits d'eau calculés à ± 1 % près du débit total et une erreur minimum de ±4.8 % de la valeur mesurée des concentrations obtenues par colorimétrie (voir section 2.4.5.4 du chapitre 2)

trations $\langle C_{s-Ci} \rangle$ associées (9.98 C_m, 10.95 C_m et 8.65 C_m). De plus, la prépondérance de $C_i^p = 11.6\,C_m \pm 3.7\,C_m$ pour C2 semble s'expliquer par le fort débit d'eau entrant (3.4 % du débit total $Q_{i1}+Q_{i2}$ sur le tableau 4.2) associé à une forte concentration entrante (12.0 C_m sur le tableau 4.2) à travers l'ouverture amont n°1.

En conclusion la différence entre les concentrations plateaux est due aux différentes valeurs de concentrations entrantes dans les trois configurations qui diminuent suivant l'axe X.

4.2.3.4 Discussion sur les temps caractéristiques

Le mélange très limité en C1, avec un jet unique à l'interface entre les deux cellules de recirculation, comparé au mélange très intense provoqué par les battements des jets dans C2 et C3, justifie que les temps caractéristiques de C1 (t_{99R-Ci}, t_{80-Ci}, t_{60-Ci} et t_{rR-Ci}) soient bien plus élevés que ceux de C2 et C3 (tableau 4.1). Le volume d'eau polluée met donc 2110 s (t_{99R-C1}) pour remplacer 99 % du volume d'eau initiale pour C1. De plus, cette valeur de t_{99R-C1} est 7.3 fois plus grande que $V_{do}/Q_{ex} = 328$ s, qui est le temps caractéristique d'un "écoulement piston" (section 1.3.3.4), démontrant que l'écoulement en C1 est caractérisé par un processus de mélange bien plus important comparé à un écoulement de type piston avec le même débit Q_{ex} (figure 4.2d) et le même volume de l'îlot V_{do} (l'indice "do" fait référence au "domaine" de l'îlot).

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

Le volume d'eau polluée remplace plus rapidement le volume d'eau initiale pour C2 ($t_{99R-C2} = 534\,\text{s}$) que pour C3 ($t_{99R-C3} = 733\,\text{s}$). En effet, les fluctuations temporelles de concentration $C_{s-STD}(X,Y)$ représentent en moyenne 8 % de $\langle C_{s-C2} \rangle$ pour C2 (figure 4.5e) et 7 % de $\langle C_{s-C3} \rangle$ pour C3 (figure 4.5f), ce qui favorise un renouvellement plus rapide de l'eau initiale par l'eau polluée dans C2.

En conclusion, le mélange limité en C1, comparé au mélange très intense généré par les battements des jets dans C2 et C3, justifie des temps de remplissage associés à C1 bien plus longs que ceux associés à C2 et C3.

4.2.3.5 Adaptation du modèle de zone morte agrégée (ADZ)

Cette section a pour but de justifier l'ajustement des fonctions exponentielles du premier ordre sur l'évolution temporelle des concentrations instantanées moyennées spatialement $\langle c(t) \rangle$ pour les configurations Ci (figure 4.4). Comme indiqué dans la section 1.3.3.3, les processus de transport de polluant rencontrés dans ces configurations et décrits dans les sections précédentes peuvent être modélisés par un modèle dit de zone morte agrégée (ADZ).

Contrairement aux cas décrits dans la littérature, nos mesures ne permettent pas d'estimer précisément et instantanément les débits massiques en entrée et en sortie de l'îlot urbain, notés respectivement $Q^j_{mi}(t)$ et $Q^j_{mo}(t)$ pour les ouvertures amont et aval n° j (les indices "mi" et "mo" faisant référence à "mass inlet" et "mass outlet", respectivement). Par conséquent, le modèle ADZ présenté en section 1.3.3.3 (équation 1.15) ne peut pas être appliqué directement.

Toutefois, nous avons accès aux concentrations moyennées spatialement $\langle c(t) \rangle$, obtenues par colorimétrie dans l'îlot urbain, ce qui permet d'adapter le modèle ADZ, une approche qui, à notre connaissance, n'a pas encore été explorée dans les études précédentes.

Dans cette section, nous proposons donc de modifier le bilan massique (équation 1.11) présenté au chapitre 1, en adoptant les hypothèses ci-dessous.

— La concentration du débit massique entrant dans l'îlot est égale à la concentration moyenne établie (en régime permanent du polluant), c'est à dire $\frac{\sum Q^j_i c^j_i(t)}{Q_{ex}} = \langle C_{s-Ci} \rangle$, en supposant que les concentrations en entrée de l'îlot urbain soient constantes dans le temps, c'est à dire $c^j_i(t) = C^j_i$. Cette hypothèse est justifiée par les concentrations

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

présentées dans le tableau 4.2, qui compare les valeurs de $\langle C_{s-Ci} \rangle$ et de $\frac{\sum Q_i^j C_i^j}{Q_{ex}}$ en section 4.2.3.3, validant ainsi cette égalité.

— La concentration du débit massique sortant dans l'îlot est égale à la concentration moyenne, c'est à dire $\frac{\sum Q_o^j c_o^j(t)}{Q_{ex}} = \langle c(t) \rangle$, où $c_o^j(t)$ est la concentration instantanée en sortie (section 4.1.4) et Q_o^j représente le débit d'eau en sortie de l'îlot urbain au niveau de l'ouverture aval n° j (mesuré par Mejía-Morales et al. (2021) et présenté sur la figure 4.2). La figure 4.7 montre l'évolution temporelle de ces concentrations sortantes, leur moyenne pondérée par les débits sortants, notée $c_o^p(t) = \frac{\sum Q_o^j c_o^j(t)}{Q_{ex}}$, ainsi que les concentrations $\langle c(t) \rangle$ pour chaque configuration. Cette hypothèse est cependant mise à défaut dans les premiers instants du remplissage, car les concentrations $c_o^p(t)$ augmentent brusquement autour de $t = 15\,\text{s}$ pour les trois configurations, s'écartant donc de l'évolution de la concentration $\langle c(t) \rangle$. En effet, une durée moyenne de 15 s pour les trois configurations est nécessaire pour que le panache de polluant entrant dans l'îlot atteigne les sorties. Au fur et à mesure du remplissage, cette hypothèse semble de plus en plus valide à partir de 258 s, 150 s et 28 s pour les configurations C1, C2 et C3, respectivement (en tenant compte de la marge d'erreur, i.e. de la zone grisée sur la figure 4.7). Ensuite, les concentrations $c_o^p(t)$ convergent et oscillent autour de leur concentration instantanée moyennée spatialement $\langle c(t) \rangle$ associée. L'hypothèse est rapidement valide pour la configuration C3, en raison de la répartition rapide des concentrations dans tout l'îlot due au trois jets fortement fluctuants (figure 4.5).

A partir de ces hypothèses, le bilan de masse de l'équation 1.11 peut s'écrire :

$$\frac{dm}{dt} = \sum Q_{mi}^j(t) - Q_{mo}^j(t) = \sum Q_i^j C_i^j - \sum Q_o^j c_o^j(t) = Q_{ex}(\langle C_{s-Ci} \rangle - \langle c(t) \rangle) \tag{4.3}$$

La masse dans l'ensemble de l'îlot urbain s'exprime par $m(t) = V_{do}\langle c(t) \rangle$ (V_{do} étant le volume d'eau dans l'îlot), et en utilisant les hypothèses ci-dessus, l'équation 4.3 devient une équation différentielle du premier ordre avec un second membre constant :

$$\frac{d\langle c \rangle}{dt} = \frac{Q_{ex}}{V_{do}}(\langle C_{s-Ci} \rangle - \langle c(t) \rangle) \tag{4.4}$$

La dernière étape du modèle ADZ propose de transformer le volume V_{do} en un volume dit "effectif" (Wallis et al. 1989 ; Lees et al. 2000 ; Jiménez, Wohl 2013), noté V_{do-eff}, tel que $Q_{ex}/V_{do-eff} = 1/t_{rR-Ci}$. L'équation 4.4 devient :

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

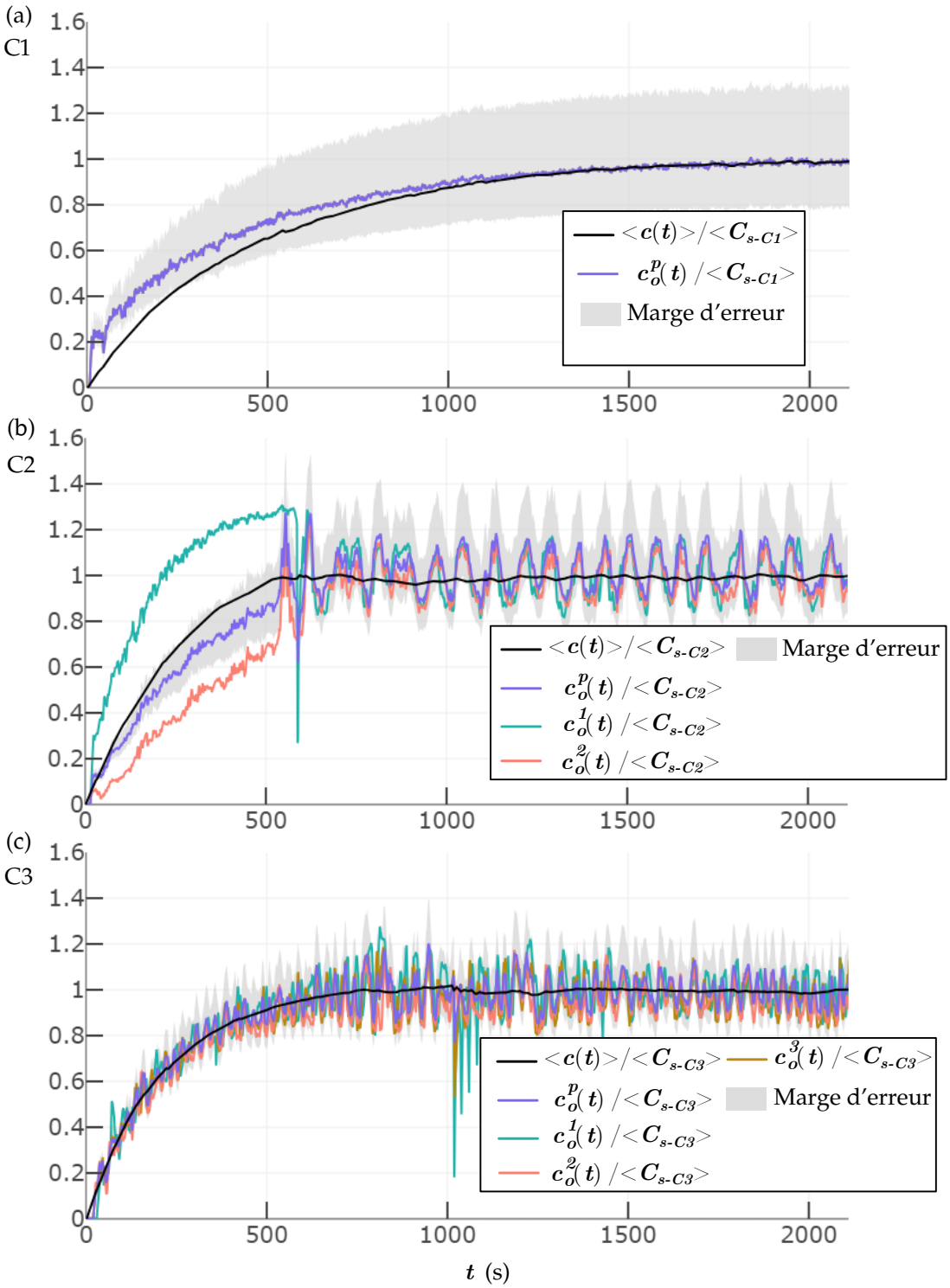


FIGURE 4.7 – Évolutions temporelles des concentrations en sortie $c_o^j(t)$ de l'îlot urbain à travers chaque ouverture aval, des concentrations moyennes pondérées par les débits d'eau sortants $c_o^p(t) = \frac{\sum Q_o^j c_o^j(t)}{Q_{ex}}$, et des concentrations moyennées spatialement $\langle c(t) \rangle$, toutes normalisées par la concentration plateau $\langle C_{s-Ci} \rangle$ pour les configurations (a) C1, (b) C2 et (c) C3. Les marges d'erreur, générées par les incertitudes liées aux mesures des débits d'eau et des concentrations pour le calcul de $c_o^p(t)$ sont représentées par les zones grisées.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

$$\frac{d\langle c\rangle}{dt} = \frac{1}{t_{rR-Ci}}(\langle C_{s-Ci}\rangle - \langle c(t)\rangle) \tag{4.5}$$

La résolution de cette équation lors du remplissage de l'îlot urbain considère les conditions initiales suivantes : l'îlot est initialement rempli d'eau claire ($\langle c(t=0)\rangle = 0$) ; le polluant s'introduit à $t = 0$ en concentration égale à la concentration moyenne pondérée par les débits entrants $\frac{\sum Q_i^j C_i^j}{Q_{ex}} = \langle C_{s-Ci}\rangle$ (les valeurs de $\langle C_{s-Ci}\rangle$ sont disponibles sur le tableau 4.2). La solution analytique pour ce remplissage, donnée en équation 4.6, justifie ainsi les ajustements par une fonction exponentielle du premier ordre des concentrations moyennées spatialement réalisés sur la figure 4.4, et par conséquent, la bonne représentativité des temps de résidence t_{rR-Ci} (tableau 4.1).

$$\langle c(t)\rangle = \langle C_{s-Ci}\rangle(1 - e^{-\frac{t}{t_{rR-Ci}}}) \tag{4.6}$$

A noter que pour une vidange, la solution analytique a déjà été présentée via l'équation 4.1 en section 4.1.

4.3 Influence de la durée de rejet sur la dynamique du panache de polluant

Les rejets dans l'écoulement des sources de pollution générées lors des inondations urbaines peuvent avoir des durées variables. Dans cette partie, nous étudions la vidange de l'îlot urbain par de l'eau claire après un remplissage partiel d'eau polluée. Par exemple, une bouche d'égout débordante, caractérisée par une remontée d'eaux usées, peut durer plusieurs heures ou seulement plusieurs minutes dans le monde réel, ce qui correspond respectivement à des durées de plusieurs centaines ou dizaines de secondes dans le modèle expérimental. Pour rappel, les expériences de rejet de durée limitée sont menées uniquement dans la configuration C1. Les courtes durées de rejet par rapport à celle de l'inondation sont de $t_{rejet} = 25\,\text{s}$, $100\,\text{s}$, $250\,\text{s}$, $1220\,\text{s}$, tandis que la longue durée de rejet devient $2110\,\text{s}$ ($t_{rejet} = t_{99R-C1}$).

Les sections ci-dessous ont pour objectif d'évaluer :

— les valeurs maximales atteintes par les concentrations moyennées spatialement lors des remplissages partiels (section 4.3.1.1) ;

— le rapport entre les temps de renouvellement lors d'une vidange (t_{99V}) et les durées

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

de rejet (t_{rejet}) (section 4.3.1.2) ;

— les taux de décroissance des concentrations dans la phase de vidange pour les différentes durées de rejet (section 4.3.1.3) ;

4.3.1 Description des concentrations $\langle c(t) \rangle$ lors d'un remplissage partiel et d'une vidange complète

4.3.1.1 Maximum des concentrations moyennées spatialement

La figure 4.8a présente les évolutions des concentrations instantanées moyennées spatialement pour les cinq durées de rejet. Comme attendu, ces évolutions sont caractérisées, d'abord, par un remplissage partiel, à l'exception du rejet de 2110 s, où le remplissage est complet, car $t_{rejet} = t_{99R-C1} = 2110$ s (régime stationnaire atteint, voir section 4.2.1). Pendant cette phase, l'eau polluée introduite chasse de l'eau claire initialement présente dans l'îlot de $t = 0$ à $t = t_{rejet}$, et les distributions de concentrations respectent la description faite en section 4.2.3 (figure 4.5a).

Durant ce remplissage, la figure 4.8a montre que plus la durée de rejet est longue, plus la concentration $\langle c(t) \rangle$ se rapproche de la concentration plateau $\langle C_{s-C1} \rangle$ (atteinte pour $t_{rejet} = t_{99R-C1}$ avec la courbe rouge), homogénéisant ainsi les concentrations dans l'îlot. Pour les rejets de plus courte durée, la concentration $\langle c(t) \rangle$ (figure 4.8a) atteint des valeurs maximales de concentration à l'instant $t = t_{rejet}$ allant de 94 %, 44 %, 21 % à 6 % de $\langle C_{s-C1} \rangle$ pour $t_{rejet} = 1220$ s, 250 s, 100 s et 25 s, respectivement.

Une fois le rejet de polluant interrompu à $t = t_{rejet}$, l'eau claire venant de la rue Droite commence à s'introduire dans l'îlot par les ouvertures amont (figure 4.3), chassant l'eau polluée précédemment introduite lors du remplissage par les ouvertures aval. A partir de cet instant, les concentrations moyennées spatialement dans l'îlot diminuent jusqu'à devenir nulles, avec des courbes de concentration $\langle c(t) \rangle$ (figure 4.8a) semblant suivre une décroissance exponentielle du premier ordre lors de cette vidange.

4.3.1.2 Temps de renouvellement complet t_{99V} par rapport à la durée de rejet

Comme attendu, les valeurs de t_{99V} (tableau 4.3) montrent premièrement que plus la durée de rejet (t_{rejet}) augmente, plus le temps de renouvellement lors de la phase de vidange augmente. Cela s'explique par une plus grande quantité d'eau polluée à chasser

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

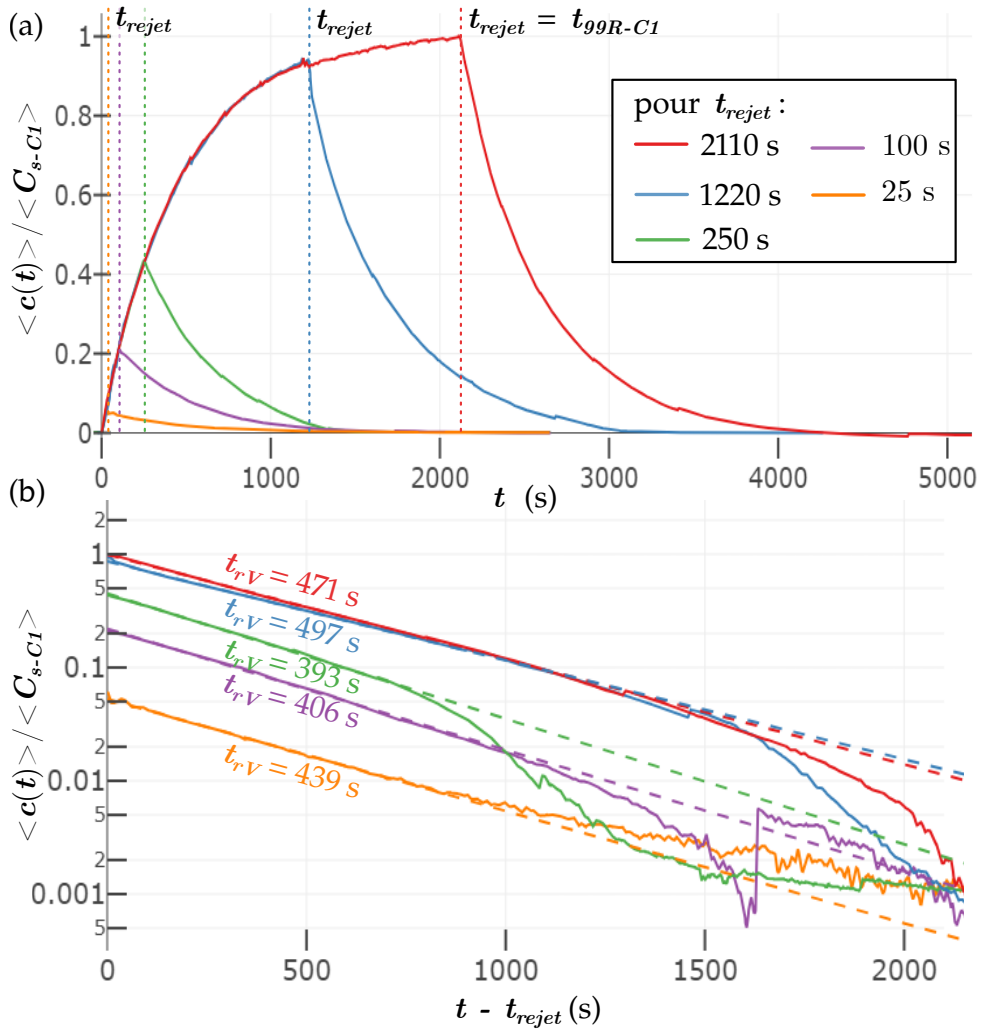


FIGURE 4.8 – (a) Évolutions temporelles des concentrations moyennées spatialement, normalisées par $\langle C_{s-C1} \rangle$, pour les cinq durées de rejet. (b) Concentrations instantanées moyennées spatialement normalisées pendant la vidange uniquement ($t \geq t_{rejet}$), représentées sur une échelle logarithmique. Les lignes pointillées correspondent aux pentes calculées à partir de ces concentrations mesurées sur l'échelle logarithmique.

TABLE 4.3 – Dans la phase vidange complète, valeurs des temps de renouvellement t_{99V} et des temps de résidence t_{rV} pour les cinq durées de rejet :

t_{rejet} (s)	25	100	250	1220	2110
t_{99V} (s)	748	1100	1129	1770	1949
t_{99V}/t_{rejet}	29.9	11.0	4.5	1.5	0.92
t_{rV} (s)	439	406	393	497	471

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

pour les durées de rejet plus longues, nécessitant ainsi plus de temps pour être remplacée par de l'eau claire.

En revanche, bien que le temps t_{99V} augmente avec la durée t_{rejet} et soit supérieur ou égal à t_{rejet}, le rapport t_{99V}/t_{rejet} présenté dans le tableau 4.3 pour les cinq durées de rejet décroît très rapidement pour tendre environ vers 1 (à l'incertitude de mesure près). Cela signifie que plus t_{rejet} est faible, plus le rapport t_{99V}/t_{rejet} est élevé, atteignant un minimum de 0.92 pour $t_{rejet} = 2110\,\text{s}$ et un maximum de 29.90 pour $t_{rejet} = 25\,\text{s}$. L'évolution de ce rapport s'explique par l'état initial de la distribution spatiale des concentrations au début de la vidange. (i) Pour $t_{rejet} = 2110\,\text{s}$, la concentration est homogène spatialement au début de la vidange, donc le temps de renouvellement t_{99V} est similaire à celui du remplissage complet ($t_{rejet} = t_{99R-C1}$). Comme attendu, ce comportement est confirmé par l'évolution de la concentration $\langle c(t)\rangle$ (courbe rouge) sur la figure 4.8a, où la phase de vidange est l'opposée de celle du remplissage (figure 4.3). (ii) A l'inverse, pour $t_{inj} = 25\,\text{s}$, la distribution de concentration est hétérogène spatialement au début de la vidange, concentrée au niveau du jet J_1 et des lignes de courants extérieures des zones de recirculation (figure 4.9). L'eau claire suit alors le même chemin que l'eau polluée, prenant un temps 29.90 fois supérieur à t_{rejet} pour chasser 99 % du volume de cette eau polluée.

4.3.1.3 Taux de décroissance des concentrations

Cette section vise à quantifier la cinétique à laquelle l'eau claire chasse l'eau polluée présente dans l'îlot lors de la vidange. La figure 4.8b, présentant les concentrations moyennées spatialement normalisées sur une échelle logarithmique durant la vidange uniquement (à $t \geq t_{rejet}$), montre que la durée de rejet n'influence pas le taux de décroissance des concentrations. En effet, les pentes, calculées par un ajustement linéaire des concentrations $\langle c(t)\rangle$ pour $t - t_{rejet} \in [0; 800\,\text{s}]$, sont très similaires quelle que soit la durée de rejet. Les temps de résidence t_{rV}, correspondant à l'inverse de ces pentes ($-1/t_{rV}$, introduits en section 4.1.6), sont répertoriés sur le tableau 4.3. La moyenne de ces temps de résidence lors de la vidange est de 441 s, avec un écart-type relatif de $\pm 10\%$, sans tendance apparente. A noter que ces valeurs sont très proches de celle du temps de résidence lors du remplissage $t_{rR-C1} = 471\,\text{s}$ (tableau 4.1), présenté en section 4.2.2.

Cette similarité dans les valeurs des pentes montre que l'eau claire, qui s'introduit dans l'îlot C1 par l'ouverture amont au début de la vidange (à $t = t_{rejet}$), chasse toujours l'eau polluée à la même vitesse, indépendamment de la durée de rejet. Cela signifie que

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

cette cinétique de chasse dépend uniquement de l'hydrodynamique de l'îlot urbain C1.

Au vu des résultats des sections précédentes, nous en déduisons que :

— la durée de renouvellement de l'eau polluée par l'eau claire dépend de l'état initial des concentrations dans l'îlot, c'est-à-dire de la quantité de polluant introduite lors de la phase de remplissage. Plus cette quantité est importante, plus le temps de renouvellement est long ;

— cependant le rapport entre la durée de renouvellement et la durée de rejet diminue fortement à mesure que la durée de rejet augmente ;

— comme attendu, sur l'ensemble de la vidange, les concentrations moyennées spatialement suivent une évolution temporelle décroissance de type exponentielle du premier ordre, avec un temps de résidence estimé (moyenné sur les cinq durées) de $441\,\mathrm{s} \pm 10\%$;

— le taux de décroissance de la concentration lors de la vidange ne dépend pas de la durée de rejet, indiquant que l'eau claire chasse toujours l'eau polluée à la même vitesse dans l'îlot ;

4.3.2 Zoom sur les premiers instants de la vidange des distributions de concentrations

Cette section détaille l'évolution des concentrations dans l'îlot pour le rejet de durée le plus court ($t_{rejet} = 25\,\mathrm{s}$) lors des premiers instants de la vidange (i.e. de $t - t_{rejet} = 0\,\mathrm{s}$ à $t - t_{rejet} = 500\,\mathrm{s}$). La distribution de concentration à partir de $t = 25\,\mathrm{s}$ permet en effet de visualiser distinctement les différentes étapes du chemin emprunté par le panache de polluant dans l'îlot urbain lors de la vidange.

Au début de la vidange (à $t - t_{rejet} = 0\,\mathrm{s}$), la figure 4.9b montre que la concentration $\langle c(t) \rangle$ (courbe orange) diminue par paliers depuis sa valeur maximale (i.e. $\langle c(t) \rangle = 0.06 \langle C_{s-C1} \rangle$ à $t = t_{rejet}$, figure 4.8). De $t - t_{rejet} = 0\,\mathrm{s}$ à environ 80 s, deux paliers apparaissent (figure 4.9b), suivis de paliers plus petits au-delà de 80 s. Après 150 s, les paliers deviennent négligeables, et la concentration $\langle c(t) \rangle$ tend vers une courbe exponentielle du premier ordre décroissante (ligne orange pointillée, figure 4.9b), comme présenté en section 4.3.1.1. L'évolution temporelle de la concentration $\langle c(t) \rangle$ durant chaque palier semble se décomposer en trois étapes (schématisées sur la figure 4.9a) :

— de ① vers ② (figure 4.9a), une grande partie du panache de polluant se situe dans le

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

jet J_1 (voir $t = 25\,s$ ou $t = 65\,s$ sur la figure 4.9b). De façon similaire à la description faite pour la figure 4.5a en section 4.2.3.1, ce panache advecté par le jet se divise au niveau de l'ouverture aval en trois parties : l'une sort dans la rue Gauche par l'ouverture aval, ce qui tend à faire décroître très rapidement la concentration $\langle c(t)\rangle$, tandis que les deux autres sont advectées par RZ_1 et RZ_2 vers les coins aval de l'îlot. Cette diminution de concentration $\langle c(t)\rangle$ se poursuit jusqu'à ce que la totalité du panache advecté par le jet atteigne l'ouverture aval (e.g. les distributions à $t = 38\,s$ ou $t = 89\,s$ sur la figure 4.9b). Delà, toute la partie du panache qui n'a pas été advectée par les zones de recirculation est complètement sortie de l'îlot ;

— de ② vers ③ (figure 4.9a), à ce stade, aucune pollution n'entre ni ne sort de l'îlot, et la concentration $\langle c(t)\rangle$ reste constante pendant que les deux parties du panache advectées par RZ_1 et RZ_2 se rejoignent au niveau de J_1 (e.g. les distributions à $t = 55\,s$ ou $t = 102\,s$ sur la figure 4.9b). Le panache, reformé des deux parties avec de l'eau claire introduite par l'ouverture amont (donc de plus faible concentration qu'au palier précédent), est de nouveau advecté par J_1 et atteint une nouvelle fois l'ouverture aval à partir de l'étape ① suivante ;

Le nombre de paliers visibles pour la concentration moyennée spatialement dépend de la distribution initiale de concentration (au début de la vidange), qui varie en fonction de la durée de rejet. En complément de la figure 4.9, les figures 4.10 et 4.11 présentent les concentrations de $\langle c(t)\rangle$, de $c(X, Y, t)$ et la dérivée temporelle de la masse $m(t)$ pour les rejets $t_{rejet} = 100\,s$ et $t_{rejet} = 250\,s$, respectivement. Bien que les distributions spatiales des concentrations au début de la vidange pour les rejets de 25 s (figure 4.9b), 100 s (figure 4.10a), et 250 s (figure 4.11a), présentent des hétérogénéités spatiales du même ordre (avec un écart-type spatial de 7.7 %, 8.9 % et 8.3 % de C_{s-C1}, respectivement), pour $t_{rejet} = 100\,s$ et $250\,s$, le panache de polluant est suffisamment mélangé dans l'îlot, excepté dans le centre des cellules de recirculation (RZ_1 et RZ_2). Comparé aux cinq paliers visibles sur la courbe de $\langle c(t)\rangle$ pour $t_{rejet} = 25\,s$ (figure 4.9b), un seul palier est légèrement visible pour $t_{rejet} = 100\,s$ (figure 4.10a), et aucun pour $t_{rejet} = 250\,s$ (figure 4.11a), où la courbe suit directement une évolution décroissante exponentielle du premier ordre.

En parallèle, la dérivée temporelle de la masse dm/dt (aux figures 4.9c, 4.10b, 4.11b, respectivement) montre que le flux massique sortant (voir équation 4.3) augmente avec la durée de rejet. Pour $t_{rejet} = 25\,s$, le flux massique est intermittent, dm/dt alterne entre une valeur négative et constante dans chaque palier. Pour $t_{rejet} = 100\,s$ et $250\,s$, dm/dt

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

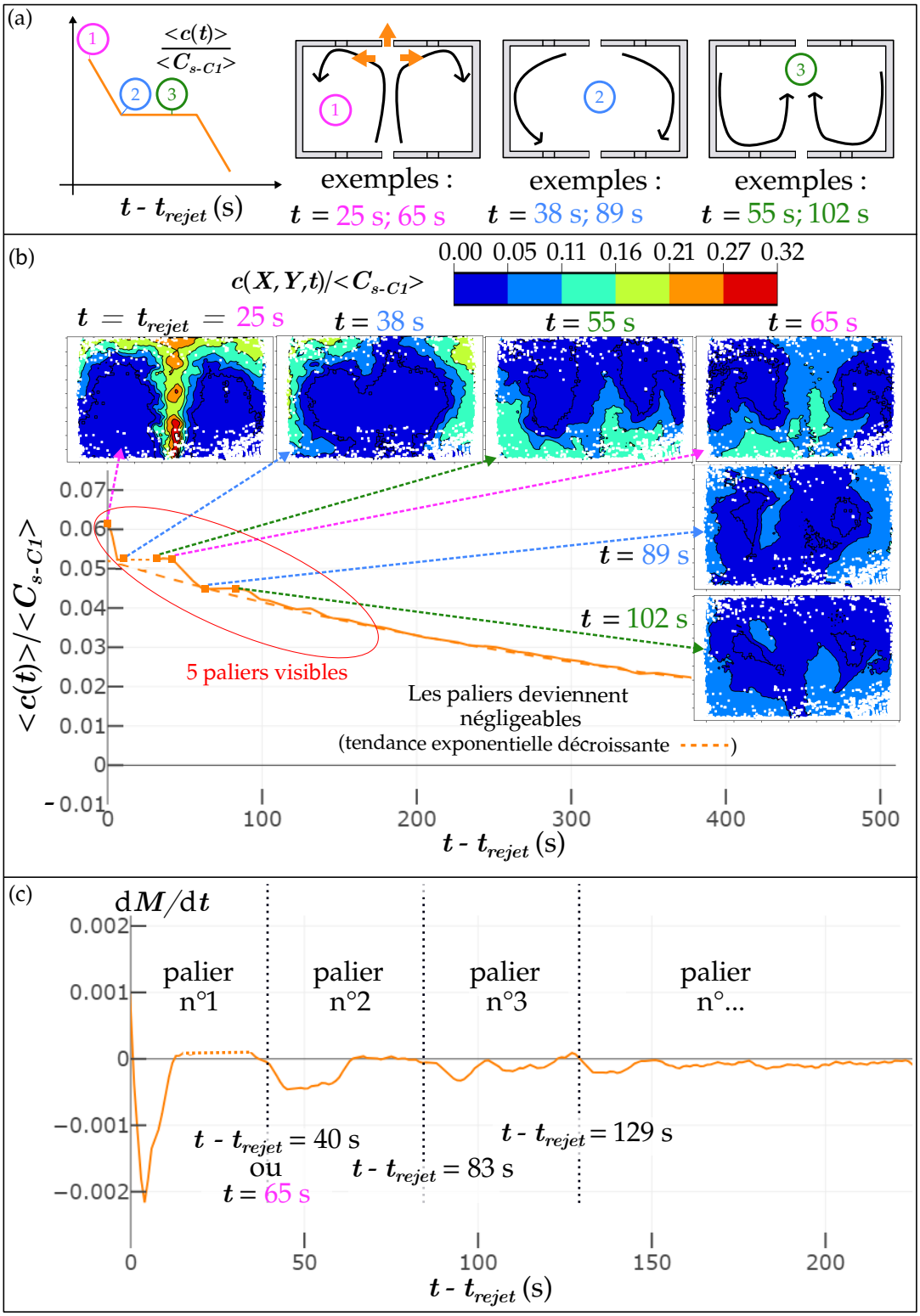


FIGURE 4.9 – Pour le rejet de durée $t_{rejet} = 25\,\text{s}$: (a) schéma illustrant les trois étapes d'un palier de concentration moyennée spatialement pour l'îlot urbain ; (b) présentation des concentrations instantanées normalisées par $\langle C_{s-C1} \rangle$ au début de la vidange ($t - t_{rejet} \leq 500\,\text{s}$), avec les distributions horizontales $c(X, Y, t)$ aux instants 25 s, 38 s, 55 s, 65 s, 89 s et 102 s, ainsi que l'évolution temporelle de la concentration moyennée spatialement $\langle c(t) \rangle$; (c) évolution de la dérivée temporelle de la masse de polluant $m(t)$ (introduite en section 4.2.3.5) dans l'îlot urbain au début de la vidange ($t - t_{rejet} \leq 210\,\text{s}$).

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

fluctue, restant toujours négative (flux massiques sortants en permanence), et tend vers 0 lorsque la masse de polluant est complètement renouvelée par l'eau claire.

4.4 Conclusions

Dans ce chapitre, notre objectif était de comprendre la dynamique de concentration d'une eau polluée introduite par des ouvertures dans un îlot urbain simplifié, et notamment de répondre aux deux questions scientifiques :

— comment le nombre d'ouvertures d'un îlot urbain affecte-t-il la variabilité temporelle et spatiale des concentrations de polluant au sein de cet îlot ? (Q3)

— dans le cas d'un rejet de durée limitée, quelle est l'influence de cette durée sur la variabilité temporelle et spatiale des concentrations de polluant dans un îlot urbain ? (Q4)

Au vu des résultats obtenus, les conclusions suivantes peuvent être tirées.

1/ Pour un rejet de très longue durée par rapport à celle de l'inondation (phase de remplissage), comme attendu, les concentrations moyennées spatialement atteignent un régime stationnaire. Une fois ces plateaux atteints, l'eau polluée a entièrement chassé l'eau claire et un rejet prolongé au-delà de cet instant n'augmente pas les concentrations dans l'îlot.

2/ Malgré ce comportement similaire entre les trois configurations, les concentrations plateaux, les temps de renouvellement et les variations spatio-temporelles des concentrations diffèrent fortement selon la porosité de l'îlot :

— les concentrations plateaux atteintes dans chaque îlot sont directement liées aux concentrations entrantes qui varient d'une ouverture à l'autre de chaque îlot urbain poreux ;

— pour C1, le transport de polluant est dominé par l'advection 2D avec un mélange lent dû à la diffusion turbulente et un faible battement de l'écoulement à grande échelle généré par le jet unique. Ainsi, la variabilité spatio-temporelle reste très limitée . En revanche, pour C2 et C3, les battements des jets entrants accélèrent grandement le mélange, entraînant une plus grande variabilité spatiale et temporelle, particulièrement dans les zones de convergence des jets.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

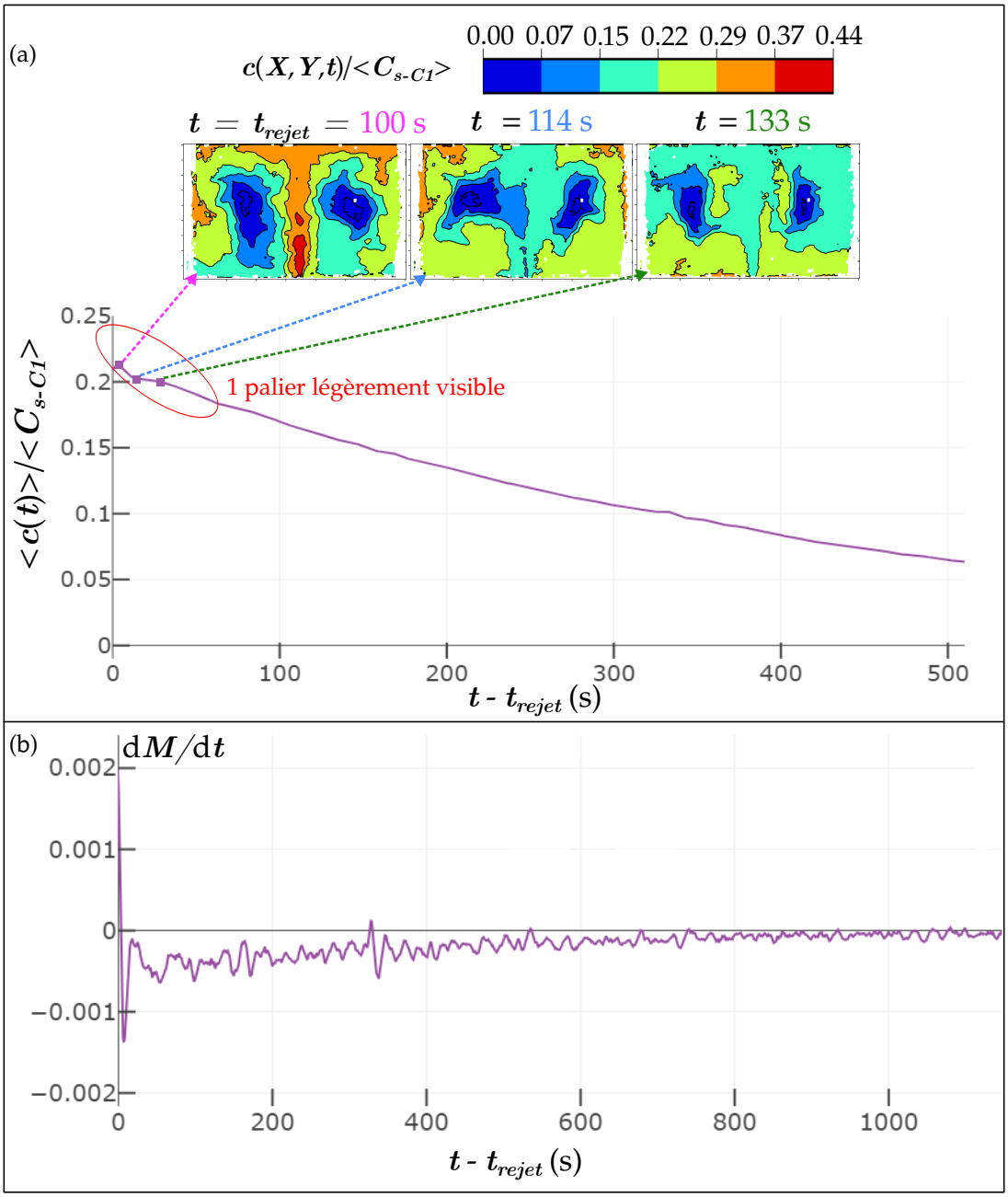


FIGURE 4.10 – Pour le rejet de durée $t_{rejet} = 100\,\text{s}$: (a) présentation des concentrations instantanées normalisées par $\langle C_{s-C1} \rangle$ au début de la vidange ($t - t_{rejet} \leq 500\,\text{s}$), avec les distributions horizontales $c(X, Y, t)$ aux instants 100 s, 114 s et 133 s, ainsi que l'évolution temporelle de la concentration moyennée spatialement $\langle c(t) \rangle$; (c) évolution de la dérivée temporelle de la masse de polluant $m(t)$ dans l'îlot urbain au début de la vidange ($t - t_{rejet} \leq 1200\,\text{s}$).

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

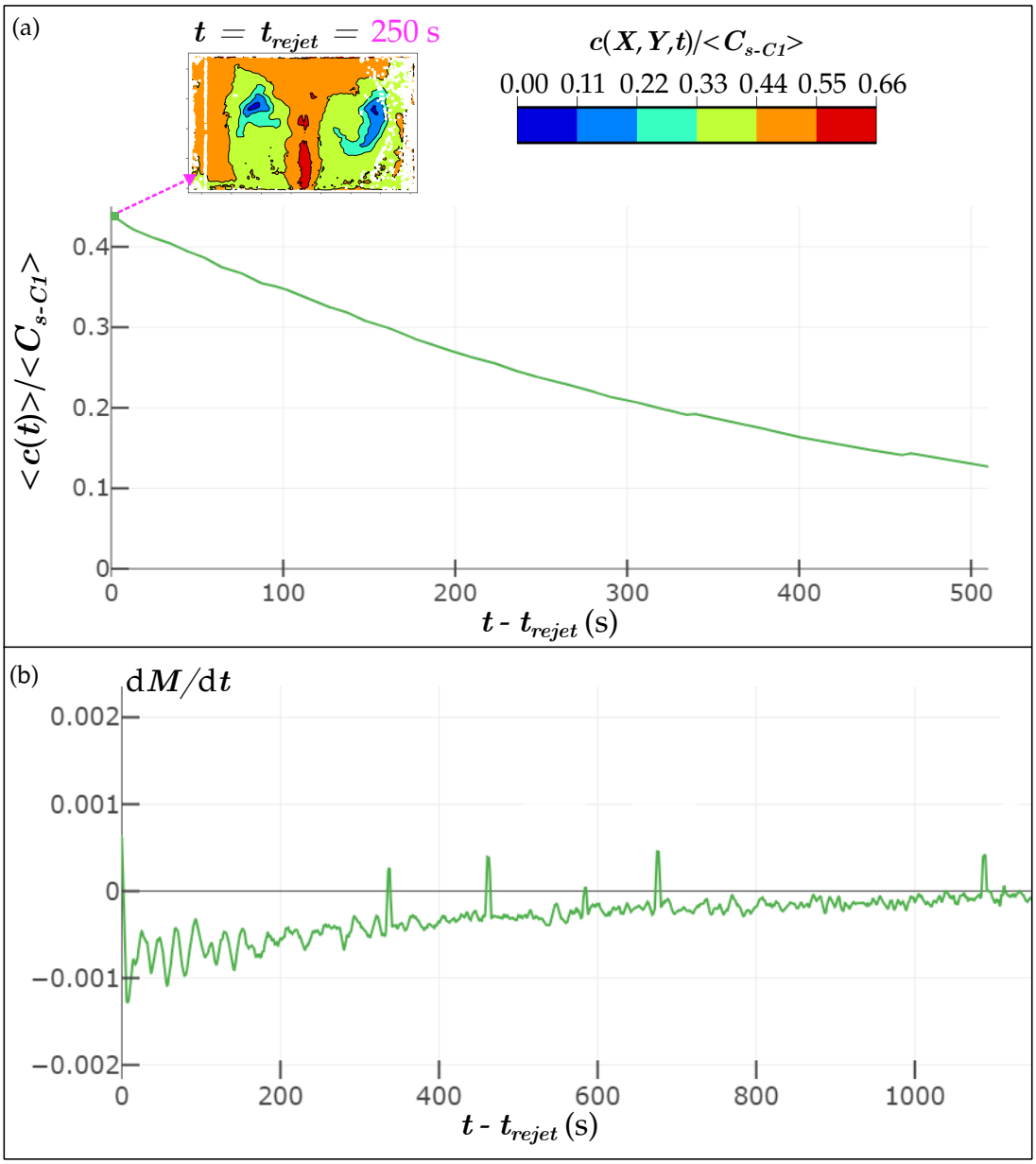


FIGURE 4.11 – Pour le rejet de durée $t_{rejet} = 250\,\mathrm{s}$: (a) présentation des concentrations instantanées normalisées par $\langle C_{s-C1} \rangle$ au début de la vidange ($t - t_{rejet} \leq 500\,\mathrm{s}$), avec la distribution horizontale $c(X, Y, t)$ à l'instant 250 s, ainsi que l'évolution temporelle de la concentration moyennée spatialement $\langle c(t) \rangle$; (c) évolution de la dérivée temporelle de la masse de polluant $m(t)$ dans l'îlot urbain au début de la vidange ($t - t_{rejet} \leq 210\,\mathrm{s}$).

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

— le mélange limité en C1, comparé au mélange très intense généré par les battements des jets dans C2 et C3, justifie des temps de remplissage associés à C1 (t_{99R-Ci}, t_{80-Ci}, t_{60-Ci} et t_{rR-Ci}) bien plus longs que ceux associés à C2 et C3 ;

3/ Une adaptation du modèle de zone morte agrégée a été proposée pour valider l'ajustement d'une fonction exponentielle du premier ordre sur ces concentrations.

4/ Pour des rejets de courte durée (étudiés uniquement dans la configuration C1) :

— lors du remplissage, comme attendu, plus la durée de rejet est longue, plus la concentration moyennée spatialement se rapproche de la concentration plateau ;

— lors de la vidange, l'eau claire introduite par les ouvertures amont chasse l'eau polluée par les ouvertures aval.

1. De manière attendu, sur une grande échelle de temps (i.e. pendant toute la vidange), les concentrations moyennées spatialement présentent une évolution temporelle décroissante de la forme d'une exponentielle du premier ordre, avec un temps de résidence estimé de 441 s ± 10%.
2. La durée de renouvellement dépend de l'état initial des concentrations dans l'îlot, ainsi, plus la quantité de polluant est élevée (donc plus la durée de rejet est longue), plus le temps de renouvellement est long.
3. Cependant, le rapport entre la durée de renouvellement et celle du rejet diminue rapidement lorsque les durées de rejet augmente.
4. Il est intéressant de noter que le taux de renouvellement de l'eau polluée par de l'eau claire reste constant, indépendamment de la durée du rejet ou de l'état initial des concentrations.

5/ Lors des premiers instants de la vidange, pour un rejet de durée très courte ($t_{rejet} = 25\,\text{s}$), la concentration moyennée spatialement diminue par paliers. Ces paliers deviennent progressivement négligeables, laissant place à une évolution exponentielle du premier ordre décroissante au fil de la vidange.

Compte tenu du risque sanitaire évoqué au chapitre 1, considérer les temps caractéristiques et les variations spatio-temporelles des concentrations d'une pollution introduite dans un îlot urbain inondé constitue une première étape pour estimer les temps d'exposition et la réponse à la dose de pollution pour les populations habitantes lors des inondations urbaines.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

Les résultats de ce chapitre font actuellement l'objet de la rédaction d'un article.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

Chapitre 5

Conclusions générales et perspectives

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

La problématique des pollutions causées par les inondations urbaines a été négligée par la sphère scientifique et celle des gestionnaires (services techniques des villes, agence régionale de santé lors d'inondation). Ce travail de thèse s'est donc focalisé sur l'étude du transport de polluant dans le contexte des inondations ayant lieu en zone fortement urbanisée, de type "réseau de rues en centre-ville".

Dans ce chapitre, notre objectif est de rappeler le positionnement et les objectifs scientifiques (section 5.1) et de faire ressortir les principales avancées de cette thèse (section 5.2). C'est aussi l'occasion de replacer l'ensemble de ce travail dans le cadre du risque causé par ces pollutions pour la santé humaine (section 5.3). Au vu de mon travail de thèse, les points insuffisamment explorés ou non abordés, à mener lors de futurs travaux, sont présentés en dernière partie (section 5.4).

5.1 Rappel : positionnement, objectifs et questions scientifiques de la thèse

La présente étude s'est concentrée sur la modélisation expérimentale du transport d'une pollution au sein d'un centre-ville inondé, en quantifiant les débits massiques et les concentrations de polluant dans les rues ainsi que dans un îlot urbain poreux. En raison de la complexité des processus hydrodynamiques dans ce milieu urbain et des contraintes expérimentales, nous avons fortement simplifié (i) la géométrie urbaine, composée d'un seul îlot urbain, percé d'ouvertures et entouré de quatre rues adjacentes à parois lisses, de sections rectangulaires, de même largeur, formant deux bifurcations et deux carrefours, et (ii) l'écoulement en imposant un régime stationnaire. Cette thèse reprend le dispositif expérimental situé dans le laboratoire HHLab d'INRAE à Villeurbanne, déjà opérationnel ainsi que l'hydrodynamique d'un réseau de rues inondées, étudiés par Mejía-Morales et al. (2021). Le polluant choisi est un traceur inerte, isodense et miscible dans l'eau, pouvant représenter, par exemple, des eaux usées provenant d'une bouche d'égout issue d'un réseau unitaire, débordant en surface de rue.

Le premier objectif de la thèse a été de mieux comprendre les processus de transport de polluant dissous dans l'eau ruisselant à la surface d'un réseau de rues inondées. Nous avons essayé de répondre à deux questions scientifiques :

— quel est l'effet des processus hydrodynamiques sur le transport de polluant lors d'une inondation urbaine à l'échelle d'un réseau de rues ? (Q1)

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

— comment le lieu de rejet de pollution influence-t-il ce transport, c'est à dire la distribution du polluant dans les rues en aval ? (Q2)

Le second objectif de la thèse a été de comprendre la dynamique d'une eau polluée introduite par des ouvertures dans un îlot urbain simplifié. Nous avons essayé de répondre à deux questions scientifiques :

— comment le nombre d'ouvertures d'un îlot urbain affecte-t-il la variabilité temporelle et spatiale des concentrations de polluant au sein de cet îlot ? (Q3)

— dans le cas d'un rejet de durée limitée, quelle est l'influence de cette durée sur la variabilité temporelle et spatiale des concentrations de polluant dans l'îlot urbain ? (Q4)

5.2 Résultats principaux

1/ (Q1) La distribution des débits massiques de polluant dans les différentes rues diffère de celle des débits d'eau, à la fois dans les rues et en sortie du réseau de rues. Cela s'explique par un mode de transport de polluant qui est spatialement hétérogène dans le réseau de rues.

2/ (Q1) Les processus de transport de polluant dans les rues d'un centre-ville inondé dépendent fortement de la position du panache de polluant par rapport aux intersections. En suivant ce panache qui se déplace dans l'écoulement depuis son lieu de rejet jusqu'à sa sortie de la zone urbaine (ici du réseau de rues) :

— (i) lorsque le panache atteint une branche aval d'une intersection, il est soumis, en plus de l'advection par l'écoulement 2D (dans le plan horizontal), à un mélange important qui tend à rapidement homogénéiser les concentrations dans la section de la rue (i.e. dans la largeur de rue et la hauteur d'eau). Ce mélange est principalement causé par des courants secondaires hélicoïdaux dans la section de rue et par la diffusion turbulente due au cisaillement transversal à l'interface entre les zones de recirculation et de contraction. Les contributions relatives des courants secondaires et de la diffusion turbulente varient cependant significativement d'une rue à l'autre.

— (ii) lorsque le panache atteint une portion de rue très éloignée d'une intersection, le mélange est alors dominé par la diffusion turbulente, et les effets des courants secondaires dans cet écoulement sont négligeables devant ceux de la diffusion turbulente.

— (iii) si le panache traverse une intersection, son transport au sein de l'intersection

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

est dominé par l'advection 2D. Les écoulements se rassemblent ou se séparent en suivant les lignes de division, et les processus de diffusion turbulente et de dispersion n'affectent pas de manière significative la distribution de polluant en raison de la longueur restreinte des intersections. Plus loin, une fois que le panache franchit l'intersection, le cas (i) domine le mélange à l'aval.

3/ (Q2) Le transport de polluant est particulièrement sensible à la position exacte du rejet selon l'axe transversal d'une rue ou au sein d'un carrefour. Cette sensibilité se manifeste par une variation importante des débits de polluant au sein des différentes rues en aval, cela s'explique par la forte sensibilité de l'interaction entre le panache de polluant et les lignes de division des intersections. En revanche, le devenir de la pollution dans le réseau de rues dépend très peu de la position du rejet selon l'axe longitudinal de la rue. Les sensibilités de distribution de polluant liées à la position exacte du rejet selon l'axe transversal d'une rue ou au sein d'un carrefour soulignent l'importance d'identifier très finement le lieu exact du rejet au sein de la rue pour les simulations d'inondations urbaines visant à évaluer les risques sanitaires liés au transport de polluant.

4/ (Q1) Un modèle simplifié a été proposé pour décrire et prédire la distribution du polluant aux intersections de rues, et sa précision dépend fortement de la capacité à localiser précisément les lignes de division de l'écoulement dans ces intersections.

5/ (Q3+Q4) Une eau polluée introduite de façon prolongée par des ouvertures dans un îlot urbain poreux tend à chasser intégralement l'eau claire initialement présente dans l'îlot (phase de remplissage). Ce remplacement d'eau claire par une eau polluée se caractérise par une augmentation de la concentration moyennée spatialement dans l'îlot, en suivant une évolution exponentielle croissante du premier ordre, quelque soit le nombre d'ouvertures. Cette concentration atteint toujours un régime stationnaire (la concentration est alors appelée "concentration plateau"), et une fois ce plateau de concentration atteint, un rejet prolongé au-delà de cet instant n'augmente pas les concentrations dans l'îlot urbain.

6/ (Q3) Le nombre d'ouvertures d'un îlot urbain influence fortement la valeur de la concentration plateau, le temps caractéristique de remplissage et la variation spatio-temporelle des concentrations. (i) Pour un îlot urbain percé d'une

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

ouverture amont et une aval en face, le transport de polluant est dominé par l'advection via le jet unique reliant les ouvertures amont et aval ainsi que via les deux zones de recirculation adjacentes qui se forment de part et d'autre du jet. Le mélange de polluant au sein de l'îlot est relativement lent. Une fois le régime stationnaire atteint, la variabilité spatio-temporelle des concentrations de cette eau polluée dans l'îlot devient très faible, et la distribution des concentrations est alors spatialement homogène. (ii) En revanche, pour un îlot urbain percé de plusieurs ouvertures amont et aval, les forts battements temporels des jets entrants augmentent grandement l'efficacité du mélange de polluant, réduisant ainsi considérablement (par un facteur de 3 à 4) les temps de remplissage complet de l'îlot, par rapport au cas précédent. Ces battements entraînent une plus grande variabilité spatiale des concentrations en régime stationnaire, particulièrement dans les zones de convergence des jets.

7/ (Q3) Une adaptation du modèle de zone morte agrégée a été proposée pour valider la possibilité d'ajustement de l'augmentation de la concentration moyennée spatialement dans l'îlot urbain poreux lors du remplissage par une fonction exponentielle du premier ordre.

8/ (Q4) Pour un rejet de polluant de courte durée par rapport à celle de l'inondation, comme attendu, le remplissage de l'îlot par l'eau polluée est partiel, la concentration atteint son maximum au moment de l'interruption du rejet, puis l'eau claire, introduite par les ouvertures amont, tend à chasser l'eau polluée vers les ouvertures aval. Cette phase est appelée "vidange". Cette vidange se caractérise par une diminution des concentrations moyennées spatialement, en suivant une évolution exponentielle décroissante du premier ordre. La durée de vidange dépend de l'état initial des concentrations dans l'îlot : plus la quantité de polluant préalablement introduite est élevée (suite à une longue durée de rejet), plus le temps de vidange sera long. Le rapport entre la durée de vidange et celle du remplissage préalable diminue rapidement lorsque la durée de remplissage augmente. Cependant, le taux de renouvellement de l'eau polluée par de l'eau claire reste constant, indépendamment de la durée du remplissage ou de l'état initial des concentrations. Cela signifie que l'eau claire chasse toujours l'eau polluée selon la même cinétique, laquelle est pilotée par l'hydrodynamique (qui, elle, ne change pas) dans l'îlot urbain poreux.

9/ (Q4) Dans le cas d'un rejet de polluant de très courte durée par rapport à celle de l'inondation, la concentration moyennée spatialement dans l'îlot di-

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

minue par paliers lors des premiers instants de la vidange. Ces paliers deviennent progressivement négligeables, laissant place à une évolution exponentielle décroissante du premier ordre dans la suite de la vidange.

Bilan général : L'étude porte sur le transport d'un polluant dissous et isodense dans un écoulement de réseau de rues inondées simplifié, en régime stationnaire, à partir d'un rejet local de polluant. Ce travail constitue une première étape pour comprendre les processus de transport des pollutions lors des inondations urbaines. Il a été montré que ce transport est principalement piloté par la topologie du réseau de rues (nombre de rues, nombre et type d'intersections) et le lieu de rejet. Le stockage de polluant dans les îlots urbains poreux est, lui, principalement influencé par les battements des jets entrants et par la durée d'entrée de ce polluant dans l'îlot. La configuration urbaine étudiée représente un centre-ville dense, avec des intersections de trois à quatre branches à angle droit, des pâtés de maisons bordés de façades imperméables et percés d'ouvertures de type portails, sous un régime d'écoulement fluvial et stationnaire. Dans ce contexte, les principaux processus de transport de polluant décrits peuvent probablement être généralisés à d'autres réseaux de rues, plus étendus, complexes et réalistes, bien que les spécificités de chaque ville puissent aussi influencer ce transport.

5.3 Lien entre résultats de la thèse et risque pour la santé humaine

5.3.1 Rappel sur les différents types de pollution

Dans le chapitre 1, nous avons mis en lumière, notamment à travers les travaux de Genouel et al. (2024), la grande diversité des types de polluants transportés lors des inondations urbaines (figure 1.6) :

— des pollutions liquides miscibles, incluant des eaux usées issues de débordements d'égouts, des eaux fortement turbides et/ou chargées en produits toxiques issues de lessivage de zones de chantier et/ou industrielles, ainsi que des boues ;

— des pollutions liquides non miscibles, qui peuvent être plus lourdes que l'eau de pluie (le polluant aura alors tendance à couler au fond de l'eau) ou bien plus légères (c'est à dire que le polluant, tel que les hydrocarbures, le mazout, ou l'essence, va plutôt flotter à la surface) ;

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

— des pollutions dites "particulaires", comprenant des particules de petite taille avec un nombre de Stokes suffisamment faible pour suivre l'écoulement (e.g. des microplastiques, des débris organiques) et des déchets de plus grande taille, avec un nombre de Stokes suffisamment élevé pour que leur trajectoire diffère de celle de l'écoulement (e.g. des débris flottants ou non-flottants provenant des habitations, des chantiers de construction, des véhicules, et du mobilier urbain) ;

Dans la thèse, nous avons choisi d'étudier uniquement les pollutions liquides miscibles. Nous avons pu identifier deux principales sources de cette pollution lors des inondations urbaines : celles provenant des eaux usées débordant d'un réseau d'égout unitaire ; et celles provenant de l'amont des villes, caractérisées par des eaux chargées en produits toxiques issues du lessivage de sites industriels ou de chantiers de construction, qui entrent dans les villes par les rues amont.

5.3.2 Pollutions miscibles (microbiennes) et risque associé

Dans cette section, nous proposons de discuter du risque pour la santé humaine lié à ces pollutions liquides miscibles de nature microbienne. Pour cela, il a été mentionné au chapitre 1 (Addison-Atkinson et al. 2022) que l'estimation du risque microbien nécessite : (i) d'identifier les agents pathogènes infectieux (aléa) ; (ii) d'évaluer l'exposition à l'agent (i.e. le volume ingéré, V, contenant une concentration en agent pathogène C, par un habitant se trouvant dans un îlot urbain poreux inondé) ; (iii) de calculer la réponse à la dose $D_r = V \times C$; (iv) d'estimer la probabilité d'infection P_{inf}, qui est fonction de la réponse à la dose.

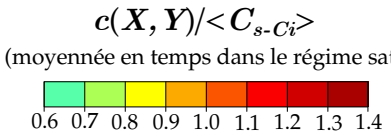
D'une part, le volume ingéré V est proportionnel au temps d'exposition, car plus une personne est exposée à une eau polluée, plus le volume ingéré par contact cutané ou par contact main-bouche est important. Pour une contamination ayant lieu dans un îlot, le temps d'exposition augmente, lui, nécessairement avec le temps caractéristique de transport des polluants dans les îlots urbains poreux (t_{99R-Ci}, t_{80-Ci}, t_{60-Ci} et t_{rR-Ci}, section 4.2.3.4). D'autre part, la concentration en agent pathogène des eaux usées C (pollution liquide miscible) est liée à la valeur des concentrations de cette pollution piégée dans l'îlot (figure 4.6). La figure 5.1 présente, pour les trois configurations d'îlot considérées dans la thèse (C1, C2, C3), le lien entre les distributions de concentration en pathogène C (présentées initialement sur la figure 4.6) et le volume ingéré V (proportionnel au temps

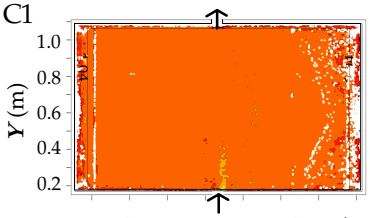
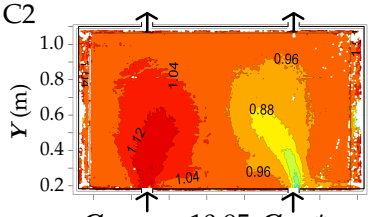
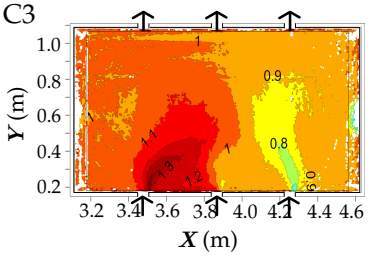
Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

d'exposition et aux temps caractéristiques de transport, tableau 4.1). On remarque que, pour C1, la concentration en pathogène devient homogène spatialement lors de l'établissement de l'écoulement et de la pollution, c'est à dire que les habitants situés dans cet îlot sont uniformément exposés à cette pollution. A l'inverse, pour C2 et C3 (îlot percé de plus de quatre ouvertures), la concentration, fortement hétérogène spatialement, indique que les habitants sont inégalement exposés, avec une concentration en pathogène maximale en amont de l'îlot (i.e. en s'approchant de la source de pollution). De plus, les valeurs de concentration plateau (tableau 4.1 et rappelées sur la figure 5.1) dépendent du nombre d'ouvertures et indiquent que les habitants sont exposés à des concentrations plus élevées pour la configuration C2, que pour C1 et C3. Par contre, le volume ingéré (ou temps d'exposition à l'agent pathogène) par un habitant semble plus important dans le cas de C1 que dans ceux de C2 et C3, car le temps caractéristique de remplissage est beaucoup plus long pour C1 que pour C2 et C3 (tableau 4.1).

Cette discussion préliminaire sur le risque des pollutions causées par les inondations urbaines pour la santé humaine se base uniquement sur les pollutions liquides miscibles. Le risque associé aux pollutions liquides non miscibles ou aux pollutions particulaires est abordé dans les perspectives (section 5.4).

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés



Carte de concentration	Concentration en pathogène	Volume ingéré (temps d'exposition)
C1  $<C_{s\text{-}C1}> = 9.98\ C_m$ *	Homogénéité spatiale habitants uniformément touchés	Temps d'exposition grand $t_{99R\text{-}C1}$, $t_{80\text{-}C1}$, $t_{60\text{-}C1}$, $t_{rR\text{-}C1}$ (tableau 4.1)
C2  $<C_{s\text{-}C2}> = 10.95\ C_m$ *	Hétérogénéité spatiale habitants inégalement touchés (forte concentration en amont)	Temps d'exposition faible $t_{99R\text{-}C2}$, $t_{80\text{-}C2}$, $t_{60\text{-}C2}$, $t_{rR\text{-}C2}$ (tableau 4.1)
C3  $<C_{s\text{-}C3}> = 8.65\ C_m$ *	Hétérogénéité spatiale habitants inégalement touchés (forte concentration en amont)	Temps d'exposition faible $t_{99R\text{-}C3}$, $t_{80\text{-}C3}$, $t_{60\text{-}C3}$, $t_{rR\text{-}C3}$ (tableau 4.1)

* $C_m = (C_{rejet}Q_{rejet})/(Q_{i1}+Q_{i2}+Q_{rejet})$: concentration théorique parfaitement mélangée (section 2.4.3.3)

FIGURE 5.1 – Présentation du lien entre la distribution de concentration en pathogène durant la phase de régime stationnaire et le volume ingéré (proportionnel au temps d'exposition), pour les trois configurations testées dans la thèse (figure 4.6)

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

5.4 Perspectives

De nombreuses questions concernant la compréhension du transport de polluant dans un réseau de rues inondées restent ouvertes suite à cette thèse. Pour poursuivre l'étude des pollutions causées par les inondations urbaines à travers les sciences de l'ingénieur, je propose les perspectives de recherche suivantes :

— **des investigations plus approfondies des processus hydrodynamiques dans les îlots urbains poreux**, en caractérisant de façon plus détaillée l'interaction des jets entrants oscillants dans l'îlot et le mélange généré par ces battements. A cet égard, le modèle dit de "Rossiter" (Rossiter 1964 ; Perrot-Minot et al. 2020 ; Mignot, Dewals 2024) semble être une approche prometteuse pour calculer les fréquences de résonance de l'écoulement au sein de l'îlot.

— **la prise en compte des échanges verticaux entre le réseau d'assainissement et l'écoulement en surface de rue dans le modèle expérimental**, en simulant un rejet de polluant provenant de sous les rues via un jet vertical orienté vers le haut au sein d'un trou d'homme (Chibane et al. 2021). L'objectif d'un tel dispositif expérimental serait d'étudier l'influence du type de rejet de polluant, en comparant la différence entre un rejet depuis le réseau d'assainissement et un rejet homogène sur la verticale (étudié dans la présente thèse).

— **des représentations plus réalistes de la géométrie urbaine impactant le transport de polluants**, en considérant les détails dans les rues et les îlots urbains plus réalistes. Pour les rues, il peut être envisagé de représenter (i) les trottoirs, les rugosités de façades, des angles différents de 90 ° pour les intersections, des ronds-points, des jardins, des grandes places ou encore des obstacles dans les rues. Par exemple, un obstacle dans une rue (véhicule, mobilier urbain) impacte grandement l'hydrodynamique et, par conséquent, le transport de polluants : le sillage formé en aval de l'obstacle peut générer un mélange important (figure 5.2a), et l'obstruction de cet obstacle dans une intersection peut également forcer le panache de polluants à bifurquer dans une branche opposée (figures 5.2b et 5.2c). (ii) Ce réalisme peut aussi s'exprimer par des représentations plus précises de l'intrusion de polluants dans l'îlot urbain à travers des fentes, des fenêtres ou des portes fermées. Pour les espaces intérieurs des îlots urbains (iii), il est possible de représenter des habitations (figure 5.3a), des parkings (figure 5.3b), de la végétation et du mobilier urbain (figure 5.3c).

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

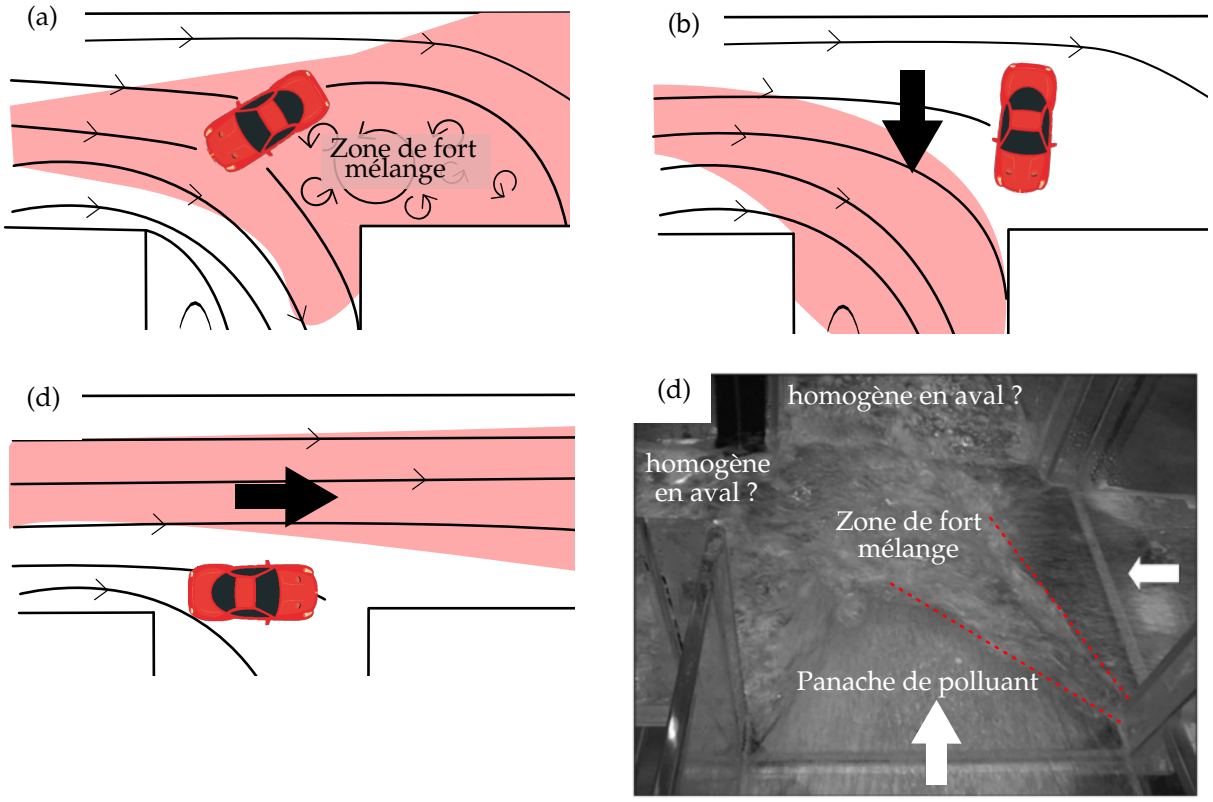


FIGURE 5.2 – Schéma illustrant une vue de dessus d'un écoulement en bifurcation avec un transport de polluant issus d'un rejet en amont de la branche principale. Le véhicule est positionné (a) au centre, (b) à l'aval de la branche principale et (c) à l'amont de la branche latérale. (d) Photo légèrement adaptée de MIGNOT et al. (2008), montrant l'arrivée hypothétique d'un panache de polluant au centre du carrefour caractérisé par des écoulements entrants en régime torrentiel et par deux ressauts hydrauliques obliques (lignes rouges pointillées).

Ce réalisme entraîne nécessairement des écoulements plus complexes dans le réseau de rues, où l'écoulement peut se caractériser par (iv) des débordements de rivière du lit mineur vers les lits majeurs contigus, qui peuvent être urbanisés (GLUCKMAN 2019), (v) des débordements de réseau d'assainissement (CHIBANE et al. 2021), (vi) des zones de recirculation fortement instationnaires dans les places ouvertes MEJÍA-MORALES et al. (2021), (vii) des ruptures de pentes entraînant des changements de régime fluvial à torrentiel (ou inversement), générant des ressauts hydrauliques et des zones fortement chahutées, favorisant à priori le mélange des polluants (figure 5.2d).

— **des représentations plus réalistes de la diversité des polluants générés lors des inondations urbaines**, avec (i) l'utilisation de polluants liquides non miscibles, rendant plus réaliste le transport d'essence (provenant d'un véhicule acci-

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

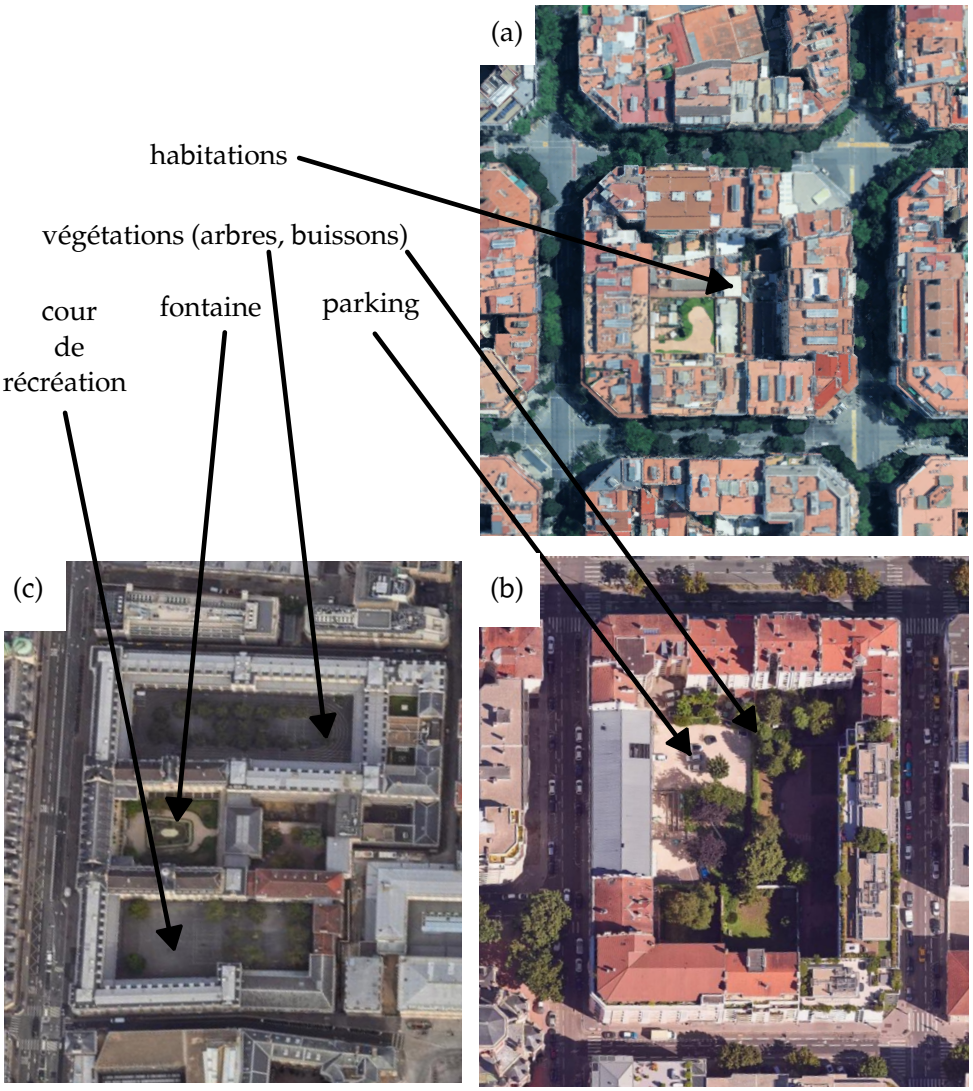


FIGURE 5.3 – Photos présentant des centres de grandes villes : vue aérienne d'îlots urbains délimités par les rues et ayant des espaces intérieurs caractérisés par de nombreux détails pour des quartiers (a) à Barcelone, (b) à Lyon et (c) à Paris.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

denté), de mazout (provenant d'une cuve renversée) ou d'hydrocarbures (provenant de zone péri-urbaine) dans un réseau de rues inondées. L'effet de la flottabilité reste à étudier dans des études futures. Même si ces différences de densité entre l'eau et le polluant vont générer des effets de flottabilité et donc influencer l'hydrodynamique et le transport de polluants dans l'écoulement, on s'attend à ce que les temps d'exposition et les variabilités spatio-temporelles des concentrations (liés au risque pour la santé humaine) présentent des comportements similaires à ceux illustrés sur la figure 5.1. (ii) L'utilisation de polluants particulaires de grande taille (Valero et al. 2024), tels que des poubelles, des véhicules (figure 5.4a), des débris de construction, des plastiques, du mobilier urbain (figure 5.4b), qui ont un nombre de Stokes suffisamment élevé pour que leur trajectoire diffère de celle de l'écoulement (figure 5.4c).

— **simuler des sources de pollution plus réalistes**, en adoptant une approche multi-physique, où la source simulée est un véhicule ou bien des combinaisons de plusieurs sources (des cuves renversées, des bouches d'égout, lessivages de chantiers, de zones détruites), qui vont influencer fortement l'écoulement.

— **la validation et la critique des codes de calcul du transport de polluants en réseau de rues inondées à partir des données de cette thèse.** Ces données seront à destination des numériciens (chercheurs et ingénieurs) et permettront de choisir la meilleure formulation / estimation des valeurs du tenseur de diffusivité dans le cas d'une pollution liquide miscible lors des inondations urbaines, que ce soit pour les calculs eulériens (Mignot et al. 2023) ou lagrangiens (Sämann et al. 2019). Un exemple est proposé sur la figure 5.5, où l'utilisation d'un tenseur de diffusivité Fickien isotrope et à valeur constante, tel que $D_{xx} = D_{yy} = 1.6.10^{-4}$ m^2/s, semble reproduire avec une erreur absolue n'excédant pas 7 % les débits massiques en sortie de rue, en comparaison des résultats expérimentaux présentés sur la figure 3.6. Une fois validés dans nos conditions simplifiées, les modèles numériques peuvent simuler ce transport de polluants et mieux considérer le risque de pollution pour la santé humaine dans de nombreux autres scénarios (car moins chronophages que les simulations expérimentales) et dans des conditions d'inondations urbaines réelles.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés



FIGURE 5.4 – Photos légèrement adaptées de VALERO et al. (2024) montrant des exemples de polluants particulaires de grande taille emportés par l'écoulement pendant des inondations urbaines qui se sont déroulées à (a) Sanliurfa, Turquie en 2023 et à (b) Laishui, Chine en 2012. (c) Photo montrant une vue de dessus de la bifurcation b_2 (figure 2.4c) dans laquelle des morceaux de bois sont lâchés dans l'écoulement et empruntent des trajectoires différentes.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

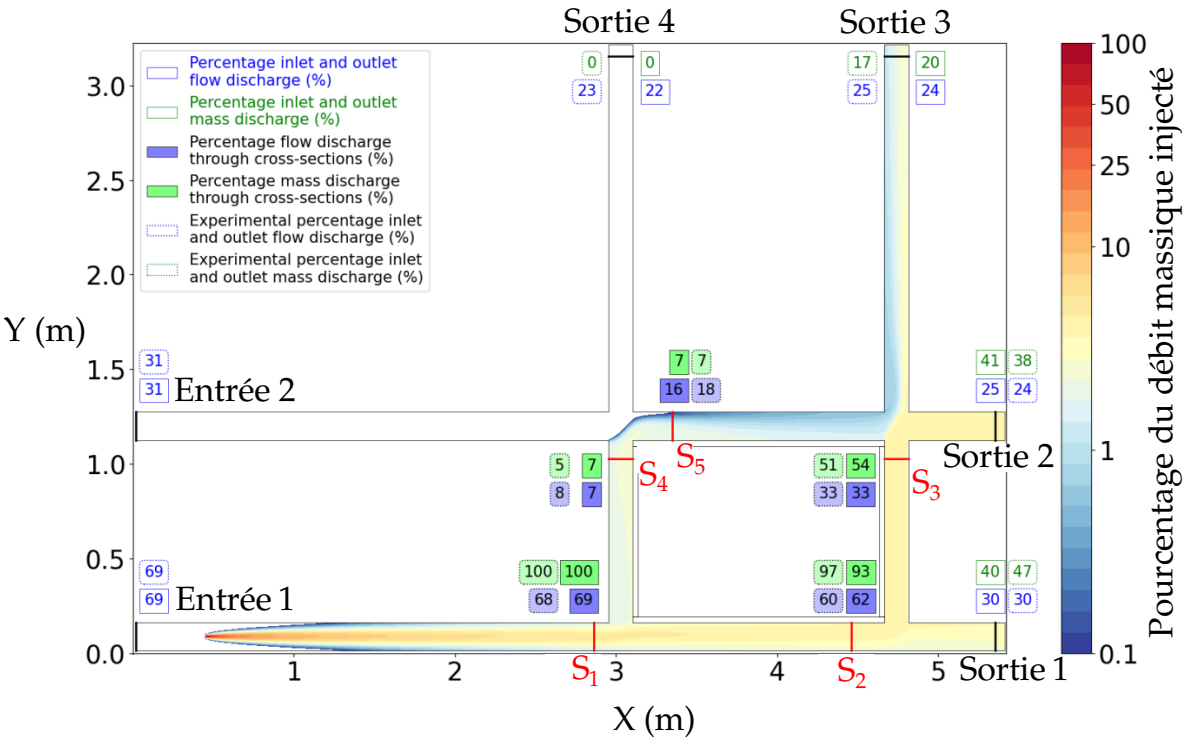


FIGURE 5.5 – Résultats obtenus par le code de calcul Wolf 2D (développé par l'Université de Liège) dans la configuration C00-00 et pour le rejet en *cu* : (i) champ moyenné en temps dans le plan horizontal des pourcentages de concentrations normalisées par la concentration injectée ; (ii) pourcentages des débits massiques et des débits d'eau calculés à travers les cinq sections de rue et dans les quatre sorties de rue (légèrement adaptée de Fontaine (2023)).

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

Table des figures

1 Photos remerciements ii
2 Photos illustrant l'inondation urbaine de la ville de Givors le 17 octobre 2024 xi

1.1 Pourcentage et nombres d'occurrences de catastrophes naturelles par type de catastrophe entre 2000 et 2019 2
1.2 Trois types d'inondations urbaines illustrés par des événements historiques et leur schéma associé 5
1.3 Impact de l'urbanisation sur l'infiltration et le ruissellement, comparaison entre une zone végétalisée et une zone urbaine 6
1.4 Évaluation du risque d'inondation pour les piétons, les véhicules et distribution spatiale du risque moyen global lors d'inondation dans la ville d'Amol 9
1.5 Comparaisons des distributions du danger pour des piétons adultes, des véhicules et présentation des activités réalisées lors d'un exercice de protection civile 11
1.6 Histogramme recensant les différents types de pollution associés aux inondations urbaines à partir d'entretiens menés auprès de la sphère scientifique 15
1.7 Exemples de sources de pollutions chimiques lors des inondations urbaines 17
1.8 Exemples de sources de pollutions microbiennes lors des inondations urbaines 19
1.9 Photos présentant des centres de grandes villes provenant de Google Maps et de Google Street View 21
1.10 Présentation des écoulements 3D et 2D dans une bifurcation à trois branches avec ou sans obstacle 23
1.11 Présentation des écoulements 3D et 2D dans une jonction à trois branches 25
1.12 Présentation des écoulements en carrefour avec deux écoulements entrants et deux écoulements sortants 27
1.13 Présentation de modèles physiques composés d'une combinaison de plusieurs intersections avec leurs résultats hydrodynamiques associés 29
1.14 Hydrodynamique dans un îlot urbain poreux avec plusieurs ouvertures . . . 31
1.15 Exemples d'écoulement dans des réservoirs rectangulaires peu profonds . . 32
1.16 Schéma illustrant les différents processus de transport d'un scalaire dans des écoulements à surface libre peu profonds 34
1.17 Cartographie des concentrations dans un centre ville issue de la modélisation numérique 2D du transport de polluant en écoulement peu profond . . 37
1.18 Tableau et schéma illustrant les différentes formulations des coefficients de diffusivité 38
1.19 Schéma des processus de transport, distributions spatiales et motifs de mélange d'un polluant dans une jonction en canal ouvert 43

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

1.20 Représentation conceptuelle des processus de transport de polluant dans une bifurcation et dans un carrefour à quatre branches 44
1.21 Exemples et schémas illustrant les processus de transport dans une zone morte adjacente à un écoulement rapide 47
1.22 Exemples et schémas illustrant les processus de transport dans une zone morte agrégée 49
1.23 Représentation conceptuelle montrant les échelles de temps caractéristiques du transport de polluants 52
1.24 Champs de vitesse calculés dans deux configurations de SRR et distributions de l'âge de l'eau normalisé 53

2.1 Schéma représentant le principe de fonctionnement du circuit fermé d'alimentation en eau et le modèle expérimental M.U.R.I. 59
2.2 Différentes vues de la plateforme du modèle expérimental M.U.R.I 61
2.3 Présentation de plusieurs dispositifs mis en place dans le modèle expérimental (cuves d'alimentation, nid d'abeille, débitmètre, électrovanne, chariot de déplacement et seuil vertical) 62
2.4 Vue d'ensemble de la configuration expérimentale choisie avec visualisation du transport de polluant 64
2.5 Photo et principe de fonctionnement du capteur de mesure de distance à ultrasons 67
2.6 Test de convergence temporelle des mesures de hauteur d'eau 68
2.7 Photo et principe de fonctionnement du vélocimètre acoustique Doppler (ADV) 69
2.8 Test de convergence temporelle des mesures de vitesses par la sonde ADV . 71
2.9 Présentation des coordonnées des positions de mesures locales de vitesse dans l'ensemble de la section transversale 72
2.10 Schéma représentant le désalignement du repère de la sonde ADV par rapport au repère local dans le plan horizontal et le plan vertical 74
2.11 Différentes étapes du protocole pour réaliser la technique LSPIV dans une intersection 76
2.12 Schéma illustrant le principe pour estimer le déplacement le plus probable des traceurs visibles en surface à partir du logiciel Fudaa-LSPIV 77
2.13 Test de convergence temporelle des normes des vitesses longitudinale et transversale mesurées par LSPIV 78
2.14 Comparaison entre mesures ADV et LSPIV regroupant trois profils transversaux de vitesse longitudinale moyennée en temps dans deux sections de rues 79
2.15 Schéma montrant la méthode d'extrapolation sur les profils de vitesses longitudinales moyennées en temps 81
2.16 Présentation de la sonde de rejet profilée 83
2.17 Schéma illustrant les dispositifs permettant le rejet local et verticalement homogène ou parfaitement homogène dans les rues d'entrée 85
2.18 Vue latérale du dispositif expérimental pour permettre un rejet de durée limitée 86
2.19 Photo de la sonde de conductivité mobile et présentation des coordonnées des positions de mesures locales de concentration 87
2.20 Calibration pour les quatre sondes de conductivité disponibles 88

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

2.21 Test de convergence temporelle des mesures de concentration par conductimétrie . . . 89
2.22 Distribution à travers la section S_0 de la rue (droite) isolée des vitesses longitudinales, des concentrations et flux de polluant calculé . . . 93
2.23 Présentation du principe de calibration des mesures par colorimétrie . . . 96
2.24 Présentation des zones d'intérêt dans l'îlot urbain pour la colorimétrie . . . 97
2.25 Validation de la technique de mesure par colorimétrie via la comparaison des concentrations instantanées mesurées . . . 99

3.1 Rappel de la configuration expérimentale utilisée et présentation des positions des sections transversales et des lieux de rejet de polluant . . . 104
3.2 Vue globale de la distribution de la norme des vitesses de surface moyennées en temps et des lignes de courant dans les rues . . . 106
3.3 Vue rapprochée de la distribution de la norme des vitesses de surface moyennées en temps et des lignes de courant dans les intersections . . . 108
3.4 Distributions de la vitesse longitudinale et des vecteurs de vitesses transversales et verticales, moyennées en temps dans les cinq sections de rue . . . 110
3.5 Distribution transversale du flux transversal normalisé de quantité de mouvement longitudinale moyenné en temps et sur la hauteur d'eau dans les sections S_3, S_4 et S_5 . . . 112
3.6 Pourcentages des débits de polluant en sortie de rues $\widehat{Qm_{oj}}$, dans S_i avec $\widehat{Qm_{Si}}$, débits d'eau aux sorties $\widehat{Q_{oj}}$ et à travers les rues $\widehat{Q_{Si}}$ . . . 114
3.7 Distribution de la concentration moyennée en temps dans les cinq sections de rue . . . 116
3.8 Pourcentage des débits de polluant $\widehat{Qm_{oj}}$ aux quatre sorties de rue pour quatorze lieux de rejet de polluant . . . 117
3.9 Principe pour estimer la quantité de polluant répartie de part et d'autre de la ligne de division partant du coin aval . . . 118
3.10 Profils transversaux de concentrations normalisées moyennées en temps et sur la hauteur d'eau dans S_0 et coefficient de mélange transverse normalisé en fonction du rapport d'aspect . . . 122
3.11 Comportement des polluants dans les intersections à angle droit en analysant l'écoulement moyen 2D dans le plan horizontal . . . 124
3.12 Comparaison entre les débits de polluant mesurés et prédits dans les branches latérales de l'intersection . . . 127

4.1 Présentation de la configuration expérimentale avec l'îlot urbain poreux composé de plusieurs porosités et de l'emplacement du rejet de polluant . . . 133
4.2 Rappel de la figure 1.14, exposant la norme des vitesses de surface moyennées en temps et les lignes de courant à l'intérieur de l'îlot urbain . . . 135
4.3 Schémas illustrant le principe d'un remplissage ou d'une vidange de l'îlot urbain par de l'eau polluée jusqu'au régime stationnaire . . . 138
4.4 Concentrations instantanées moyennées spatialement et adimensionnées par la concentration C_m pour les configurations C1, C2 et C3 . . . 141
4.5 Distribution spatiale des concentrations instantanées normalisées par la concentration plateau pour les cas C1, C2 et C3 à des temps différents . . . 143
4.6 Distribution spatiale des concentrations moyennées en temps et des fluctuations temporelles des concentrations dans le régime stationnaire pour les cas C1, C2 et C3 . . . 147

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

4.7 Évolutions temporelles des concentrations en sortie de l'îlot urbain, des concentrations moyennes pondérées par les débits d'eau sortants, et des concentrations moyennées spatialement. 152
4.8 Évolutions temporelles des concentrations moyennées spatialement normalisées pour les cinq durées de rejet et ces mêmes concentrations pendant la vidange uniquement, représentées sur une échelle logarithmique. 155
4.9 Présentation des concentrations aux premiers instants de la vidange pour le rejet de durée $t_{rejet} = 25\,\mathrm{s}$ 159
4.10 Présentation des concentrations aux premiers instants de la vidange pour le rejet de durée $t_{rejet} = 100\,\mathrm{s}$ 161
4.11 Présentation des concentrations aux premiers instants de la vidange pour le rejet de durée $t_{rejet} = 250\,\mathrm{s}$ 162

5.1 Lien entre la distribution de concentration en pathogène durant la phase de régime stationnaire et le volume ingéré pour les trois configurations testées dans la thèse 173
5.2 Schéma illustrant une vue de dessus d'un écoulement en bifurcation ayant un obstacle avec un transport de polluant issus d'un rejet en amont de la branche principale 175
5.3 Photos présentant des centres de grandes villes : vue aérienne d'îlots urbains délimités par les rues et ayant des espaces intérieurs caractérisés par de nombreux détails 176
5.4 Photos montrant des exemples de polluants particulaires de grande taille emportés par l'écoulement pendant des inondations urbaines 178
5.5 Résultats obtenus par le code de calcul Wolf 2D dans la configuration C00-00 et pour le rejet en *cu* 179

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

Liste des tableaux

2.1 Comparaison des techniques de mesure par colorimétrie et par conductimétrie à partir de l'erreur quadratique moyenne relative $RRMSE$ 98

3.1 Débits de polluant normalisés aux sorties 3 et 4 pour les différents lieux de rejet situés dans le carrefour c_1 119
3.2 Estimations des distances d pour les quatre intersections 127

4.1 Concentrations plateaux $\langle C_{s-Ci} \rangle$ et temps caractéristiques de remplissage calculés pour chaque configuration Ci 142
4.2 Valeurs des débits d'eau, des concentrations d'entrée et des concentrations moyennes pondérées en entrée de l'îlot urbain 149
4.3 Temps de renouvellement t_{99V} et temps de résidence t_{rV} pour les cinq durées de rejet 155

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

Bibliographie

Addison-Atkinson, William, Chen, Albert S., Memon, Fayyaz A., Chang, Tsang-Jung (2022). "Modelling urban sewer flooding and quantitative microbial risk assessment : A critical review". Journal of Flood Risk Management 15.4, e12844. doi : https://doi.org/10.1111/jfr3.12844.

Angeloudis, Athanasios, Stoesser, Thorsten, Falconer, Roger A., Kim, Dongjin (2015). "Flow, transport and disinfection performance in small- and full-scale contact tanks". Journal of Hydro-environment Research 9.1, p. 15-27. doi : https://doi.org/10.1016/j.jher.2014.07.001.

Araud, Quentin, Finaud-Guyot, Pascal, Lawniczak, Fabrice, François, Pierre, Vazquez, José, Mosé, Robert (2014). "Modeling Flood in an Urban Area : Validation of Numerical Tools Against Experimental Data". Gourbesville, P., Cunge, J., Caignaert, G. (eds) Advances in Hydroinformatics, p. 207-220. doi : https://doi.org/10.1007/978-981-4451-42-0_18.

Arrault, A., Finaud-Guyot, P., Archambeau, P., Bruwier, M., Erpicum, S., Pirotton, M., Dewals, B. (2016). "Hydrodynamics of long-duration urban floods : experiments and numerical modelling". Natural Hazards and Earth System Sciences 16.6, p. 1413-1429. doi : https://doi.org/10.5194/nhess-16-1413-2016,2016.

Arrighi, C., Pregnolato, M., Dawson, R.J., Castelli, F. (2019). "Preparedness against mobility disruption by floods". Science of The Total Environment 654, p. 1010-1022. issn : 0048-9697. doi : https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2018.11.191.

Baudet-Michel, Sophie, Aschan-Leygonie, Christina (2009). "Risque, Vulnérabilité, Résilience : comment les définir dans le cadre d'une étude géographique sur la santé et la pollution atmosphérique en milieu urbain ?" Vulnérabilités sociétales, risques et environnement, p. 60-68. url : https://shs.hal.science/halshs-00414770/.

Beer, Tom, Young, Peter C. (1983). "Longitudinal Dispersion in Natural Streams". Journal of Environmental Engineering 109.5, p. 1049-1067. doi : https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9372(1983)109:5(1049).

Beg, Md Nazmul Azim, Rubinato, Matteo, Carvalho, Rita F., Shucksmith, James D. (2020). "CFD Modelling of the Transport of Soluble Pollutants from Sewer Networks to Surface Flows during Urban Flood Events". Water 12.9. issn : 2073-4441. doi : 10.3390/w12092514.

Biron, P., Roy, A. G., Best, J. L. (1996). "Turbulent flow structure at concordant and discordant open-channel confluences". Experiments in Fluids 21.6, p. 437-446. doi : 10.1007/BF00189046. url : http://link.springer.com/10.1007/BF00189046.

Blanckaert, K., H. J. de Vriend (2010). "Meander dynamics : A nonlinear model without curvature restrictions for flow in open-channel bends". Journal of Geophysical Research : Earth Surface 115.F04011. doi : https://doi.org/10.1029/2009JF001301.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

Bodart, Guillaume, Le Coz, Jérôme, Jodeau, Magali, Hauet, Alexandre (2023). "Reducing the operator effect in LSPIV image-based discharge measurements". EGU General Assembly Conference Abstracts, EGU-5779. doi : 10.5194/egusphere-egu23-5779.

Bonakdari, Hossein, Larrarte, Frédérique, Lassabatere, Laurent, Joannis, Claude (2008). "Turbulent velocity profile in fully-developed open channel flows". Environmental Fluid Mechanics 8, p. 1-17. url : https://doi.org/10.1007/s10652-007-9051-6.

Brouwer, Andrew F, Masters, Nina B, Eisenberg, Joseph NS (2018). "Quantitative microbial risk assessment and infectious disease transmission modeling of waterborne enteric pathogens". Current environmental health reports 5, p. 293-304. doi : https://doi.org/10.1007/s40572-018-0196-x.

Cea, Luís, Costabile, Pierfranco (2022). "Flood Risk in Urban Areas : Modelling, Management and Adaptation to Climate Change. A Review". Hydrology 9.3, p. 50. issn : 2306-5338. doi : 10.3390/hydrology9030050.

Chen, Shiyin, Huang, Qingxu, Muttarak, Raya, Fang, Jiayi, Liu, Tao, He, Chunyang, Liu, Ziwen, Zhu, Lei (2022). "Updating global urbanization projections under the Shared Socioeconomic Pathways". Scientific Data 9.1, p. 137. issn : 2052-4463. doi : 10.1038/s41597-022-01209-5.

Chibane, Tariq, Paquier, André, Benmamar, Saâdia (2021). "Experimental study of the flow patterns in a street during drainage or overflow to or from drains". Urban Water Journal 18.7, p. 544-557. doi : 10.1080/1573062X.2021.1913612.

Constantinescu, George (2014). "LE of shallow mixing interfaces : A review". Environmental Fluid Mechanics 14.5, p. 971-996. doi : 10.1007/s10652-013-9303-6.

Constantinescu, George, Miyawaki, Shinjiro, Rhoads, Bruce, Sukhodolov, Alexander (2012). "Numerical analysis of the effect of momentum ratio on the dynamics and sediment-entrainment capacity of coherent flow structures at a stream confluence". Journal of Geophysical Research : Earth Surface 117.F4. doi : https://doi.org/10.1029/2012JF002452.

CRED, UNDRR (2020). "Human Cost Of Disasters : An Overview Of The Last 20 Years (2000-2019)", p. 30. url : https://www.undrr.org/publication/human-cost-disasters-overview-last-20-years-2000-2019.

Creëlle, Stéphan, Engelen, Lukas, Schindfessel, Laurent, Ramos, Pedro X, De Mulder, Tom (2018). "Experimental investigation of free surface gradients in a 90 angled asymmetrical open channel confluence", p. 803-819. doi : https://doi.org/10.1007/978-981-10-7218-5_58.

Darabi, Hamid, Haghighi, Ali Torabi, Mohamadi, Mohamad Ayob, Rashidpour, Mostafa, Ziegler, Alan D., Hekmatzadeh, Ali Akbar, Kløve, Bjørn (2019). "Urban flood risk mapping using data-driven geospatial techniques for a flood-prone case area in Iran". Hydrology Research 51.1, p. 127-142. doi : 10.2166/nh.2019.090.

de Man, H., Berg, H.H.J.L. van den, Leenen, E.J.T.M., Schijven, J.F., Schets, F.M., Vliet, J.C. van der, Knapen, F. van, Roda Husman, A.M. de (2014). "Quantitative assessment of infection risk from exposure to waterborne pathogens in urban floodwater". Water Research 48, p. 90-99. doi : 10.1016/j.watres.2013.09.022.

Dewals, Benjamin, Archambeau, Pierre, Bruwier, Martin, Erpicum, Sebastien, Pirotton, Michel, Adam, Tom, Delhez, Eric, Deleersnijder, Eric (2020). "Age of Water Particles as a Diagnosis of Steady-State Flows in Shallow Rectangular Reservoirs". Water 12.10. doi : 10.3390/w12102819.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

Dewals, Benjamin, Archambeau, Pierre, Erpicum, Sébastien, Pirotton, Michel, Deleersnijder, Eric (2024). "What does the volume-averaged water age distribution function reveal about flow fields in rectangular shallow reservoirs ?" Environmental Fluid Mechanics, p. 1-19. doi : https://doi.org/10.1007/s10652-024-09967-z.

Dewals, Benjamin, Kitsikoudis, Vasileios, Angel Mejía-Morales, Miguel, Archambeau, Pierre, Mignot, Emmanuel, Proust, Sébastien, Erpicum, Sébastien, Pirotton, Michel, Paquier, André (2023). "Can the 2D shallow water equations model flow intrusion into buildings during urban floods ?" Journal of Hydrology 619, p. 129231. doi : https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2023.129231.

Djordjević, Slobodan, Saul, Adrian J., Tabor, Gavin R., Blanksby, John, Galambos, Istvan, Sabtu, Nuridah, Sailor, Gavin (2013). "Experimental and numerical investigation of interactions between above and below ground drainage systems". Water Science and Technology 67.3, p. 535-542. doi : 10.2166/wst.2012.570.

Dong, Boliang, Xia, Junqiang, Zhou, Meirong, Li, Qijie, Ahmadian, Reza, Falconer, Roger A. (2022). "Integrated modeling of 2D urban surface and 1D sewer hydrodynamic processes and flood risk assessment of people and vehicles". Science of The Total Environment 827, p. 154098. doi : 10.1016/j.scitotenv.2022.154098.

Douglas, Mary (1966). "Purity and Danger : an analysis of concepts of pollution and taboo". London : Rutledge.

Dufresne, Matthieu, Dewals, Benjamin J., Erpicum, Sébastien, Archambeau, Pierre, Pirotton, Michel (2010). "Classification of flow patterns in rectangular shallow reservoirs". Journal of Hydraulic Research 48.2, p. 197-204. doi : https://doi.org/10.1080/00221681003704236.

Duguay, J., Biron, P. M., Lacey, J. (2022). "Aerial Observations and Numerical Simulations Confirm Density-Driven Streamwise Vortices at a River Confluence". Water Resources Research 58.7. doi : 10.1029/2021WR031527.

Fagour, C, Gond, L, Le Coz, J, Riviere, N, Gostiaux, L, Mignot, E, Kateb, L (2022). "Transverse mixing coefficients in non-uniform flows : Laboratory experiments". doi : https://doi.org/10.3850/IAHR-39WC252171192022674.

Fagour, C., Proust, S., Mignot, E. (2024). "A laboratory experiment on the pollutant transport in a flooded street network". Journal of Hydrology 640, p. 131603. doi : https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2024.131603.

Fang, Shulin, Ji, Yongpeng, Zhang, Mingliang (2022). "Numerical Modeling the Flood and Pollutant Transport Processes in Residential Areas with Different Land Use Types". Advances in Meteorology 2022, p. 1-16. doi : 10.1155/2022/9320089.

Fernández-Pato, Javier, García-Navarro, Pilar (2021). "An Efficient GPU Implementation of a Coupled Overland-Sewer Hydraulic Model with Pollutant Transport". Hydrology 8.4. doi : 10.3390/hydrology8040146.

Flipo, Nicolas, Mouchel, Jean-Marie, Fisson, Cédric (2016). "Les effets de la crue de juin 2016 sur la qualité de l'eau du bassin de la Seine". 17. url : https://www.piren-seine.fr/publications/fascicules/les_effets_de_la_crue_de_juin_2016_sur_la_qualite_de_leau_du_bassin_de_la.

Genouel, Maïlys, Comby, Emeline, Le Lay, Yves-François, Biron, Pascal (2022). "Les pollutions liées aux inondations urbaines, un enjeu pour la communauté scientifique francophone ? Une comparaison France - Canada", p. 3. url : https://hal.archives-ouvertes.fr/hal-03726678.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

Genouel, Maïlys, Comby, Emeline, Le Lay, Yves-François, Biron, Pascale (2024). "Urban flooding and the resultant pollution : What French-speaking scientists make of it ?" Anthropocene 46, p. 100436. doi : https://doi.org/10.1016/j.ancene.2024.100436.

GIEC (2023). Climate Change 2023 : Impacts, Adaptation and Vulnerability. Summary for Policymakers. Cambridge, UK et New York, USA : Cambridge University Press, p. 3-33. isbn : 9781009325844.

Gluckman, Ron (2019). "Bangkok : The Sinking City Faces Severe Climate Challenges". Urban Land. url : https://urbanland.uli.org/sustainability/bangkok-the-sinking-city-faces-severe-climate-challenges/.

Goltsman, Anna, Saushin, Ilya (2019). "Flow pattern of double-cavity flow at high Reynolds number". Physics of Fluids 31.6, p. 065101. issn : 1070-6631. doi : https://doi.org/10.1063/1.5099702.

Gou, Lufeng, Liu, Yun, Zhang, Yongpeng, Zhu, Zhongfan, Peng, Dingzhi, Dou, Jie (2022). "Estimating the instability criterion of vehicles in urban flooding by an entropic method". Urban Climate 41, p. 101069. issn : 22120955. doi : 10.1016/j.uclim.2021.101069.

Guymer, Ian, O'Brien, Rob, Harrison, Chris (1996). "Representation of solute transport and mixing within a surcharged benched manhole using an Aggregated Dead Zone (ADZ) technique". Water Science and Technology 34.3. Water Quality International '96 Part 2, p. 95-101. doi : https://doi.org/10.1016/0273-1223(96)00561-6.

Han, Jie, He, Shanshan (2021). "Urban flooding events pose risks of virus spread during the novel coronavirus (COVID-19) pandemic". Science of The Total Environment 755, p. 142491. doi : https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2020.142491.

Hirabayashi, Yukiko, Mahendran, Roobavannan, Koirala, Sujan, Konoshima, Lisako, Yamazaki, Dai, Watanabe, Satoshi, Kim, Hyungjun, Kanae, Shinjiro (2013). "Global flood risk under climate change". Nature climate change 3.9, p. 816-821. doi : https://doi.org/10.1038/nclimate1911.

Huai, Wenxin, Shi, H., Yang, Z (2018). "Estimating the Transverse Mixing Coefficient in Laboratory Flumes and Natural Rivers". Water Air Soil Pollut, p. 229-252. url : https://doi.org/10.1007/s11270-018-3893-z.

Ishigaki, T (2003). "Hydraulic model tests of inundation in urban area with underground space". Proc. of 30th IAHR Congress, Greece, 2003, p. 487-493. url : https://www.iahr.org/library/infor?pid=25355.

Izquierdo, Tatiana, Abad, Manuel, Gómez, Yolanda, Gallardo, Diego, Rodríguez-Vidal, Joaquín (2021). "The March 2015 catastrophic flood event and its impacts in the city of Copiapó (southern Atacama Desert). An integrated analysis to mitigate future mudflow derived damages". Journal of South American Earth Sciences 105, p. 102975. doi : https://doi.org/10.1016/j.jsames.2020.102975.

Jackson, Tracie R., Haggerty, Roy, Apte, Sourabh V., O'Connor, Ben L. (juin 2013). "A mean residence time relationship for lateral cavities in gravel-bed rivers and streams : Incorporating streambed roughness and cavity shape : Lateral Cavity Mean Residence Time Relationship". Water Resources Research 49.6, p. 3642-3650. issn : 00431397. doi : 10.1002/wrcr.20272. url : http://doi.wiley.com/10.1002/wrcr.20272.

Jeong, Yong-Wook, Jeong, Woochang (2022). "A study on spatial variation of water flow at confluence connected to non-orthogonal channels". Applied Water Science 12.6, p. 132. doi : https://doi.org/10.1007/s13201-022-01650-2.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

Jiménez, Mario A, Wohl, Ellen (2013). "Solute transport modeling using morphological parameters of step-pool reaches". Water Resources Research 49.3, p. 1345-1359.
Kader, B.A, Yaglom, A.M (1972). "Heat and mass transfer laws for fully turbulent wall flows". International Journal of Heat and Mass Transfer 15.12, p. 2329-2351. ISSN : 0017-9310. DOI : https://doi.org/10.1016/0017-9310(72)90131-7.
Kantoush, Sameh Ahmad (2008). "Experimental study on the influence of the geometry of shallow reservoirs on flow patterns and sedimentation by suspended sediments", p. 542. DOI : https://doi.org/10.5075/epfl-thesis-4048.
Le Coz, J., Camenen, B., Peyrard, X., Dramais, G. (2012). "Uncertainty in open-channel discharges measured with the velocity–area method". Flow Measurement and Instrumentation 26, p. 18-29. DOI : https://doi.org/10.1016/j.flowmeasinst.2012.05.001.
Le Coz, Jérôme, Jodeau, M., Hauet, A., Marchand, Benjamin, Le Boursicaud, R. (2014). "Image-based velocity and discharge measurements in field and laboratory river engineering studies using the free FUDAA-LSPIV software". River Flow, p. 7. URL : https://hal.inrae.fr/hal-02600735.
Lees, Matthew J., Camacho, Luis A., Chapra, Steven (2000). "On the relationship of transient storage and aggregated dead zone models of longitudinal solute transport in streams". Water Resources Research 36.1, p. 213-224. DOI : https://doi.org/10.1029/1999WR900265.
Li, Xuefang, Dellinger, Guilhem, Erpicum, Sébastien, Chen, Lihua, Yu, Shuyue, Guiot, Léo, Archambeau, Pierre, Pirotton, Michel, Dewals, Benjamin (2024). "2D and 3D Computational Modeling of Surface Flooding in Urbanized Floodplains : Modeling Performance for Various Building Layouts". Water Resources Research 60.5, e2023WR035149. DOI : https://doi.org/10.1029/2023WR035149.
Li, Xuefang, Erpicum, Sébastien, Bruwier, Martin, Mignot, Emmanuel, Finaud-Guyot, Pascal, Archambeau, Pierre, Pirotton, Michel, Dewals, Benjamin (2019). "Technical note : Laboratory modelling of urban flooding : strengths and challenges of distorted scale models". Hydrology and Earth System Sciences 23.3, p. 1567-1580. DOI : 10.5194/hess-23-1567-2019.
Li, Xuefang, Erpicum, Sébastien, Mignot, Emmanuel, Archambeau, Pierre, Pirotton, Michel, Dewals, Benjamin (2021). "Influence of urban forms on long-duration urban flooding : Laboratory experiments and computational analysis". Journal of Hydrology 603, p. 127034. DOI : https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2021.127034.
Liu, Tong-huan, Chen, Li, Fan, Bei-ling (2012). "Experimental study on flow pattern and sediment transportation at a 90° open-channel confluence". International Journal of Sediment Research 27.2, p. 178-187. DOI : 10.1016/S1001-6279(12)60026-2.
Liu, Xiaodong, Li, Lingqi, Hua, Zulin, Tu, Qile, Yang, Ting, Zhang, Yuan (2019). "Flow Dynamics and Contaminant Transport in Y-Shaped River Channel Confluences". International Journal of Environmental Research and Public Health 16.4. DOI : 10.3390/ijerph16040572.
Lucas, Lisa V., Deleersnijder, Eric (2020). "Timescale Methods for Simplifying, Understanding and Modeling Biophysical and Water Quality Processes in Coastal Aquatic Ecosystems : A Review". Water 12.10. DOI : 10.3390/w12102717.
Mark, O., Jørgensen, C., Hammond, M., Khan, D., Tjener, R., Erichsen, A., Helwigh, B. (2018). "A new methodology for modelling of health risk from urban flooding exemplified by cholera - case Dhaka, Bangladesh : A new model of health

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

risk from urban flooding". Journal of Flood Risk Management 11, S28-S42. DOI : 10.1111/jfr3.12182.

Martínez-Gomariz, Eduardo, Russo, Beniamino, Gómez, Manuel, Plumed, Aurea (2020). "An approach to the modelling of stability of waste containers during urban flooding". Journal of Flood Risk Management 13 (S1). DOI : 10.1111/jfr3.12558.

Mejía-Morales, Miguel Angel, Mignot, Emmanuel, Paquier, André, Proust, Sébastien (2023). "Laboratory Investigation Into the Effect of the Storage Capacity of a City Block on Unsteady Urban Flood Flows". Water Resources Research 59.4, e2022WR032984. DOI : https://doi.org/10.1029/2022WR032984.

Mejía-Morales, Miguel Angel, Mignot, Emmanuel, Paquier, André, Sigaud, Darius, Proust, Sébastien (2021). "Impact of the porosity of an urban block on the flood risk assessment : A laboratory experiment". Journal of Hydrology 602, p. 126715. DOI : 10.1016/j.jhydrol.2021.126715.

Mignot, E., Bonakdari, H., Knothe, P., Lipeme Kouyi, G., Bessette, A., Rivière, N., Bertrand-Krajewski, J.-L. (sept. 2012). "Experiments and 3D simulations of flow structures in junctions and their influence on location of flowmeters". Water Science and Technology 66.6, p. 1325-1332. ISSN : 0273-1223. DOI : 10.2166/wst.2012.319. eprint : https://iwaponline.com/wst/article-pdf/66/6/1325/443385/1325.pdf. URL : https://doi.org/10.2166/wst.2012.319.

Mignot, Emmanuel, Cai, Wei, Polanco, Juan Ignacio, Escauriaza, Cristian, Riviere, Nicolas (2017). "Measurement of mass exchange processes and coefficients in a simplified open-channel lateral cavity connected to a main stream". Environmental Fluid Mechanics 17, p. 429-448. DOI : https://doi.org/10.1007/s10652-016-9495-7.

Mignot, Emmanuel, Camusson, Loick, Riviere, Nicolas (2020). "Measuring the flow intrusion towards building areas during urban floods : Impact of the obstacles located in the streets and on the facade". Journal of Hydrology 583, p. 124607. DOI : https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2020.124607.

Mignot, Emmanuel, Dewals, Benjamin (2022). "Hydraulic modelling of inland urban flooding : Recent advances". Journal of Hydrology 609, p. 127763. DOI : 10.1016/j.jhydrol.2022.127763.

— (2024). "Application of the Rossiter Model for Predicting the Frequency of Vortex Shedding and Surface Oscillations in Rectangular Shallow Reservoirs". Journal of Hydraulic Engineering 150.6, p. 06024007. DOI : 10.1061/JHEND8.HYENG-13929.

Mignot, Emmanuel, Doppler, Delphine, Riviere, Nicolas, Vinkovic, Ivana, Gence, Jean-Noel, Simoens, Serge (2014). "Analysis of Flow Separation Using a Local Frame Axis : Application to the Open-Channel Bifurcation". Journal of Hydraulic Engineering 140.3, p. 280-290. DOI : 10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0000828.

Mignot, Emmanuel, Li, Xuefang, Dewals, Benjamin (2019). "Experimental modelling of urban flooding : A review". Journal of Hydrology 568, p. 334-342. DOI : 10.1016/j.jhydrol.2018.11.001.

Mignot, Emmanuel, Riviere, Nicolas, Dewals, Benjamin (2023). "Formulations and Diffusivity Coefficients of the 2D Depth-Averaged Advection-Diffusion Models : A Literature Review". Water Resources Research 59.12, e2023WR035053. DOI : https://doi.org/10.1029/2023WR035053.

Mignot, Emmanuel, Rivière, Nicolas, Perkins, Richard, Paquier, André (2008). "Flow patterns in a four-branch junction with supercritical flow". Journal of Hydrau-

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

lic engineering 134.6, p. 701-713. DOI : https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(2008)134:6(701.

MIGNOT, Emmanuel, ZENG, Cheng, DOMINGUEZ, Gaston, LI, Chi-Wai, RIVIÈRE, Nicolas, BAZIN, Pierre-Henri (2013). "Impact of topographic obstacles on the discharge distribution in open-channel bifurcations". Journal of Hydrology 494, p. 10-19. DOI : 10.1016/j.jhydrol.2013.04.023.

MILANESI, Luca, PILOTTI, Marco, BELLERI, Andrea, MARINI, Alessandra, FUCHS, Sven (2018). "Vulnerability to Flash Floods : A Simplified Structural Model for Masonry Buildings". Water Resources Research 54.10, p. 7177-7197. DOI : 10.1029/2018WR022577.

MILLER, James D., HUTCHINS, Michael (2017). "The impacts of urbanisation and climate change on urban flooding and urban water quality : A review of the evidence concerning the United Kingdom". Journal of Hydrology : Regional Studies 12, p. 345-362. DOI : 10.1016/j.ejrh.2017.06.006.

MILLY, P. C. D., BETANCOURT, Julio, FALKENMARK, Malin, HIRSCH, Robert M., KUNDZEWICZ, Zbigniew W., LETTENMAIER, Dennis P., STOUFFER, Ronald J. (2008). "Stationarity Is Dead : Whither Water Management ?" Science 319.5863, p. 573-574. DOI : 10.1126/science.1151915.

MOEL, H. de, ALPHEN, J. van, AERTS, J. C. J. H. (2009). "Flood maps in Europe ndash ; methods, availability and use". Natural Hazards and Earth System Sciences 9.2, p. 289-301. DOI : 10.5194/nhess-9-289-2009.

MONSEN, Nancy E., CLOERN, James E., LUCAS, Lisa V., MONISMITH, Stephen G. (2002). "A comment on the use of flushing time, residence time, and age as transport time scales". Limnology and Oceanography 47.5, p. 1545-1553. DOI : https://doi.org/10.4319/lo.2002.47.5.1545.

NANIA, Leonardo S., GÓMEZ, Manuel, DOLZ, José, COMAS, Pau, POMARES, Juan (2011). "Experimental Study of Subcritical Dividing Flow in an Equal-Width, Four-Branch Junction". Journal of Hydraulic Engineering 137.10, p. 1298-1305. DOI : 10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0000423.

NANÍA, Leonardo S., GONZALO, Ruth, GÓMEZ, Manuel (2014). "Influence of Channel Width on Flow Distribution in Four-Branch Junctions with Supercritical Flow : Experimental Approach". Journal of Hydraulic Engineering 140.1, p. 77-88. DOI : 10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0000802.

NEARY, V. S., SOTIROPOULOS, F., ODGAARD, A. J. (1999). "Three-Dimensional Numerical Model of Lateral-Intake Inflows". Journal of Hydraulic Engineering 125.2, p. 126-140. DOI : 10.1061/(ASCE)0733-9429(1999)125:2(126).

NEZU, Iehisa (2005). "Open-Channel Flow Turbulence and Its Research Prospect in the 21st Century". Journal of Hydraulic Engineering 131.4, p. 229-246. DOI : 10.1061/(ASCE)0733-9429(2005)131:4(229).

NIKORA, Vladimir I., GORING, Derek G. (2002). "Fluctuations of Suspended Sediment Concentration and Turbulent Sediment Fluxes in an Open-Channel Flow". Journal of Hydraulic Engineering 128.2, p. 214-224. DOI : 10.1061/(ASCE)0733-9429(2002)128:2(214).

OFWAT (juin 2011). "Future Impacts on Sewer Systems in England and Wales". Mott MacDonald, Demeter House, Station Road, Cambridge CB1 2RS, United Kingdom. URL : https://www.ofwat.gov.uk/wp-content/uploads/2015/11/rpt_com201106mottmacsewer.pdf.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

Ouro, P., Fraga, B., Viti, N., Angeloudis, A., Stoesser, T., Gualtieri, C. (2018). "Instantaneous transport of a passive scalar in a turbulent separated flow". Environmental Fluid Mechanics 18.2, p. 487-513. DOI : 10.1007/s10652-017-9567-3.

P. Finaud-Guyot P.-A. Garambois, Q. Araud F. Lawniczak P. François J. Vazquez, Mosé, R. (2018). "Experimental insight for flood flow repartition in urban areas". Urban Water Journal 15.3, p. 242-250. DOI : https://doi.org/10.1080/1573062X.2018.1433861.

Pathirana, Assela, Maheng, M Dikman, Brdjanovic, Damir (2011). "A Two-dimensional pollutant transport model for sewer overflow impact simulation", p. 9. URL : https://assela.pathirana.net/images/8/8a/2d_pollutant_12thICUD.pdf.

Pazwash, H (2016). Urban storm water management. CRC Press is an imprint of the Taylor & Francis Group, an informal business, Boca Raton, 2nd edition.

Peltier, Y., Rivière, N., Proust, S., Mignot, E., Paquier, A., Shiono, K. (2013). "Estimation of the error on the mean velocity and on the Reynolds stress due to a misoriented ADV probe in the horizontal plane : Case of experiments in a compound open-channel". Flow Measurement and Instrumentation 34, p. 34-41. DOI : 10.1016/j.flowmeasinst.2013.08.002.

Perrot-Minot, C., Mignot, E., Perkins, R., Lopez, D., Riviere, N. (2020). "Vortex shedding frequency in open-channel lateral cavity". Journal of Fluid Mechanics 892, A25. DOI : 10.1017/jfm.2020.186.

Pouchoulin, S., Le Coz, J., Mignot, E., Gond, L., Riviere, N. (2020). "Predicting Transverse Mixing Efficiency Downstream of a River Confluence". Water Resources Research 56.10. e2019WR026367 2019WR026367, e2019WR026367. DOI : https://doi.org/10.1029/2019WR026367. eprint : https://agupubs.onlinelibrary.wiley.com/doi/pdf/10.1029/2019WR026367. URL : https://agupubs.onlinelibrary.wiley.com/doi/abs/10.1029/2019WR026367.

Pouchoulin, Sébastien, Mignot, Emmanuel, Rivière, Nicolas, Le Coz, Jérôme (2018). "Numerical simulations on mixing of passive scalars in river confluences". E3S Web of Conferences 40, p. 05019. DOI : 10.1051/e3sconf/20184005019.

Prandtl, Ludwig (1952). "Essentials of fluid dynamics : With applications to hydraulics aeronautics, meteorology, and other subjects".

Proust, Sebastien, Fernandes, Joao N, Peltier, Yann, Leal, Joao B, Riviere, Nicolas, Cardoso, Antonio H (2013). "Turbulent non-uniform flows in straight compound open-channels". Journal of Hydraulic Research 51.6, p. 656-667. DOI : https://doi.org/10.1080/00221686.2013.818586.

Raith, Katja Ines, Hoppe, Holger, Kutsch, Stefan, Ante, Jens, Massing, Christian (2017). "Qualitätsabhängige Kanalnetzsteuerung - Konzeption und Umsetzung lokaler und stadtgebietsweiter Steuerungsstrategien : Leitfaden ; SAMUWA Publikation". Avec la coll. de Stuttgart, Universität, Stuttgart, Universität. DOI : 10.18419/OPUS-9470.

Ramamurthy, A. S., Qu, Junying, Vo, Diep (2007). "Numerical and Experimental Study of Dividing Open-Channel Flows". Journal of Hydraulic Engineering 133.10, p. 1135-1144. DOI : 10.1061/(ASCE)0733-9429(2007)133:10(1135).

Riviere, Nicolas, Pouchoulin, Sébastien, Cai, Wei, Lipeme Kouyi, Gislain, Le Coz, Jérôme, Mignot, Emmanuel (2024). "A new pH-based tracing method for flow mixing studies in closed-loop experimental flumes : evaluation in an open-channel confluence".

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

Environmental Fluid Mechanics, p. 1-20. DOI : https://doi.org/10.1007/s10652-024-09990-0.

Rivière, N., Travin, G., Perkins, R. J. (2011). "Subcritical open channel flows in four branch intersections". Water Resources Research 47.10. DOI : https://doi.org/10.1029/2011WR010504.

— (2014). "Transcritical Flows in Three and Four Branch Open-Channel Intersections". Journal of Hydraulic Engineering 140.4, p. 04014003. DOI : 10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0000835.

Rodrigues, Carla, Cunha, Maria Ângela (2017). "Assessment of the microbiological quality of recreational waters : indicators and methods". Euro-Mediterranean Journal for Environmental Integration 2.1, p. 25. DOI : 10.1007/s41207-017-0035-8.

Rojas Arques, Santiago, Rubinato, Matteo, Nichols, Andrew, Shucksmith, James D. (déc. 2018). "Cost effective measuring technique to simultaneously quantify 2D velocity fields and depth-averaged solute concentrations in shallow water flows". Flow Measurement and Instrumentation 64, p. 213-223. DOI : 10.1016/j.flowmeasinst.2018.10.022.

Rong, Youtong, Zhang, Ting, Zheng, Yanchen, Hu, Chunqi, Peng, Ling, Feng, Ping (2020). "Three-dimensional urban flood inundation simulation based on digital aerial photogrammetry". Journal of Hydrology 584, p. 124308. DOI : https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2019.124308.

Rossiter, J. E. (1964). "Wind-tunnel experiments on the flow over rectangular cavities at subsonic and transonic speeds". 3438. URL : https://reports.aerade.cranfield.ac.uk/handle/1826.2/4020.

Rummel, Andreas C., Carmer, Carl Fr. v., Jirka, Gerhard H. (2002). "Combined Planar Measurements of Flow Velocity and Mass Concentration in Shallow Turbulent Flow Part 1 : Development of a Planar Concentration Analysis (PCA) System", p. 1-6. DOI : https://ascelibrary.org/doi/10.1061/40655(2002)94.

Russell, V.S. (1974). "Pollution : Concept and definition". Biological Conservation 6.3, p. 157-161. DOI : https://doi.org/10.1016/0006-3207(74)90060-3.

Rutherford, J Christopher (1994). "River mixing".

Schindfessel, Laurent, Creëlle, Stéphan, De Mulder, Tom (2015). "Flow Patterns in an Open Channel Confluence with Increasingly Dominant Tributary Inflow". Water 7.9, p. 4724-4751. DOI : 10.3390/w7094724.

Seremi de Salud Atacama (2015). "Evaluacion del impacto del material particulado en las atenciones de salud por médicos en la Atencion Primaria de la Comuna de Copiapó. en colaboraciondel Departamento de Estadísticas y del Departamento de Atencion Primaria del Servicio de Salud Atacama". URL : http://info.seremisaludatacama.cl/documents/Estudios-InformesSeremiSaludAtacama/Material%20Particulado%20y%20Atenciones%20de%20Salud_v5.pdf.

Shen, Xia, Li, Ran, Hodges, Ben R., Feng, Jingjie, Cai, Huanjie, Ma, Xiaoyi (2019). "Experiment and simulation of supersaturated total dissolved gas dissipation : Focus on the effect of confluence types". Water Research 155, p. 320-332. DOI : https://doi.org/10.1016/j.watres.2019.02.056.

Slate, Podcasts (2024). Montée des eaux, montée d'angoisse. URL : https://www.slate.fr/audio/transfert/montee-eaux-angoisse-304.

Soulhac, L., Garbero, V., Salizzoni, P., Mejean, P., Perkins, R.J. (2009). "Flow and dispersion in street intersections". Atmospheric Environment 43.18, p. 2981-2996. ISSN : 1352-2310. DOI : https://doi.org/10.1016/j.atmosenv.2009.02.061.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

Squazzoni, Flaminio, Polhill, J. Gareth, Edmonds, Bruce, Ahrweiler, Petra, Antosz, Patrycja, Scholz, Geeske, Chappin, Emile, Borit, Melania, Verhagen, Harko, Giardini, Francesca, Gilbert, Nigel (2020). "Computational Models That Matter During a Global Pandemic Outbreak : A Call to Action". Journal of Artificial Societies and Social Simulation 23.2, p. 10. ISSN : 1460-7425. DOI : https://doi.org/10.18564/jasss.4298.

Sukhodolov, Alexander N., Sukhodolova, Tatiana A. (2019). "Dynamics of Flow at Concordant Gravel Bed River Confluences : Effects of Junction Angle and Momentum Flux Ratio". Journal of Geophysical Research : Earth Surface 124.2, p. 588-615. DOI : https://doi.org/10.1029/2018JF004648.

Sämann, Robert, Graf, Thomas, Neuweiler, Insa (2019). "Modeling of contaminant transport during an urban pluvial flood event – The importance of surface flow". Journal of Hydrology 568, p. 301-310. DOI : 10.1016/j.jhydrol.2018.10.002.

— (2022). "Performance of nearest neighbour metrics for pluvial flood nowcasts in urban catchments". Journal of Hydrology 604, p. 127225. DOI : https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2021.127225.

Sörensen, Johanna, Persson, Andreas, Sternudd, Catharina, Aspegren, Henrik, Nilsson, Jerry, Nordström, Jonas, Jönsson, Karin, Mottaghi, Misagh, Becker, Per, Pilesjö, Petter, Larsson, Rolf, Berndtsson, Ronny, Mobini, Shifteh (2016). "Re-Thinking Urban Flood Management—Time for a Regime Shift". Water 8.8, p. 332. DOI : 10.3390/w8080332.

UNDRR (2020). "Human Cost Of Disasters : An Overview Of The Last 20 Years (2000-2019)", p. 30. URL : https://www.undrr.org/publication/human-cost-disasters-overview-last-20-years-2000-2019.

UNISDR, U (2009). "UNISDR terminology on disaster risk reduction". United Nations Office for Disaster Risk Reduction, Report.

Valero, Daniel, Bayón, Arnau, Franca, Mário J. (2024). "Urban Flood Drifters (UFDs) : Onset of movement". Science of The Total Environment 927, p. 171568. DOI : https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2024.171568.

VAN BALEN, W., UIJTTEWAAL, W. S. J., BLANCKAERT, K. (2009). "Large-eddy simulation of a mildly curved open-channel flow". Journal of Fluid Mechanics 630, 413–442. DOI : 10.1017/S0022112009007277.

Veldhuis, J.A.E. ten, Clemens, F.H.L.R., Sterk, G., Berends, B.R. (2010). "Microbial risks associated with exposure to pathogens in contaminated urban flood water". Water Research 44.9, p. 2910-2918. DOI : 10.1016/j.watres.2010.02.009.

Wallis, SG, Young, PC, Beven, KJ (1989). "Experimental investivation of the aggregated dead zone model". Proceedings of the Institution of Civil Engineers 87.1, p. 1-22. DOI : https://doi.org/10.1680/iicep.1989.1450.

Webel, Gisbert, Schatzmann, Michael (1984). "Transverse Mixing in Open Channel Flow". Journal of Hydraulic Engineering 110.4, p. 423-435. DOI : 10.1061/(ASCE)0733-9429(1984)110:4(423).

Weber, Larry J., Schumate, Eric D., Mawer, Nicola (2001). "Experiments on Flow at a 90° Open-Channel Junction". Journal of Hydraulic Engineering 127.5, p. 340-350. DOI : 10.1061/(ASCE)0733-9429(2001)127:5(340).

Weitbrecht, Volker, Socolofsky, Scott A., Jirka, Gerhard H. (2008). "Experiments on Mass Exchange between Groin Fields and Main Stream in Rivers". Journal of Hydraulic Engineering 134.2, p. 173-183. DOI : 10.1061/(ASCE)0733-9429(2008)134:2(173).

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

Wilcox, Andrew C., Escauriaza, Cristian, Agredano, Roberto, Mignot, Emmanuel, Zuazo, Vicente, Otárola, Sebastián, Castro, Lina, Gironás, Jorge, Cienfuegos, Rodrigo, Mao, Luca (2016). "An integrated analysis of the March 2015 Atacama floods : THE 2015 ATACAMA FLOODS". Geophysical Research Letters 43.15, p. 8035-8043. doi : 10.1002/2016GL069751.

Zhang, Tao, Feng, Minquan, Chen, Kailin (2023). "The quantitative response of pollutant spatial distribution and mixing dynamics to confluent conditions in an asymmetric open-channel confluence". Journal of Hydrology 620, p. 129479. doi : 10.1016/j.jhydrol.2023.129479.

Zhu, Hai, Lu, Shengjie, Wang, Lingling, Xu, Jieru, Yuan, Saiyu (2022). "Numerical Study of Mixing Process by Point Source Pollution with Different Release Positions in a Sinuous Open Channel". Water 14.12, p. 1903. doi : 10.3390/w14121903.

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés

FOLIO ADMINISTRATIF

THESE DE L'INSA LYON, MEMBRE DE L'UNIVERSITE DE LYON

NOM : **FAGOUR** DATE de SOUTENANCE : **07/01/2025**

Prénoms : **Clément**

TITRE : **POLLUTIONS CAUSÉES PAR LES INONDATIONS URBAINES : MODÉLISATION EXPÉRIMENTALE DU TRANSPORT DE POLLUANTS ISSUS DE DÉVERSEMENTS LOCAUX**

NATURE : **Doctorat** Numéro d'ordre : **2025ISAL0001**

École Doctorale : **Mécanique, Énergétique, Génie Civil, Acoustique - MEGA**

Spécialité : **Mécanique des Fluides**

RÉSUMÉ :
Les pollutions causées par les inondations urbaines s'inscrit dans une problématique largement négligée par la sphère scientifique et celle des gestionnaires, contrairement à d'autres risques déjà bien étudiés (déstabilisation et entraînement des véhicules, du mobilier urbain, des bâtiments, des piétons). Notamment, l'effet des processus hydrodynamiques complexes dans un réseau de rues inondées sur le transport de polluant a été très peu étudié. Cette thèse s'attache donc à explorer le transport de polluants issus de déversements locaux, représentant principalement des matières chimiques ou biologiques présentes dans les eaux de ruissellement à la surface des rues et susceptibles de pénétrer dans les bâtiments, au plus près des habitants.
Ce travail s'appuie sur des expériences de laboratoire conduites sur un modèle urbain représentant un réseau de rues très simplifié et à échelle réduite. Nous explorons un écoulement d'inondation en régime stationnaire, déjà étudié dans des travaux précédents. L'originalité de cette thèse réside donc dans l'étude du transport d'une pollution dans cet écoulement. Pour cela, nous mesurons les débits massiques et les champs de concentration au sein des rues, au sein d'un îlot urbain percé d'ouvertures, ainsi qu'en sortie du réseau de rues, à partir de techniques de mesure par conductimétrie et colorimétrie.
Le premier objectif de la thèse est d'identifier les effets prédominants de l'hydrodynamique sur ce transport ainsi que l'influence du lieu de rejet sur la répartition de polluant dans les différentes rues. Le deuxième objectif de la thèse est d'identifier les paramètres qui gouvernent la dynamique d'une eau polluée introduite par des ouvertures dans un îlot urbain, en faisant varier le nombre d'ouvertures de cet îlot ainsi que la durée de rejet de pollution.

MOTS-CLÉS : **advection, mélange, dispersion, diffusion turbulente, risque sanitaire, modèle, laboratoire, colorimétrie, conductimétrie**

Laboratoire(s) de recherche : **INRAE Riverly & LMFA**

Directeur de thèse : **Emmanuel Mignot**

Président du Jury : **Pietro Salizzoni**

Composition du Jury :
GOURBESVILLE Philippe, BLANCKAERT Koen, KATEB Lylia, SALIZZONI Pietro, PROUST Sébastien, MIGNOT Emmanuel

Thèse accessible à l'adresse : https://theses.insa-lyon.fr/publication/2025ISAL0001/these.pdf © [C. Fagour], [2025], INSA Lyon, tous droits réservés