THÈSE

Pour l'obtention du grade de

DOCTEUR DE L'UNIVERSITE DE POITIERS

(Faculté des Sciences Fondamentales et Appliquées)
(Diplôme National - Arrêté du 25 mai 2016 modifié)

École Doctorale 651 :
MIMME – Mathématiques – Informatique – Matériaux – Mécanique – Energétique

Secteur de recherche : Mécanique des fluides

Présentée par

Florent GRATTEPANCHE

Étude expérimentale de la dynamique sédimentaire soumise à des hydrogrammes : application à la remobilisation d'une recharge visant à la restauration de frayères

---

Directeurs de thèse :

Guillaume Gomit
Damien Calluaud

Soutenue le
Devant la commission d'Examen

JURY

C. Berni	*Chargée de Recherches, INRAE, UR RiverLY, Villeurbanne*	Rapportrice
F. Marin	*Professeur des Universités, LMOC, Université Le Havre Normandie*	Rapporteur
D. Mouazé	*Maître de Conférences, M2C, Université de Caen Normandie*	Examinateur
L. Lacaze	*Directeur de Recherches, IMFT, CNRS, Université de Toulouse*	Examinateur
G. Gomit	*Maître de Conférences, Institut Pprime, Université de Poitiers*	Examinateur
D. Calluaud	*Professeur des Universités, Institut Pprime, Université de Poitiers*	Examinateur
D. Courret	*Ingénieur de Recherches, OFB, Pôle écohydraulique OFB-IMFT-PPRIME*	Invité

Remerciements

Ce travail de thèse est l'aboutissement de plusieurs années de recherche, rendues possibles grâce au soutien, aux conseils et aux encouragements de nombreuses personnes qui ont contribué, de différentes manières, à sa réalisation. Tout d'abord, je tiens à remercier mes directeurs de thèse, Guillaume et Damien, pour m'avoir proposé un sujet au cœur des problématiques liées à la gestion de nos rivières, à l'interface entre le terrain et l'expérimental, et pour m'avoir encadré tout au long de ces trois années de thèse. Je remercie également Dominique, Olivier et Pierre, avec lesquels j'ai eu l'occasion d'effectuer à plusieurs reprises des campagnes de mesures sur le terrain. Ces moments ont été l'occasion d'échanger et de discuter des spécificités du site étudié, mais aussi de partager des moments conviviaux au cours de ces campagnes de mesures.

Dans la continuité, je souhaite remercier le personnel technique du laboratoire, notamment Romain et Patrick, pour leur expertise sur les techniques optiques, sans laquelle les mesures que j'ai réalisées n'auraient pas été possibles. Je remercie également Bastien pour la réalisation du faux fond rugueux et pour avoir retranscrit la rugosité de la rivière dans notre canal expérimental. Je tiens aussi à remercier Yves pour le code de pilotage de la pompe permettant la reproduction de mes hydrogrammes, Richard et Laurent pour leur aide dans la mise en place de ce faux fond et l'ajustement des plaques dans le canal hydrosédimentaire, ainsi que Pierre-François et Francis pour leur aide concernant le suivi informatique et la gestion des données obtenues lors des campagnes. Ces personnes, avec qui j'ai échangé et discuté, m'ont énormément aidé et ce travail n'aurait pas été possible sans leur soutien. Je les remercie du fond du cœur. Je remercie également chaleureusement Daniel Petit et l'entreprise Devillé TPC pour m'avoir fourni les sédiments allégés nécessaires à la réalisation des expérimentations de cette thèse.

Plus globalement, j'aimerais remercier l'ensemble de l'équipe Hydee pour les discussions sur divers sujets scientifiques, mais aussi pour les moments d'échange informels. Je souhaite également remercier l'ensemble des maîtres de conférences, professeurs et chargés de recherche de l'institut PPrime que j'ai côtoyés durant ma thèse et qui m'ont aidé à structurer ma réflexion et à m'ouvrir à différentes thématiques de recherche. Je pense également à Julien, Bruno et Jean, membres de l'association sportive SP2MI, avec qui nous avons échangé quelques smashs sur les terrains de volley, en plus des discussions scientifiques. Enfin, je pense aussi à Thomas et Séverine, partenaires du Cluricaume (ou « Clu » pour les intimes), pour les discussions et l'ensemble des bons moments passés au cours de ces trois années, que ce soit autour d'un café ou d'une bonne bière. Cet équilibre entre travail et moments conviviaux m'a permis de m'épanouir pleinement, tant d'un point de vue associatif que pour contribuer à une bonne ambiance dans le laboratoire.

Pour continuer sur la convivialité et la bonne entente au sein du laboratoire, je souhaite remercier l'ensemble des doctorants avec qui j'ai partagé d'excellents moments, à la fois pour les conseils scientifiques et pour la vie extra-travail, surtout pendant les périodes les plus tendues. Un grand merci à mes collègues de bureau : Pablo, Anthony, Anne-Fleur, Clément, Simon, Jules et Alexis, pour la bonne ambiance qui a régné dans le bureau. Je remercie aussi l'ensemble des doctorants, post-doctorants et ingénieurs de recherche du laboratoire, qu'ils soient du D1 ou du D2, rencontrés au cours de formations (coucou

Étiennou !) ou lors des activités collectives. Je tiens également à remercier les doctorants membres de l'ADDICT qui ont supporté mes responsabilités en tant que président durant ces deux dernières années, et avec qui nous avons organisé de nombreux afterworks. Merci à toi, Antoine, pour ton aide à redynamiser les doctorants et pour avoir contribué à organiser autant d'activités permettant de souder le groupe. Enfin, je souhaite remercier mes acolytes les plus proches qui m'ont soutenu notamment durant la période de rédaction. Thomas, pour les repas et les soirées partagés au cours de cette dernière année un peu mouvementée ; Pablo, pour l'ensemble des soirées jeux de société et des dégustations de bières réalisées au cours de ces trois années ; et Floflo, arrivé en cours d'année, mais toujours présent à 22h–00h pour aller boire une bière après la rédaction ou partir en soirée techno, rendant la fin de thèse beaucoup plus agréable. Je remercie également Le Zinc et Fifou de nous avoir écoutés et accompagnés dans nos discussions jusqu'à la fermeture du bar à la fin de nos longues journées.

Je terminerai ces remerciements en adressant ma gratitude à toutes les personnes extérieures au laboratoire qui m'ont aidé à conserver mon équilibre au cours de ces trois années. Tout d'abord, ma famille, qui a toujours été à l'écoute de mes avancées scientifiques et m'a soutenu dans ce long parcours. Le TAD, mon club de course d'orientation, qui m'a permis de voyager et de me vider l'esprit à travers l'ensemble des compétitions que nous avons réalisées, ainsi que de vivre des moments riches en émotions. Je remercie également le club de Poitiers CO, qui m'a accueilli au cours de ces trois années et m'a permis de faire des rencontres inoubliables. Merci à tous, en particulier Oriane et Damien, pour les discussions et les entraînements partagés, et à l'ensemble des adhérents pour leur sympathie et leur ouverture d'esprit. Enfin, je remercie ma copine Léa, qui a toujours été là durant ces trois années, malgré l'intensité et le temps que ce travail m'a demandé. Ton soutien a été précieux et m'a permis de mener cette thèse à bien.

Mes remerciements sont un peu longs et je sais que je n'ai pas pu remercier tout le monde individuellement. Je remercie donc toutes les personnes qui ont été proches de moi et présentes au cours de ces trois années, de près ou de loin. Ma vie a été mouvementée et enrichissante grâce à l'ensemble des rencontres que j'ai pu faire durant cette période. Je conclurai ces remerciements pour ceux qui ont lu jusqu'ici en disant qu'avoir un cadre de travail avec des personnes aussi agréables a été vraiment précieux. Et surtout, n'oubliez pas : « Your life is HARDSTYLE » – FTS, Showtek, 2006.

Table des matières

Remerciements 3
Table des matières 5
Nomenclature 7
Introduction 13
Chapitre I Bibliographie 17
I.1 Caractéristiques des écoulements naturels 18
I.1.1 Régimes d'écoulement à surface libre 18
I.1.2 Couches limites sur fond rugueux 20
I.1.3 Variation du débit et hydrogrammes 25
I.2 Transport sédimentaire dans les écoulements naturels 30
I.2.1 Écoulements et sédiments 30
I.2.2 Définition du seuil de mise en mouvement 33
I.2.3 Lois de transport 36
I.2.4 Transport d'un "tas" isolé 39
I.3 Influence des variations de débit sur le transport sédimentaire 42
I.4 Bilan 48
Chapitre II Méthodes expérimentales 51
II.1 Présentation du site d'étude 52
II.1.1 La Maronne : perturbation anthropique, enjeux écologiques et stratégies de réhabilitation 52
II.1.2 Instrumentation du site 55
II.1.3 Données du site disponibles 57
II.2 Outil expérimental 61
II.2.1 Présentation du canal hydrosédimentaire de l'Institut Pprime 62
II.2.2 Similitude terrain/laboratoire 63
II.2.3 Reproduction d'hydrogrammes caractéristiques de la Maronne 65
II.2.4 Reproduction de la rugosité de la Maronne 70
II.2.5 Reproduction de l'apport sédimentaire 75
II.3 Paramètres étudiés 77
II.4 Mesures hydrodynamiques sur fond fixe rugueux 80
II.4.1 Mesures de hauteur d'eau 80
II.4.2 Mesures de vitesse 1D3C 81
II.4.3 Mesures de vitesse 2D2C 82

II.4.4 Traitement des données instationnaires : application de la méthode VITA aux hydrogrammes naturels 85
II.5 Mesures en présence de sédiments mobiles 88
II.5.1 Mesures optiques de la limite de mise en mouvement des sédiments sur fond fixe rugueux 88
II.5.2 Mesures optiques du déplacement du tas de sédiments 89
II.5.3 Mesures de vitesse par PIV autour d'un tas de sédiments mobiles 92
II.6 Conclusions 94
Chapitre III Caractérisation hydrodynamique de l'écoulement 97
III.1 Paramètres hydrodynamiques lors d'hydrogramme à débit constant 98
III.1.1 Evaluation des hauteurs d'eau 98
III.1.2 Evaluation des données cinématiques 99
III.1.3 Contraintes de cisaillement en proche paroi 105
III.1.4 Synthèse des relations hydrodynamiques de référence établies dans le canal expérimental sur fond rugueux 107
III.1.5 Evaluation de la rugosité du canal 109
III.2 Influence des variations de débit sur les paramétres hydrodynamiques 112
III.2.1 Comparaison des variations des hauteurs d'eau issues des hydrogrammes avec les hauteurs d'eau de référence 112
III.2.2 Comparaison des variations de vitesse et des fluctuations turbulentes issues des hydrogrammes avec les relations de référence 116
III.2.3 Comparaison des variations de vitesse cisaillement issues des hydrogrammes avec la référence 124
III.3 Conclusions 126
Chapitre IV Effets des variations de débit sur la dynamique sédimentaire 129
IV.1 Influence des hydrogrammes sur le transport d'un dépôt diffus de sédiment sur fond rugueux 130
IV.1.1 Analyse de la mise en mouvement des sédiments lors d'un hydrogramme par paliers 131
IV.1.2 Analyse de la mise en mouvement des sédiments lors d'hydrogrammes naturels 133
IV.2 Influence des hydrogrammes sur le déplacement d'un « tas » de sédiment .. 140
IV.2.1 Analyse du déplacement « tas » lors d'hydrogrammes à débit quasi-constant 141
IV.2.2 Analyse du déplacement du « tas » lors d'hydrogrammes naturels 145
IV.2.3 Lien entre hydrogrammes et transport sédimentaire 150
IV.3 Comportement de l'écoulement autour du tas sédimentaire 157
IV.4 Conclusions 165
Conclusions et Perspectives 169
Bibliographie 173

Nomenclature

Constantes physiques

g	Accélération du champ de pesanteur terrestre	$9{,}81\ m.s^{-2}$
ν	Viscosité cinématique de l'eau douce	$1{,}007.10^{-6}\ m^2.s^{-1}$ à $20°C$
μ	Viscosité dynamique de l'eau	$1{,}10^{-3}\ Pa.s^{-1}$ à $20°C$
ρ_{eau}	Masse volumique de l'eau	$998{,}2\ kg.m^{-3}$ à $20°C$
κ	Constante de von Kármán	0,41

Nombres adimensionnels

Re_L	Nombre de Reynolds du canal	[–]
$k_s{}^+$	Nombre de Reynolds de rugosité	[–]
F_r	Nombre de Froude	[–]
z^+	Hauteur adimensionnée	[–]
u^+	Vitesse adimensionnée	[–]
Δu^+	Fonction traduisant le décalage entre la théorie des parois lisses et des parois rugueuses	[–]
θ	Nombre de Shields	[–]
θ_c	Nombre de Shields critique	[–]
d^*	Diamètre adimensionné	[–]
ξ_i	Facteur correctif de masquage sur une particule	[–]
$Q_s{}^*$	Débit solide adimensionnel (paramètre d'Einstein)	[–]
$W_s{}^*$	Masse totale de sédiment adimensionné	[–]
W_l	Travail total de l'hydrogramme	[–]
α	Facteur de similitude	[–]
γ	Asymétrie des rugosités	[–]

X^*	Déplacement du tas par rapport à sa position initiale	$[-]$
Z^*	Réduction de la hauteur du tas par rapport à sa hauteur initial	$[-]$

Paramètres hydrauliques

R_h	Rayon hydraulique	$[m]$
S_m	Surface mouillée	$[m^2]$
P_m	Périmètre mouillé	$[m]$
P	Pression	$[Pa]$
J	Perte de charge linéaire de l'écoulement	$[m.m^{-1}]$
I	Pente de l'écoulement	$[m.m^{-1}]$
L	Longueur caractéristique de l'écoulement	$[m]$
h	Hauteur caractéristique de l'écoulement	$[m]$
Q	Débit caractéristique de l'écoulement	$[m^3.s^{-1}]$
u	Vitesse caractéristique de l'écoulement	$[m.s^{-1}]$
X	Position longitudinale, parallèle à l'écoulement principal	$[m]$
Y	Position transversale, perpendiculaire à l'écoulement principal	$[m]$
Z	Position verticale, perpendiculaire au fond du canal	$[m]$
u_i	Composante de la vitesse dans la direction $i \in \{x,y,z\}$	$[m.s^{-1}]$
$\overline{u}_i$	Moyenne temporelle de la composante vitesse dans la direction $i \in \{x,y,z\}$	$[m.s^{-1}]$
u_i'	Fluctuation de la vitesse dans la direction $i \in \{x,y,z\}$	$[m.s^{-1}]$
$\overline{u_i'u_j'}$	Moyenne temporelle des composantes du tenseur de contraintes de Reynolds dans les directions $i,j \in \{x,y,z\}$	$[m^2.s^{-2}]$
$\langle\overline{u}_i\rangle$	Moyenne temporelle et spatiale de la composante vitesse dans la direction $i \in \{x,y,z\}$	$[m.s^{-1}]$
$\langle\overline{u_i'u_j'}\rangle$	Moyenne temporelle et spatiale des composantes du tenseur de contraintes de Reynolds dans les directions $i,j \in \{x,y,z\}$	$[m^2.s^{-2}]$
u_d	Vitesse débitante	$[m.s^{-1}]$

δ	Épaisseur de la couche limite fluide	$[m]$
τ	Contrainte de cisaillement	$[N.m^{-2}]$
τ_0	Contrainte de cisaillement proche du fond	$[N.m^{-2}]$
u_τ	Vitesse de cisaillement sur le fond	$[m.s^{-1}]$
$u_\tau{}^*$	Vitesse de cisaillement critique	$[m.s^{-1}]$
z_0	Position du lit hypothétique	$[m]$
$Z_{aspérité}$	Hauteur locale des rugosités du lit	$[m]$
σ_z	Ecart type de l'élévation du lit	$[m]$
n	Nombre des maximums locaux d'aspérité	$[-]$
k_s	Taille caractéristique des rugosités	$[m]$
ES	Pente effective des rugosités	$[m.m^{-1}]$
C	Coefficient de Chézy	$[m^{1/2}.s^{-1}]$

Paramètre de l'hydrogramme

h_{max}	Hauteur d'eau maximale de l'hydrogramme	$[m]$
h_b	Hauteur d'eau de base de l'hydrogramme	$[m]$
Δh	Variation de hauteur d'eau au cours d'un hydrogramme	$[m]$
t_t	Temps total de l'hydrogramme	$[s]$
t_m	Temps de montée de l'hydrogramme	$[s]$
t_d	Temps de descente de l'hydrogramme	$[s]$
Q_{max}	Débit maximal de l'hydrogramme	$[m^3.s^{-1}]$
Q_b	Débit de base de l'hydrogramme	$[m^3.s^{-1}]$
ΔQ	Variation de débit au cours d'un hydrogramme	$[m^3.s^{-1}]$
V_l	Volume d'eau total pendant l'hydrogramme (hors débit de base)	$[m^3]$
u_{max}	Vitesse maximale de l'hydrogramme	$[m.s^{-1}]$
u_b	Vitesse de base associée au débit de base de l'hydrogramme	$[m.s^{-1}]$
$u_{\tau_{max}}$	Vitesse de cisaillement maximale de l'hydrogramme	$[m.s^{-1}]$

u_{τ_b}	Vitesse de cisaillement associée au débit de base de l'hydrogramme	$[m.s^{-1}]$
β	Paramètres d'instationnarité de l'hydrogramme (Nezu 1993)	[-]
$\Delta_{Q \Leftrightarrow h}$	Décalage temporel entre le pic de débit et le pic de hauteur	$[s]$
$\Delta_{Q \Leftrightarrow u_x}$	Décalage temporel entre le pic de débit et le pic de vitesse longitudinale	$[s]$
$\Delta_{Q \Leftrightarrow u_\tau}$	Décalage temporel entre le pic de débit et le pic de vitesse de cisaillement sur le fond	$[s]$
$\overline{\Delta_{Q \Leftrightarrow u_x}}$	Décalage temporel moyen entre le pic de débit et le pic de vitesse longitudinale	$[s]$
$\overline{\Delta_{Q \Leftrightarrow u_i' u_j'}}$	Décalage temporel moyen entre le pic de débit et le pic des composantes du tenseur de contraintes de Reynolds dans les directions $i,j \in \{x,y,z\}$	$[s]$

Paramètres sédimentaire

d	Dimension caractéristique des particules	$[m]$
D_{50}	Diamètre médian des sédiments	$[m]$
D_i	Diamètre sous lequel se trouvent i % de la distribution granulométrique sédimentaires	$[m]$
ρ_s	Masse volumique des sédiments	$[kg.m^{-3}]$
Q_s	Débit solide par unité de largeur	$[kg.s^{-1}.m^{-1}]$

Paramètres expérimentaux

Fr_{exp}	Nombre de Froude dans le canal expérimental	$[-]$
$Fr_{réel}$	Nombre de Froude dans la rivière de référence	$[-]$
Θ_{exp}	Nombre de Shields dans le canal expérimental	$[-]$
$\Theta_{réel}$	Nombre de Shields dans la rivière de référence	$[-]$
Q_{exp}	Débit dans le canal expérimental	$[m^3.s^{-1}]$
$Q_{réel}$	Débit dans le canal expérimental	$[m^3.s^{-1}]$
h_{exp}	Hauteur d'eau dans le canal expérimental	$[m]$
$h_{réel}$	Hauteur d'eau dans la rivière de référence	$[m]$

$t_{réel}$	Temps caractéristique de l'hydrogramme réel	$[s]$
t_{exp}	Temps caractéristique de l'hydrogramme expérimental	$[s]$
u_{exp}	Vitesse de l'eau dans le canal expérimental	$[m.s^{-1}]$
$u_{réel}$	Vitesse de l'eau dans la rivière de référence	$[m.s^{-1}]$
D_{exp}	Diamètres des sédiments expérimentaux	$[m]$
$D_{réel}$	Diamètres des sédiments réalistes	$[m]$
f	Fréquence de pilotage de la pompe	$[Hz]$
ϕ	Tension de pilotage de la pompe	$[V]$
Z_{seuil}	Hauteur du déversoir	$[m]$
b	Largeur du canal	$[m]$
T	Température de l'eau	$[°C]$
t	Temps	$[s]$
h_0	Hauteur d'eau expérimentale au repos	$[m]$
Q_P	Débit de la pompe	$[m^3.s^{-1}]$
X_{front}	Position du front du tas sédimentaire	$[m]$
X_0	Position initiale du front du tas sédimentaire	$[m]$
Z_{tas}	Hauteur du tas sédimentaire	$[m]$
ΔZ_{tas}	Variation de la hauteur du tas sédimentaire	$[m]$
$Z_{tas_{max}}$	Hauteur maximale du tas sédimentaire	$[m]$
Z_0	Hauteur maximale initiale du tas sédimentaire	$[m]$
T_{VITA}	Taille de demi-fenêtre VITA	$[s]$
$u_{X_{tas}}$	Vitesse de déplacement du front du tas	$[m.s^{-1}]$
$u_{Z_{tas}}$	Vitesse d'érosion du tas	$[m.s^{-1}]$

Paramètres statistiques

E_i	Pourcentages de valeurs qui se trouvent dans un intervalle d'erreur de i %	$[-]$
r_{AB}	Coefficient de corrélation de Pearson entre 2 variables A et B	$[-]$

Introduction

La Directive Cadre sur l'Eau (DCE, 2000), transposée en droit français par la loi sur l'Eau et les Milieux Aquatiques (LEMA, 2006), vise à restaurer le bon état écologique des masses d'eau et à rétablir la continuité écologique des cours d'eau d'ici 2027. Cependant, cet objectif se heurte à la présence d'une forte densité d'ouvrages transversaux, tels que seuils et barrages hydroélectriques. Ces infrastructures bloquent simultanément le transport sédimentaire, privant les habitats des salmonidés de la granulométrie nécessaire à leur reproduction, et empêchent l'accès des poissons à leurs zones de reproduction et de développement. Pour répondre aux exigences de continuité piscicole, plusieurs types d'interventions sont mises en œuvre sur les ouvrages existants, incluant l'arasement de seuils, l'aménagement de passes à poissons (Lejeune, 2023) et l'installation de grilles ichtyocompatibles en amont des turbines (Bon, 2025). Ces dispositifs permettent aux espèces migratrices, telles que le saumon atlantique ou l'anguille européenne, d'accéder à leurs habitats. Cependant, certains ouvrages de grande hauteur restent inadaptables aux aménagements classiques. Selon les retours d'expérience internationaux, des dispositifs spécifiques (ascenseurs à poissons, systèmes de capture-transport, etc.) ont été installés pour améliorer le franchissement des barrages (Zielinski & Freiburger, 2021), mais les études récentes montrent qu'une grande partie des populations piscicoles n'atteignent pas les habitats en amont et se reproduisent en aval des barrages (Kosziwka et al., 2024).

Face à ces constats, une solution alternative consiste à restaurer les habitats de reproduction situés en aval des ouvrages. Cette stratégie repose notamment sur la création ou la réhabilitation de frayères rendues fonctionnelles grâce à des apports sédimentaires ciblés. En effet, la réussite de la reproduction des salmonidés dépend en partie de la granulométrie du substrat. Une gamme de tailles de grains adaptée, typiquement comprise entre 5 et 80 mm, permet aux poissons de creuser les nids de fraie et d'y déposer leurs œufs, qui sont ensuite recouverts pour les protéger du courant et des prédateurs (Grimardias, 2009). Les matériaux ne doivent pas être trop fins, afin d'éviter le colmatage des nids et de maintenir une circulation d'eau suffisante pour l'oxygénation des œufs. Les frayères constituent également des micro-habitats favorables aux alevins, offrant refuges et conditions de développement adaptées avant leur dévalaison. Restaurer cette diversité granulométrique permet ainsi de reconstituer des habitats fonctionnels sur les tronçons où la dynamique naturelle des sédiments est altérée.

En France, cette démarche est mise en œuvre, entre autres, dans le cadre du programme LIFE « Rivières Dordogne », coordonné par EPIDOR avec le soutien de l'OFB. L'un des objectifs est de restaurer l'attractivité piscicole de la Dordogne et de ses affluents grâce à des injections ciblées de galets, dimensionnées pour favoriser la reproduction des salmonidés. La réalisation de ces apports a nécessité des études préalables visant à identifier, sélectionner et dimensionner les sites d'injection. Ces analyses s'appuyaient sur des modèles hydrauliques fondés sur les équations de Saint-Venant, afin de garantir la pérennité des zones de fraie créées. Contrairement aux apports classiques de sédiments, dont l'objectif est de redynamiser la rivière, ces injections étaient conçues pour rester stables, favorisant la reproduction des salmonidés sur le long terme. Entre 2013 et 2016, une dizaine de sites ont ainsi été aménagés sur la Maronne, un affluent de la

Dordogne, conformément aux recommandations de l'étude préliminaire. Le suivi post-aménagement a cependant montré une réduction importante de ces apports sédimentaires. Plusieurs facteurs expliquent cette évolution, notamment les débordements du barrage de Hautefage, générant des épisodes de crue modérée à forte et entraînant de fortes variations de débit et de niveau d'eau (cf. figure 1). Ces événements hydrologiques, combinés à l'absence d'apports sédimentaires naturels, ont provoqué un dégraissement rapide des zones de fraie aménagées et la disparition complète des surfaces favorables à la reproduction sur le tronçon court-circuité de la Maronne (Boutault et al., 2022).



Fig.1 Débordement du barrage de Hautefage dans la Maronne lors de la crue exceptionnelle de 2021 (débit maximal à 384 $m^3.s^{-1}$, mesuré au pont de Basteyroux) (©Stéphanie Para)

Bien que des méthodes d'enrochement soient actuellement étudiées pour renforcer la stabilité des sites de fraie face aux variations hydrologiques (Lupinski et al., 2025), les outils de prédiction disponibles restent insuffisants pour estimer de manière fiable la stabilité et la durabilité d'apports sédimentaires soumis à des débits variables. Les modèles de transport solide existants sont nombreux et reproduisent généralement le débit massique en régime permanent. Parmi eux, le site BedloadWeb (Recking, 2022), développé par l'OFB et l'INRAE, centralise des données expérimentales issues du terrain et du laboratoire, et propose plusieurs formules empiriques adaptées à différentes conditions hydrauliques et granulométriques. Toutefois, cet outil est conçu pour des écoulements stationnaires et présente des limites lorsque le débit varie, car il ne prend pas en compte les interactions entre instationnarité de l'écoulement et dynamique sédimentaire. La compréhension de ces interactions demeure relativement récente dans la littérature. Les effets des variations de débit et de hauteur d'eau sur le transport sédimentaire sont encore peu connus, et dépendent fortement du type d'événement hydrologique (houle, crue, éclusée), de la granulométrie du lit (unimodale, bimodale ou multimodale) et de la morphologie du fond (dunes, rides, amas). Ces multiples facteurs rendent la prédiction de la mobilité sédimentaire en conditions instationnaires particulièrement complexe.

Dans ce contexte, cette thèse vise à améliorer la compréhension de l'impact des événements de crue sur le transport sédimentaire et à renforcer les modèles prédictifs destinés à déterminer l'emplacement et la morphologie des tas sédimentaires sur les sites de fraie, afin d'en garantir la pérennité. Ce travail a été réalisé au sein du pôle de recherche et développement en écohydraulique OFB–IMFT–PPRIME, en s'appuyant sur l'expertise de l'OFB pour le suivi du site de la Maronne et sur les installations expérimentales de la Plateforme Hydrodynamique Environnementale de l'Institut PPRIME permettant de reproduire en laboratoire les conditions naturelles de la rivière. Il s'inscrit dans le cadre du projet ERODE, soutenu par la région Nouvelle-Aquitaine, qui étudie l'impact des conditions d'écoulement fortement instationnaires sur le transport de sédiments. La

méthodologie combine le suivi d'un nouveau site de fraie implanté en 2022 sur la Maronne avec la reproduction contrôlée en laboratoire des conditions d'écoulements naturels (hydrogrammes de crue) et des paramètres sédimentaires (rugosité du lit, dimensions et caractéristiques de l'apport) dans le canal hydrosédimentaire de l'Institut PPRIME. Cette approche permet de relier les phénomènes de dégraissement observés sur le terrain à la dynamique sédimentaire reproduite en laboratoire, en identifiant les mécanismes responsables de la mobilisation des apports et en quantifiant l'influence des variations hydrodynamiques sur la pérennité des zones de fraie.

Le premier chapitre présente une revue bibliographique des phénomènes liés aux variations de débit et au transport sédimentaire dans les écoulements naturels. Il commence par une description des caractéristiques des écoulements, en mettant l'accent sur la contrainte de cisaillement et l'influence de la variabilité des débits, telle qu'elle se manifeste dans les hydrogrammes de crues. Les mécanismes de transport solide sont ensuite abordés, depuis les seuils de mise en mouvement jusqu'aux principales lois de transport utilisées en hydraulique fluviale. Enfin, le chapitre présente un état de l'art sur l'effet des variations de débit sur la dynamique sédimentaire, en soulignant les différences entre les phases de montée et de décrue, ainsi que leurs répercussions sur la granulométrie du lit et la morphologie fluviale.

Le second chapitre décrit les moyens expérimentaux utilisés pour étudier la mobilité des apports sédimentaires en conditions de variations de débit. Il débute par la présentation du site d'étude de la Maronne suivi d'un bilan des observations et des analyses réalisées sur le terrain au cours de la thèse. Le chapitre détaille ensuite les hypothèses et choix méthodologiques ayant permis de reproduire en laboratoire, dans le canal hydrosédimentaire, les principales caractéristiques de la rivière. Cette démarche a conduit à la construction de plusieurs hydrogrammes, représentatifs de différents types de crues, afin de disposer de scénarios comparables aux événements naturels observés. Enfin, les techniques de mesure employées dans le canal expérimental sont décrites. Les hauteurs d'eau ont été enregistrées à l'aide de capteurs acoustiques, tandis que les vitesses d'écoulement ont été mesurées grâce à l'ADV (Acoustic Doppler Velocimetry) et à la vélocimétrie laser PIV 2D–2C (Particle Image Velocimetry), permettant de caractériser l'hydrodynamique au cours des hydrogrammes. Le suivi morphologique du dépôt sédimentaire repose sur le suivi de la réflexion d'une ligne laser sur le tas et l'analyse des déplacements des sédiments par flot optique, complétés par l'emploi de la PIV appliquée au lit mobile. Cette approche permet de suivre les modifications morphologiques des apports, de quantifier leurs vitesses de déplacement et d'érosion ainsi que le débit solide, tout en reliant ces observations aux mesures hydrodynamiques.

Les méthodes précédemment décrites conduisent à l'analyse des résultats expérimentaux. Le troisième chapitre se concentre sur l'étude de l'écoulement sur fond rugueux dans le canal expérimental. La première partie est dédiée à la caractérisation de l'écoulement permanent moyen, servant de référence pour la comparaison avec les hydrogrammes. Cette étape permet de déterminer différentes formules de référence entre le débit et différents paramètres tels que la hauteur d'eau, les vitesses, les contraintes de Reynolds et la contrainte de cisaillement globale, responsable de la mise en mouvement des sédiments. Elle permet également de caractériser les rugosités du fond et de confronter les résultats obtenus aux formules empiriques de la littérature. Une fois cette référence établie, les grandeurs cinématiques mesurées lors des hydrogrammes naturels sont comparées à ces formules. L'objectif est de mettre en évidence les différences entre écoulement permanent et écoulement instationnaire, notamment en termes de retard des

grandeurs hydrauliques, d'hystérésis et de variations transitoires des valeurs caractéristiques. L'évolution de ces grandeurs est ensuite analysée pour les différentes formes d'hydrogrammes afin d'identifier les tendances liées au degré d'instationnarité des débits.

Le dernier chapitre poursuit l'analyse des variations de débit et étudie l'influence des hydrogrammes naturels sur la déstabilisation et le transport d'apports sédimentaires reproduits, en lien direct avec la problématique de la thèse. Dans un premier temps, l'évolution de particules déposées sur un fond rugueux est analysée lors de différents hydrogrammes afin de relier les observations sédimentaires aux variations de cisaillement identifiées dans le chapitre précédent et d'identifier les paramètres hydrologiques favorisant la mise en mouvement précoce des particules. Dans un second temps, le comportement d'un tas de sédiments, représentatif des apports utilisés pour la restauration de l'attractivité piscicole, est étudié sous différents hydrogrammes afin de caractériser sa déstabilisation et son déplacement en conditions de débit variable. Dans ce cadre, les paramètres mesurés incluent l'évolution de la masse transportée, ainsi que les variations de hauteur et de déplacement du front du tas. Ces observations sont ensuite comparées à la dynamique de l'hydrogramme lors de la montée en crue, afin d'identifier un lien éventuel entre la masse de sédiments transportée et le débit liquide. Enfin, une vélocimétrie laser PIV 2D–2C est réalisée pour relier les observations phénoménologiques aux variations des paramètres hydrodynamiques autour du tas, permettant d'analyser l'influence locale de l'écoulement sur la mobilisation des sédiments.

La conclusion générale synthétise les principaux résultats et met en relation les observations de terrain avec les dynamiques identifiées en laboratoire. À partir de ces conclusions, ce travail permet de définir de premières orientations opérationnelles. Des perspectives sont également présentées, afin d'approfondir les connaissances sur les phénomènes de transport sédimentaire instationnaires et, in fine, de formuler des recommandations visant à assurer une meilleure pérennité des apports ciblés sur la Maronne.

Chapitre I Bibliographie

I.1 Caractéristiques des écoulements naturels 16
I.1.1 Régimes d'écoulement à surface libre 16
I.1.2 Couches limites sur fond rugueux 18
I.1.3 Variation du débit et hydrogrammes 23
I.2 Transport sédimentaire dans les écoulements naturels 28
I.2.1 Écoulements et sédiments 28
I.2.2 Définition du seuil de mise en mouvement 31
I.2.3 Lois de transport 34
I.2.4 Transport d'un "tas" isolé 37
I.3 Influence des variations de débit sur le transport sédimentaire 40
I.4 Bilan 46

L'intensification des événements hydrologiques extrêmes, mise en évidence par le Dartmouth Flood Observatory (Brakenridge, 2016), souligne l'urgence d'étudier les effets des crues dans les milieux fluviaux. Ces variations de débit entraînent des modifications morphologiques et chimiques majeures, notamment une augmentation de la pollution dans la colonne d'eau, des perturbations des habitats aquatiques, et un risque accru pour les infrastructures situées le long des cours d'eau (Jongman et al., 2014). Ces dynamiques hydrologiques, caractéristiques des écoulements naturels influencés par les précipitations, les écoulements souterrains (Jules, 2020), le ruissellement et la gestion des ouvrages hydrauliques, accentuent l'incertitude liée à la prédiction du transport sédimentaire. De ce fait, elles empêchent l'établissement d'un état d'équilibre hydraulique et sédimentaire, rendant la modélisation bien plus complexe qu'en régime permanent. Si la prédiction du transport sédimentaire sous écoulement stationnaire est aujourd'hui relativement bien maîtrisée, grâce aux travaux fondateurs de Shields (1936) et aux modèles qui en ont découlé (Meyer-Peter & Müller, 1948; Parker, 1979; Recking, 2013), elle devient plus incertaine dès lors que le débit varie. Les modèles actuels, majoritairement conçus pour des régimes permanents, peinent à reproduire la dynamique sédimentaire en conditions instationnaires (Lee et al., 2004). Cette difficulté s'explique à la fois par un manque de données hydrauliques à haute résolution temporelle et spatiale – notamment sur la profondeur d'eau et la pente de la surface libre – et par une compréhension encore incomplète des interactions complexes entre l'écoulement et la mobilité du lit (Mrokowska & Rowiński, 2019).

Ce chapitre présente un état de l'art nécessaire à l'étude des phénomènes liés aux variations de débit. Il débute par une description des caractéristiques des écoulements naturels, en mettant l'accent sur la turbulence, la contrainte de cisaillement, et la variabilité temporelle du débit à travers l'analyse des hydrogrammes. Les processus de transport des sédiments sont ensuite abordés, de la définition des seuils de mise en mouvement aux lois de transport les plus couramment appliquées. Enfin, une attention particulière est portée à l'influence des variations de débit sur la dynamique sédimentaire, à travers l'analyse d'études récentes mettant en évidence les effets asymétriques entre les phases de montée et de décrue.

I.1 Caractéristiques des écoulements naturels

I.1.1 Régimes d'écoulement à surface libre

Les écoulements naturels sont décrits par les équations de Navier-Stokes incompressibles. Celles-ci relient la vitesse $\vec{u}$ à la pression P ainsi qu'aux forces de gravité agissant sur le fluide $\vec{g}$:

$$\mathrm{div}(\vec{u}) = 0$$

$$\rho_{eau}\left(\frac{\partial \vec{u}}{\partial t} + \left(\vec{u} \cdot \overrightarrow{grad}\right)\vec{u}\right) = -\overrightarrow{grad}\, P + \mu\, \Delta\vec{u} + \rho_{eau}\, \vec{g} \qquad \text{I-1}$$

Avec ρ_{eau} la masse volumique de l'eau et μ la viscosité dynamique.

Les équations de Navier–Stokes faisant intervenir des grandeurs physiques de dimensions variées, il est courant d'introduire des nombres adimensionnels pour faciliter l'interprétation et la comparaison entre différents écoulements. Parmi les plus utilisés figurent le nombre de Reynolds, Re_L, qui exprime le rapport entre les forces d'inertie et

les forces visqueuses, et le nombre de Froude F_r, qui compare les effets d'inertie aux effets de gravité :

$$Re_L = \frac{u\,L}{\nu} \qquad F_r = \frac{u}{\sqrt{g\,h}} \qquad \text{I-2}$$

Où u désigne une vitesse caractéristique de l'écoulement, L une longueur caractéristique, h est une hauteur représentative de la colonne d'eau et $\nu = \frac{\mu}{\rho_{eau}}$ la viscosité cinématique.

En hydraulique à surface libre, la définition de la longueur caractéristique L dépend du contexte et des auteurs. Certains la considèrent comme la distance parcourue par le fluide le long d'une plaque plane ou rugueuse, afin d'estimer la longueur d'établissement de la couche limite turbulente (Sleath, 1984). D'autres privilégient l'usage du rayon hydraulique R_h, par analogie aux travaux sur les conduites en charge traduisant R_h par le rapport de la section mouillé S_m et le périmètre mouillé P_m , pour évaluer la transition laminaire–turbulent dans des configurations où les effets gravitationnels sont prépondérants (Southard, 2006). Dans le cas d'un canal rectangulaire large, la hauteur moyenne d'eau h est généralement équivalente à R_h, ce qui facilite l'analyse des différents régimes d'écoulement. Ces relations permettent de cartographier les régimes d'écoulement dans un canal à surface libre à l'aide d'un diagramme log-log représentant la hauteur d'eau en fonction de la vitesse (cf. figure I-1).

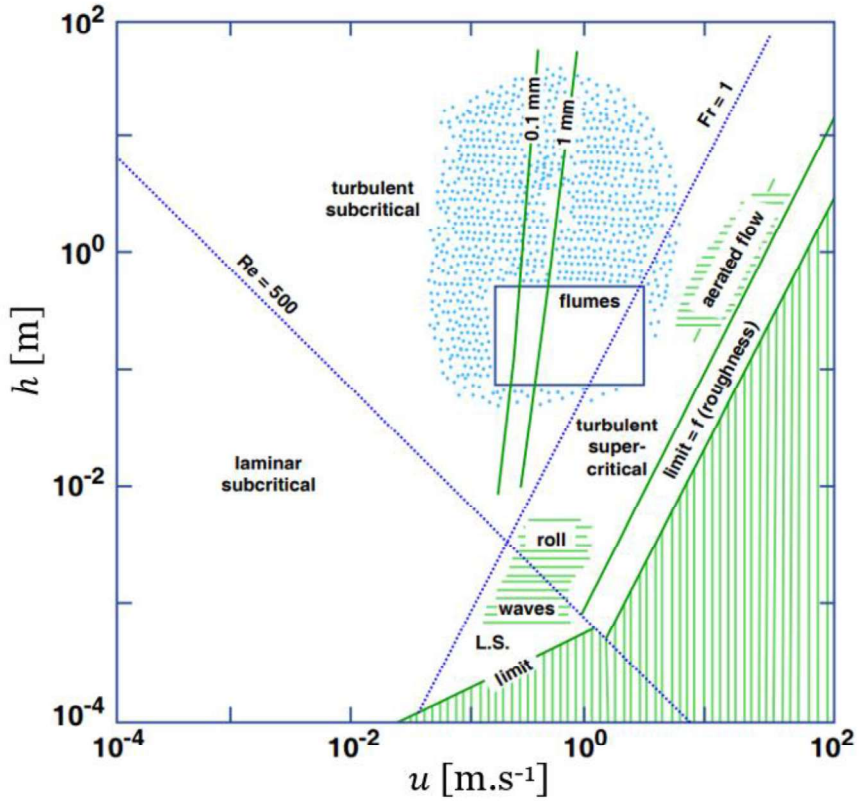


Fig. I-1 Régimes hydrauliques d'écoulement en canal à surface libre (adapté de Southard, 2006)

Ce type de représentation met en évidence les transitions entre écoulements laminaires ($Re_L < 500$) et turbulents ($Re_L > 500$), mais aussi entre régimes fluviaux (ou sous-critiques, $F_r < 1$) et torrentiels (ou supercritiques, $F_r > 1$). Cette représentation graphique permet de situer les écoulements naturels, majoritairement turbulents sous-critiques, et d'appréhender les conditions hydrodynamiques favorables à l'apparition de

certains phénomènes caractéristiques, tels que les ressauts hydrauliques ou les zones de recirculation.

I.1.2 Couches limites sur fond rugueux

L'analyse globale des régimes d'écoulement à surface libre fournit une première approximation pour caractériser les dynamiques à grande échelle. Cependant, cette approche macroscopique reste insuffisante pour décrire les phénomènes locaux intervenant à l'interface entre le fluide et le fond. À cette échelle locale, des effets visqueux et turbulents importants interviennent, dépendant à la fois du régime d'écoulement (laminaire ou turbulent), des propriétés géométriques de la surface et de la porosité du lit sur laquelle s'écoule le fluide. Afin de mieux appréhender cette dynamique, les travaux de Reynolds (1883) ont permis de décomposer la vitesse instantanée u_i du fluide en une partie moyenne temporelle $\bar{u}_i$ et une partie fluctuante autour de cette moyenne au cours du temps u_i', selon l'expression :

$$u_i = \bar{u}_i + u_i' \; avec \; i \in \{x, y, z\} \qquad \textbf{I-3}$$

Cette méthode repose sur l'hypothèse ergodique, qui postule qu'à l'état d'équilibre statistique, la moyenne temporelle d'une grandeur mesurée sur une longue durée est équivalente à sa moyenne statistique calculée sur un ensemble représentatif de réalisations (Bailly & Comte-Bellot, 2003). Cette approche permet d'obtenir les équations de Navier-Stokes moyennées de Reynolds (RANS), qui intègrent l'effet des fluctuations turbulentes via le tenseur de Reynolds $\rho_{eau}\,\overline{u_i' u_j'}$:

$$\rho_{eau}\left(\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial t} + \bar{u}_x\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x} + \bar{u}_y\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial y} + \bar{u}_z\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial z}\right) = -\frac{\partial P}{\partial i} + \mu\,\Delta\bar{u}_i + \rho_{eau}\,g_i - \rho_{eau}\left(\frac{\partial \overline{u_i' u_x'}}{\partial x} + \frac{\partial \overline{u_i' u_y'}}{\partial y} + \frac{\partial \overline{u_i' u_z'}}{\partial z}\right) \qquad \textbf{I-4}$$

En supposant un écoulement turbulent parallèle sur une plaque plane, il est possible d'exprimer la contrainte τ exercée par le fluide en mouvement sur les parois. Celle-ci se compose de deux contributions : une composante visqueuse, proportionnelle au gradient de la vitesse moyenne à proximité immédiate de la paroi, et une composante turbulente, traduisant l'effet des fluctuations de vitesse dans la direction verticale :

$$\tau = \mu\,\frac{\partial u_x}{\partial Z} - \rho_{eau}\,\overline{u_x' u_z'} \qquad \textbf{I-5}$$

Par extension, une vitesse de cisaillement du fluide à la paroi u_τ peut être définie, décrivant la variation de la vitesse du fluide à l'interface entre le fluide et le fond, à partir du calcul de la contrainte de cisaillement sur le fond τ_0 :

$$u_\tau = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho_{eau}}} \qquad \textbf{I-6}$$

Cette formulation permet d'aborder la description des écoulements de paroi, généralement décomposés en deux zones distinctes : une couche interne, dominée par les effets visqueux et de cisaillement proches de la paroi, et une couche externe, qui assure le raccordement progressif entre l'écoulement développé dans la couche limite turbulente et l'écoulement principal (cf. figure I-2). C'est dans ce cadre que s'inscrit le concept de

couche limite, introduit par Prandtl (1905), dans le but de concilier les solutions théoriques de l'écoulement visqueux avec les observations expérimentales.

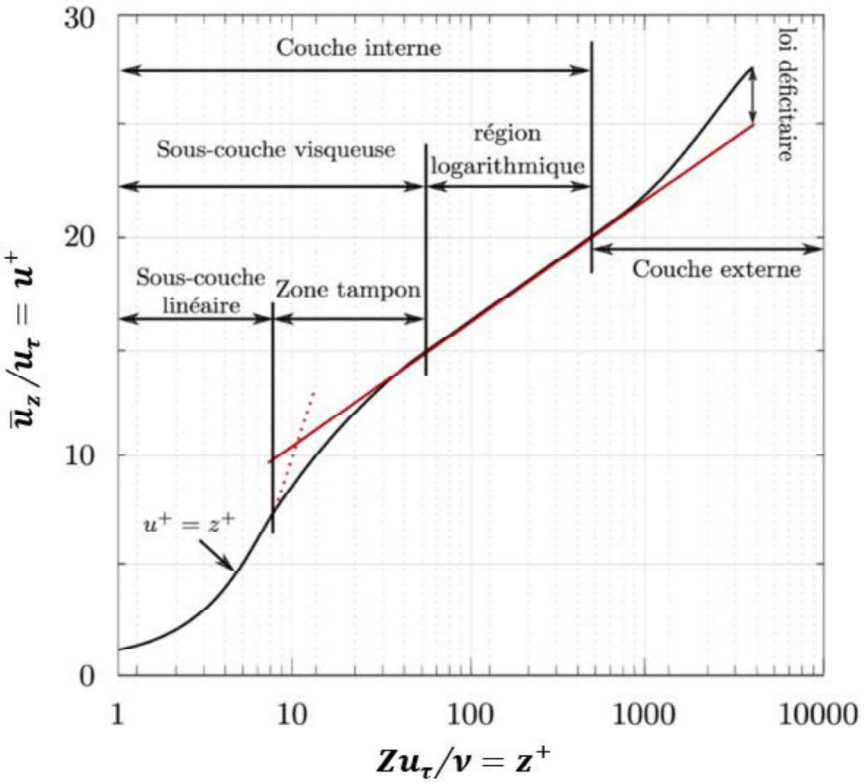


Fig. I-2 Profil de vitesse moyenne normalisé dans une couche limite turbulente en coordonnées semi-logarithmiques (adapté de Chagot, 2019)

À partir de cette approche, une stratification verticale du profil de vitesse a été observée expérimentalement, permettant d'identifier plusieurs zones caractéristiques au sein de la couche limite turbulente (Liu, 1998) :

- **Sous-couche visqueuse** : Située immédiatement au-dessus du fond, cette couche est dominée par les effets visqueux, où la turbulence est quasi absente et l'écoulement reste laminaire. La contrainte de cisaillement visqueuse y est constante, et la vitesse adimensionnelle u^+ varie linéairement avec la distance adimensionnelle à la paroi z^+ selon la relation $u^+ = z^+$.

- **Couche de transition** : Cette zone intermédiaire correspond à une région où les effets visqueux et turbulents sont de même ordre de grandeur, marquant la progression entre les régimes laminaire et turbulent.

- **Couche logarithmique turbulente** : Plus éloignée du fond, cette couche voit les effets visqueux devenir négligeables, le transport de quantité de mouvement étant assuré principalement par la turbulence. La contrainte de cisaillement turbulente y est considérée constante, égale à celle exercée au fond. C'est dans cette région que Prandtl (1905) introduisit le concept de longueur de mélange, à l'origine de la loi logarithmique du profil de vitesse :

$$u^+ = \frac{1}{\kappa}\, ln(z^+) + A \qquad \text{I-7}$$

où κ est la constante de von Karman, A une constante d'intégration environ égal à 5,1 en paroi lisse , u^+ le rapport $\bar{u}_z / u_\tau$ et z^+ le rapport $Z u_\tau / \nu$.

La superposition de ces 3 zones caractéristiques de la couche interne permet de définir l'épaisseur de la couche limite δ, classiquement prise comme la distance à partir de la paroi où la vitesse atteint 99,5 % de la vitesse maximale (Liu, 1998). Au-delà de cette couche limite, la **Couche Externe Turbulente** se distingue par la présence de grandes structures tourbillonnaires qui favorisent le brassage du fluide et stabilisent le profil d'écoulement (Coles, 1956).

Les profils décrits ci-dessus s'appliquent principalement aux surfaces lisses. Or, dans les environnements naturels, les lits de rivière ou les fonds marins sont souvent rugueux, composés de particules, de végétation ou de roches. Cette rugosité modifie la structure de la couche limite en augmentant la résistance à l'écoulement et en modifiant la distribution des vitesses près de la paroi. En s'appuyant sur des expériences réalisées dans des conduites rugueuses, Nikuradse (1933) a montré que le profil de vitesse conserve une forme logarithmique semblable à celui observé sur une paroi lisse (équation I-7), qu'il a exprimée sous la forme suivante :

$$u^+ = \frac{1}{\kappa} ln(z^+) + A - \Delta u^+ \qquad \text{I-8}$$

Où Δu^+ représente une fonction de paroi traduisant le décalage entre la théorie des parois lisses et des parois rugueuses (Perry & Li, 1990).

Dans la littérature, une autre formulation couramment utilisée introduit une hauteur fictive z_0, définie comme l'élévation à laquelle la vitesse du fluide serait nulle si l'on extrapolait le profil logarithmique (voir figure I-3). Dans cette approche, le profil s'écrit :

$$u^+ = \frac{1}{\kappa} ln\left(\frac{Z}{z_0}\right) + A \qquad \text{I-9}$$

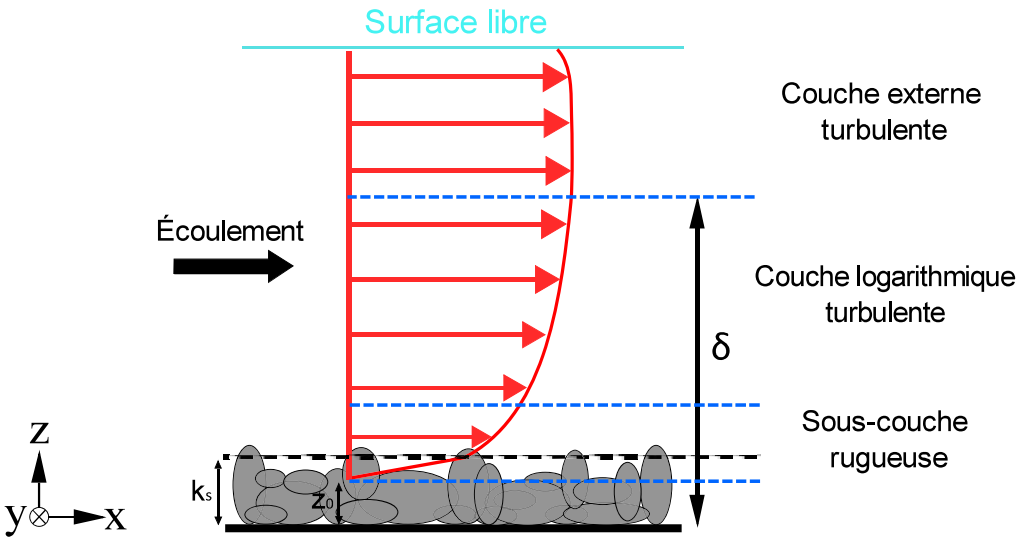


Fig. I-3 Schéma d'un couche limite turbulente sur paroi rugueuse

Dans un milieu naturel, l'origine du profil logarithmique z_0 ne coïncide pas nécessairement avec la crête des rugosités. En effet, z_0 peut se situer en dessous de la surface apparente, notamment en présence de grains ou éléments de taille caractéristique k_s. Cette distinction entraîne un décalage observable du profil de vitesse mesuré (cf.

figure I-3). Pour quantifier cet effet, divers auteurs ont proposé des relations reliant la position d'origine du profil logarithmique z_0 à la taille caractéristique des éléments de rugosité k_s. Parmi eux, le modèle empirique apporté par Christoffersen & Jonsson (1985) permet de caractériser le régime d'écoulement en fonction du Reynolds de rugosité ${k_s}^+ = k_s u_\tau / \nu$. Ce paramètre adimensionnel renseigne sur la nature de l'écoulement, qu'il soit hydrauliquement lisse ou rugueux, selon l'influence relative des aspérités par rapport à la couche visqueuse.

$$z_0 = \begin{cases} \dfrac{\nu}{9.025\, u_\tau} & si\ {k_s}^+ < 5 \quad Turbulent\ lisse \quad \textbf{I-10} \\ \dfrac{\nu}{9.025\, u_\tau} + \dfrac{k_s}{30}\left(1 - e^{\frac{u_\tau k_s}{27\nu}}\right) & si\ 5 < {k_s}^+ < 70 \quad Transitoire \quad \textbf{I-11} \\ \dfrac{k_s}{30} & si\ {k_s}^+ > 70 \quad Turbulent\ rugueux \quad \textbf{I-12} \end{cases}$$

Lorsque ${k_s}^+ > 70$, la taille des rugosités est considérée comme largement supérieure à celle de la sous-couche visqueuse. Dans ce régime, les effets visqueux deviennent négligeables devant la traînée de forme induite par le sillage turbulent généré autour des rugosités. L'écoulement proche du substrat n'est alors plus gouverné par la viscosité du fluide, mais dominé par les interactions entre le fluide et les structures du lit. Cette configuration conduit à l'émergence d'une sous-couche rugueuse, directement impactée par la géométrie du fond et les hétérogénéités qui le composent (cf. figure I-3). Dans ce contexte, plusieurs auteurs (Nikuradse, 1933; Ligrani & Moffat, 1986; Nezu & Nakagawa, 1993) s'accordent pour exprimer le profil logarithmique comme :

$$u^+ = \frac{1}{\kappa}\, ln\left(\frac{Z}{k_s}\right) + 8{,}5 \qquad \textbf{I-13}$$

où la rugosité équivalente k_s est estimée par le diamètre médian des grains D_{50} (Strickler, 1923).

D'autres définitions de k_s ont été proposées comme par exemple le diamètre D_{90} , correspondant au 90^{éme} percentile de la distribution granulométrique (Wong & Parker, 2006), voire $2D_{90}$ dans le cas d'un rapport $\frac{h}{D_{90}} > 10$ (Kironoto & Graf, 1994). Néanmoins, ces choix empiriques restent insuffisants pour décrire k_s dans les cas de distributions de rugosités hétérogènes. Des études récentes ont montré que l'estimation de k_s dans un tel contexte ne peut être représentée par une unique échelle de longueur géométrique, comme une moyenne arithmétique ou quadratique de la hauteur des rugosités (Flack, 2018). Par ailleurs, il est désormais bien établi que k_s dépend de nombreux paramètres géométriques, tels que la pente effective ES (Napoli et al., 2008) et l'asymétrie dans la distribution des hauteurs de rugosité γ (Flack & Schultz, 2010). L'écart type de l'élévation du lit, σ_z, est souvent proposé comme une alternative à D_{90}, bien que son efficacité ne se soit pas toujours révélée supérieure (Ferguson et al., 2024). Malgré les nombreuses avancées théoriques et empiriques dans la caractérisation de la rugosité hydraulique, la prédiction de la vitesse de cisaillement au fond u_τ à partir des seules mesures de rugosité du lit reste limitée et peu concluante (Kadivar et al., 2021). Cette difficulté tient en partie au fait que la vitesse de cisaillement ne peut être mesurée directement. Elle est généralement estimée à partir de variables telles que la pente ou la hauteur d'eau, à l'aide de modèles dont la précision dépend elle-même de la rugosité.

Parmi ces modèles, celui de Chézy 1776 propose d'estimer la vitesse débitante u_d à l'aide d'un coefficient empirique C et des pertes de charges J (souvent assimilée à la pente du lit I), tous les deux influencés par la rugosité du lit.

$$u_d = C\sqrt{R_h J} \qquad \textbf{I-14}$$

où R_h est une analogie aux travaux sur les conduites en charge, en traduisant R_h par la section mouillé S_m sur le périmètre mouillé P_m

La diversité des conditions hydromorphologiques rend l'estimation du coefficient de Chézy C particulièrement complexe, malgré l'existence de plus de 250 formules empiriques recensées dans la littérature (Stefanyshyn et al., 2021). Ces formules, généralement considérées comme approximatives, souffrent d'une précision limitée en raison de la forte variabilité des lits de rivières et de la difficulté à estimer la vitesse de cisaillement en milieu naturel. En revanche, en laboratoire, il existe des méthodes permettant d'estimer la vitesse de cisaillement sur le fond u_τ. Comme sa mesure directe demeure délicate, de nombreuses méthodes indirectes fondées sur des grandeurs expérimentales plus accessibles ont été développées. Klewicki et al. (2007), dans le *Handbook of Experimental Fluid Mechanics*, recensent sept approches principales, dont certaines reposent sur la mesure du profil de vitesse. C'est notamment le cas de la méthode du *Clauser Plot* (Clauser, 1956), qui consiste à ajuster le profil de vitesse moyen dans la zone logarithmique de la couche limite turbulente, à partir de l'équation I-10 de Nikuradse. Plusieurs travaux (Reulet et al., 2019; Lecostey, 2023) ont montré que cette méthode présente toutefois des limites, surtout en raison de la difficulté à déterminer le décalage d'origine du profil causé par la rugosité, paramètre très sensible pour des parois fortement rugueuses. Une alternative couramment employée est celle du *Viscous Sublayer Profile* (Zhang et al., 2015), qui repose sur la mesure du gradient de vitesse au plus près de la paroi où la vitesse de cisaillement peut alors être estimée à partir d'une relation linéaire dérivée de l'équation I-5. Cette méthode est généralement considérée comme plus fiable, car elle repose directement sur la définition physique de la contrainte de cisaillement. Toutefois, elle requiert un accès à l'information locale sur les fluctuations de vitesse, en particulier le produit corrélé $\overline{u_x' u_z'}$, ce qui limite parfois son application selon la technique de mesure disponible.

En conclusion, dans les écoulements naturels, la sous-couche rugueuse est déterminante dans la distribution des vitesses et dans l'estimation de la vitesse de cisaillement exercée sur le lit u_τ. Les profils logarithmiques, adaptés aux milieux rugueux, ont permis de développer une famille étendue de modèles, constituant aujourd'hui l'approche privilégiée pour l'étude des écoulements naturels complexes, là où les modèles classiques de type Chézy deviennent insuffisants (Stewart et al., 2019). Cependant, la caractérisation de l'écoulement et, par conséquent, de u_τ à partir des rugosités demeure délicate. Malgré plusieurs décennies de recherche, déterminer de manière fiable u_τ dans les rivières à forte rugosité reste une problématique complexe, au cœur des études sur l'interaction fluide–rugosité (Kadivar et al., 2021). La diversité des configurations naturelles et la complexité des interactions hydrosédimentaires rendent improbable l'existence d'une méthode unique permettant d'estimer la rugosité du lit à partir de seules caractéristiques géométriques (Ferguson et al., 2024). En laboratoire, des méthodes expérimentales telles que le *Clauser Plot* ou le *Viscous Sublayer Profile* permettent d'estimer u_τ, mais leur transposition aux environnements naturels est limitée par l'accès restreint aux mesures locales de vitesse. Ces difficultés soulignent l'importance d'une compréhension détaillée de la dynamique du fluide au voisinage du lit rugueux, condition nécessaire pour

améliorer la prédiction des vitesses de cisaillement et renforcer la fiabilité des modèles. Cette difficulté est par ailleurs renforcée par la nature instationnaire du débit, dont la variabilité temporelle influence directement les contraintes exercées sur le lit.

I.1.3 Variation du débit et hydrogrammes

Dans les systèmes fluviaux naturels, le débit n'est pas une grandeur stationnaire, mais varie continuellement sous l'effet des précipitations, de la fonte nivale, des apports latéraux ou encore de la régulation anthropique. Cette variabilité hydrologique se traduit, pour chaque événement, par un hydrogramme, qui décrit l'évolution temporelle du débit $Q(t)$ ou de la hauteur d'eau $h(t)$. Il peut être décomposé en deux phases principales (cf figure I-4-a) :

- La phase montante, ou courbe de concentration, correspond à l'augmentation progressive du débit Q_b et de la hauteur de d'eau h_b depuis une valeur de base jusqu'au pic de crue Q_{max} et h_{max} sur une durée appelée temps de montée t_m
- La phase de décrue, ou courbe de décroissance, traduit la diminution graduelle du débit vers son niveau initial, sur une durée notée t_d
- La durée totale de l'hydrogramme est alors $t_t = t_d + t_m$ où l'on observe au cours de cet intervalle une variation de débit $\Delta Q = Q_{max} - Q_b$ ainsi qu'une variation de hauteur d'eau $\Delta h = h_{max} - h_b$

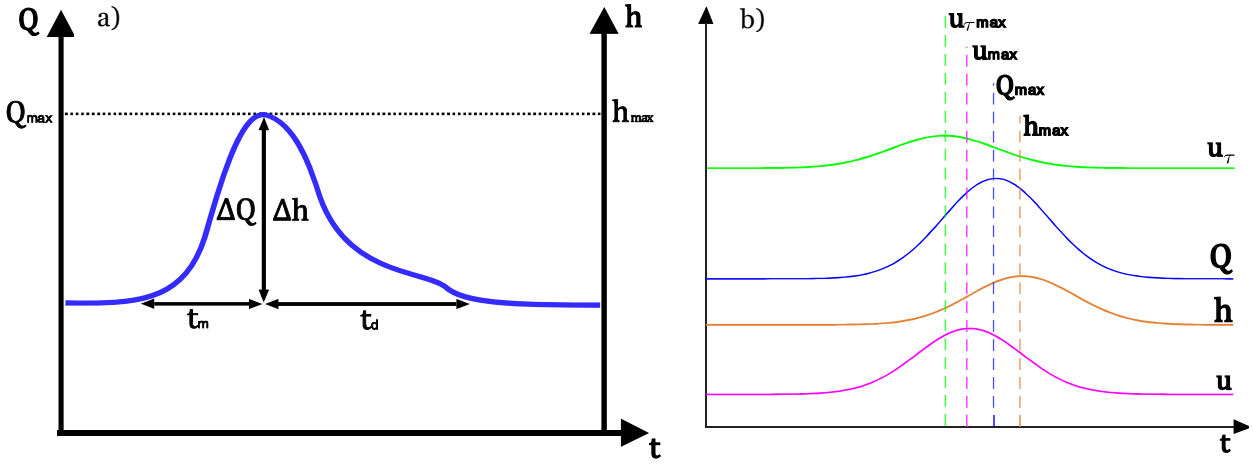


Fig. I-4 Caractéristiques d'un hydrogramme : (a) Définition des principaux paramètres hydrauliques, (b) Schéma du déphasage entre les différentes grandeurs hydrodynamiques

Les premières observations expérimentales, en laboratoire comme sur le terrain, ont mis en évidence un décalage temporel entre les pics de différentes grandeurs hydrauliques au sein d'un hydrogramme. Ce décalage concerne notamment la vitesse maximale u_{max}, la vitesse de cisaillement maximale $u_{\tau_{max}}$, le pic de hauteur d'eau h_{max} et le pic de débit Q_{max} (Song & Graf, 1996) (cf. figure I-4-b). L'ampleur de ce déphasage, généralement de l'ordre d'un dixième de la durée totale de l'hydrogramme t_t, est particulièrement marquée entre $u_{\tau_{max}}$ et h_{max} (Qu, 2002), rendant délicate la définition du temps de montée t_m. Ce décalage entre le pic de débit et le pic de hauteur tend à s'accentuer lorsque l'hydrogramme est fortement instationnaire. Lorsque la montée des eaux est progressive, l'écoulement peut être approché comme une succession d'états stationnaires, car la variation du débit est suffisamment lente pour permettre à la hauteur d'eau de s'ajuster progressivement. Dans ce contexte, la relation entre débit et hauteur d'eau reste bijective, chaque valeur de débit Q correspondant à une unique hauteur d'eau h et réciproquement. Autrement dit, le couple (Q,h) évolue de manière cohérente et

réversible au cours du temps, sans ambiguïté (cf. figure I-5). En revanche, lors d'une crue rapide, l'instationnarité devient plus marquée, rompant cette bijectivité (Kaddi, 2021). Dans ce cas, un même débit peut correspondre à deux hauteurs d'eau différentes selon qu'il s'agisse de la phase montante ou descendante de la crue (cf. figure I-5), illustrant ainsi un phénomène d'hystérésis (Brownlie, 1981).

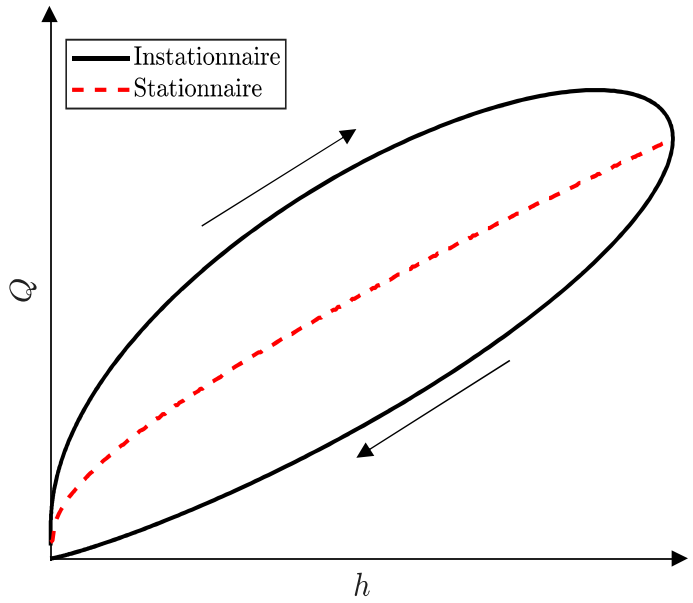


Fig. I-5 Schéma illustrant le phénomène d'hystérésis entre hauteur et débit dans le cas d'un hydrogramme

Ces observations sur l'instationnarité de l'écoulement affectent non seulement la relation entre débit et hauteur d'eau, mais également les grandeurs hydrauliques, sédimentaire et biologiques associées à un hydrogramme. En effet, Pathirana et al. (2008) rapportent une différence significative de 20 à 30 % des vitesses de cisaillement entre les branches ascendante et descendante de l'hydrogramme. De leur côté, Davies-Colley et al. (1994) ont observé des variations des concentrations bactériennes au cours des phases ascendantes de crue, conséquence des asymétries des paramètres hydrauliques dans l'hydrogramme. À partir de ces constats, plusieurs auteurs ont proposé des coefficients adimensionnels pour quantifier l'instationnarité d'un hydrogramme, afin de mieux caractériser les mécanismes hydrodynamiques en jeu (cf tableau I.1). Ces indicateurs s'appuient notamment sur les paramètres temporels de l'hydrogramme (t_m et t_t) et sur l'amplitude des variations hydrauliques (ΔQ et Δh). D'autres approches utilisent des grandeurs cinématiques, telles que la vitesse maximale u_{max} et la vitesse de base u_b. Elles peuvent également se baser sur les vitesses de cisaillement, en considérant leurs valeurs au pic $u_{\tau_{max}}$, au débit de base u_{τ_b}, ainsi que $u_\tau{}^*$, cette dernière correspondant à la vitesse critique nécessaire à la mise en mouvement des sédiments. Pour finir, certaines études inclus la pente I dans la détermination de ce paramètre et la largeur du canal considéré b.

Auteur	Paramètres d'instationnarité	
Takahashi (1969)	$\dfrac{\Delta h}{I\ t_t \sqrt{g\ h_{max}}}$	**I-15**
Graf et al. (1985)	$\dfrac{\Delta h}{u_{\tau_b}\ t_t}$	**I-16**

Nezu & Nakagawa (1993)	$\beta = \frac{2\,\Delta h}{t_m(u_{max} + u_b)}$	**I-17**
Kabir (1993)	$\frac{2\,\Delta h\,h_{max}}{\left({u_{\tau_b}}^2\,t_t\right)^2}$	**I-18**
De Sutter et al. (2001)	$\frac{2\,\Delta h}{t_m(u_{max} - u_b)}\left(\frac{{u_{\tau_{max}}}^2}{{u_\tau^*}^2} - 1\right)$	**I-19**
Qu (2002)	$\frac{\Delta Q}{b\,{u_{\tau_b}}^2\,t_m}$	**I-20**
Lee et al. (2004)	$\frac{\Delta h}{u_{\tau_b}\,t_m}$	**I-21**
Esmaili et al. (2008)	$\frac{t_m\,\Delta h\,{u_b}^2}{I\,Q_{max}}$	**I-22**
Bombar et al. (2011)	$\left\lvert I - \frac{(u_{max} - u_b)}{g\,t_m}\right\rvert$	**I-23**

Tableau I-1 Synthèse des indicateurs d'instationnarité recensés dans la littérature (Karimaee Tabarestani & Zarrati, 2014)

Selon la revue de Karimaee Tabarestani & Zarrati (2014), le paramètre d'instationnarité le plus couramment utilisé dans la littérature est celui proposé par Graf et al. (1985). Ce critère met en relation l'amplitude de la variation de hauteur d'eau avec la capacité du lit à transmettre les contraintes sur une durée donnée. Toutefois, il présente une limitation importante car il ne tient pas compte de la dynamique de la phase ascendante de l'hydrogramme. Ainsi, deux hydrogrammes ayant la même durée totale t_t, mais des pentes montantes différentes, peuvent se voir attribuer une valeur identique de ce paramètre sans refléter le phénomène d'hystérésis décrit précédemment. À l'inverse, le paramètre β proposé par Nezu & Nakagawa (1993) (équation I-17) met davantage l'accent sur la portion active de l'hydrogramme là où les contraintes de cisaillement sont les plus élevées. Il prend en compte l'accélération de l'écoulement, en intégrant la variation de vitesse entre la base et le pic pendant le temps de montée t_m. À l'aide d'un anémomètre laser Doppler (LDA) et d'un houlomètre, Nezu et al. (1997) ont étudié la variation du rapport entre la contrainte de cisaillement moyenne sur le lit pendant la phase ascendante et la phase descendante pour différents types de rugosité. Leurs résultats montrent que, lors de la phase initiale de l'hydrogramme, la constante A - Δu^+ l'équation I-8 reste comparable à celle observée en régime stationnaire. Elle diminue ensuite au cours de la phase ascendante, avant d'augmenter de nouveau pendant la phase descendante. Les auteurs ont montré que cette variation est directement liée au paramètre d'instationnarité β. Plus β est élevé, plus la valeur minimale de la constante A - Δu^+ sera faible traduisant un renforcement de l'effet de la rugosité du lit sur l'écoulement. Ce phénomène entraîne une augmentation de la contrainte de cisaillement exercée sur le lit lors des phases de montée pouvant atteindre jusqu'à 1,5 fois la valeur mesurée en phase descendante pour un paramètre d'instationnarité de l'ordre de $2{,}5 \times 10^{-3}$ (cf. figure I-6).

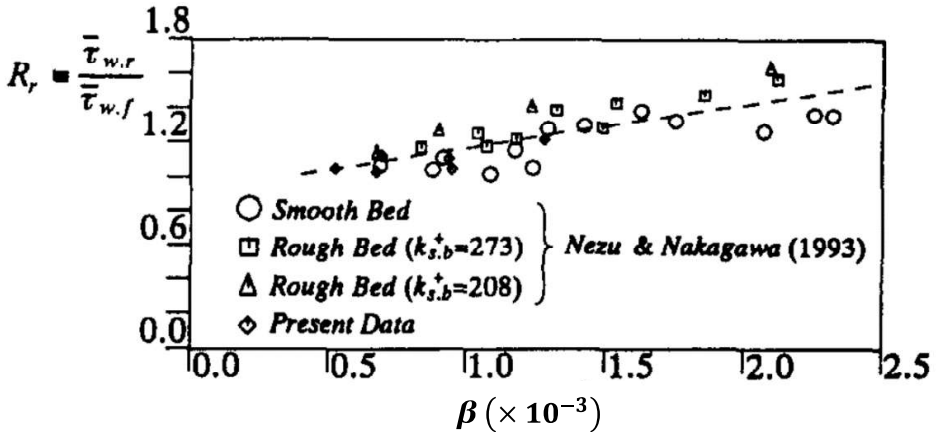


Fig. I-6 Rapport entre la contrainte de cisaillement en phase ascendante et en phase descendante en fonction du paramètre d'instationnarité β (adapté de Nezu et al., 1997)

Ces observations ont motivé plusieurs études expérimentales portant sur l'injection de différentes formes d'hydrogrammes (cf. figure I-7), afin d'évaluer leur impact sur les contraintes de cisaillement et le transport sédimentaire (Mrokowska & Rowiński, 2019). La majorité de ces travaux a utilisé des hydrogrammes symétriques (triangulaires, en créneau, trapézoïdaux), conformément à la définition de l'instationnarité proposée par Graf et al. (1985). En revanche, les hydrogrammes asymétriques, plus représentatifs des crues naturelles, restent peu étudiés (Humphries et al., 2012; Wang et al., 2015; Dunbar et al., 2023; Wren et al., 2024). Wang et al. (2015) ont notamment étudié l'influence de l'asymétrie sur l'évolution granulométrique du lit d'une rivière expérimentale. Ils ont observé une diminution d'environ 7 % de la taille médiane des sédiments pendant une phase ascendante raide, alors qu'un hydrogramme gaussien symétrique n'induit quasiment aucun changement. Ces résultats soulignent l'impact prononcé de la montée en crue sur les forces responsables de la mise en mouvement des sédiments. D'autres études se sont penchées sur l'effet d'hydrogrammes cycliques (cf figure I-7), dans le but d'analyser l'influence de la fréquence des événements sur le transport sédimentaire (Plumb et al., 2020). Toutefois, l'évolution de l'hystérésis ne présente pas de tendance claire en fonction du nombre de répétitions (Wren et al., 2025). Ces résultats suggèrent que chaque événement hydrologique doit être analysé individuellement, son impact étant davantage conditionné par la disponibilité sédimentaire que par sa fréquence.

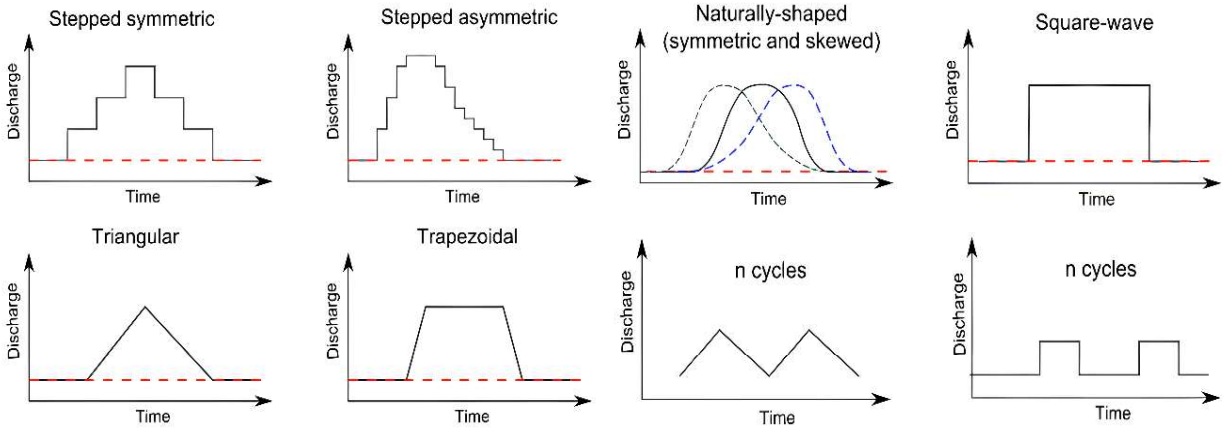


Fig. I-7 Principaux types d'hydrogrammes testés en laboratoire (Mrokowska & Rowiński, 2019)

Afin de comprendre les phénomènes en jeu, Dunbar et al. (2023) ont étudié l'hydrodynamique des écoulements oscillatoires turbulents au-dessus d'un fond rugueux irrégulier, en combinant mesures expérimentales par LDA et simulations numériques

directes (DNS) des équations de Navier–Stokes (cf figure I-8). Dans cette étude, plusieurs formes d'hydrogrammes naturels ont été reproduites, notamment sinusoïdal, à pente asymétrique (*asymmetric*) et à pic décalé (*skewed*). Les résultats montrent que, pour un hydrogramme symétrique (I-8-a et I-8-b), la densité des structures turbulentes intenses et l'énergie cinétique turbulente (TKE) restent similaires entre les phases de vitesse maximale et minimale, reflétant la symétrie de la réponse de l'écoulement. En revanche, pour les hydrogrammes *skewed* (I-8-c et I-8-d), la TKE et la densité des structures turbulentes intenses sont plus élevées lors de la phase ascendante que lors de la phase descendante. Cette augmentation s'explique par la pente plus raide de la phase ascendante et un pic de vitesse plus important, qui génère des variations de vitesse plus rapide et favorise une production de turbulence. Pour les hydrogrammes *skewed* et *asymmetric* (I-8-e et I-8-f), l'intensité turbulente et la TKE atteignent leur maximum avec un léger retard, confirmant que l'accélération du fluide en fin d'hydrogramme influence la structuration et l'évolution des tourbillons. Des hydrogrammes combiné (I-8-g et I-8-h) ont également été testés présentant à la fois les effets des hydrogrammes *asymmetric*, mais de manière moins prononcée. Ces variations de densité des structures turbulentes intenses et de TKE, directement liées à la forme de l'hydrogramme, expliquent en partie l'évolution des contraintes de cisaillement au cours de phénomène instationnaire.

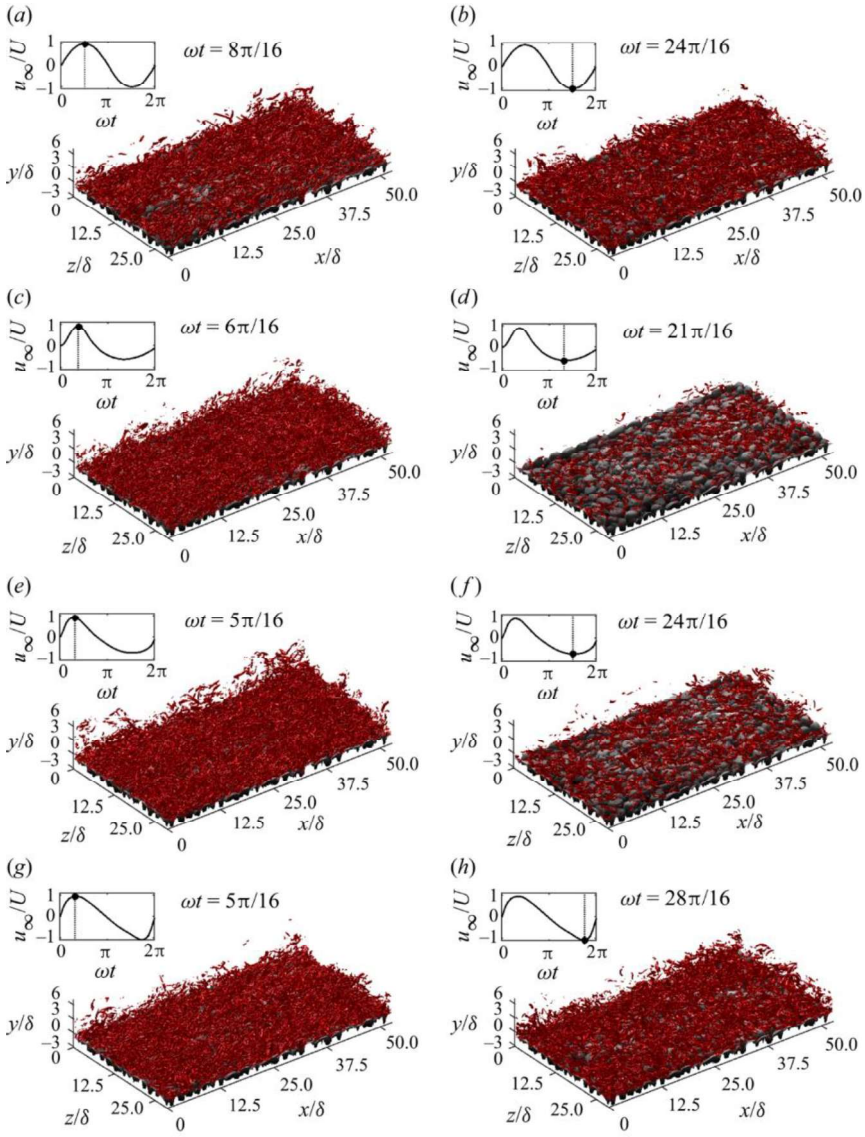


Fig. I-8 Densité et répartition des structures turbulentes aux extrémités de différents hydrogrammes, obtenues par DNS (Dunbar et al., 2023)

Ces approches expérimentales et numériques montrent que les variations de la contrainte de cisaillement, moteur du transport sédimentaire, sont sensibles à la variabilité du débit. Elles permettent ainsi d'identifier que la forme des hydrogrammes influence les modifications des forces exercées sur le fond. Toutefois, pour interpréter pleinement ces résultats et quantifier l'impact de l'instationnarité des hydrogrammes sur le transport sédimentaire, il est nécessaire de s'appuyer sur une compréhension des mécanismes physiques régissant le transport des sédiments en régime permanent.

I.2 Transport sédimentaire dans les écoulements naturels

I.2.1 Écoulements et sédiments

Le transport sédimentaire résulte de l'interaction entre les propriétés des particules solides (taille, densité, forme, cohésion) et les sollicitations exercées par l'écoulement (contrainte de cisaillement, intensité turbulente, fluctuations de vitesse). Il dépend simultanément des caractéristiques hydrodynamiques du fluide et des propriétés physiques des sédiments, qui contrôlent les conditions de mise en mouvement et les modalités de déplacement des particules. Lorsqu'une particule de taille caractéristique d est transportée par un écoulement, elle est soumise à plusieurs forces concurrentes :

- Son poids, sous l'effet de la gravité, qui tend à l'entraîner vers le fond ;
- La force de portance, induite par le gradient de pression généré dans un écoulement cisaillé, favorisant la suspension de la particule
- La force de traînée, résulte de la pression exercée par le fluide sur la face exposée de la particule ainsi que de la dépression créée à l'arrière, contribuant à son transport dans le sens du courant.

L'équilibre entre ces forces régit les conditions de mise en mouvement et gouverne les différents modes de déplacement des sédiments dans les milieux naturels (cf. figure I-9) :

- Le transport de la charge de fond (bed-load), mécanisme dominant du transport sédimentaire, comprend deux mécanismes principaux : le charriage**,** où les sédiments se déplacent par roulement (*rollling*) ou glissement (*sliding*) sur le lit, et la saltation, dans laquelle les particules effectuent des sauts successifs, quittant momentanément le fond avant d'y retomber. Ce mode de transport concerne principalement les particules de taille moyenne à grossière, dont la densité ne permet pas une suspension prolongée.

- Le transport en suspension (suspended-load) implique les particules plus fines, qui peuvent être maintenues en semi-flottaison sous l'effet de la turbulence. Ce mode de transport concerne des sédiments à faible masse volumique ainsi que certaines particules organiques, et contribue au transfert de matière à grande échelle au sein des écosystèmes aquatiques.

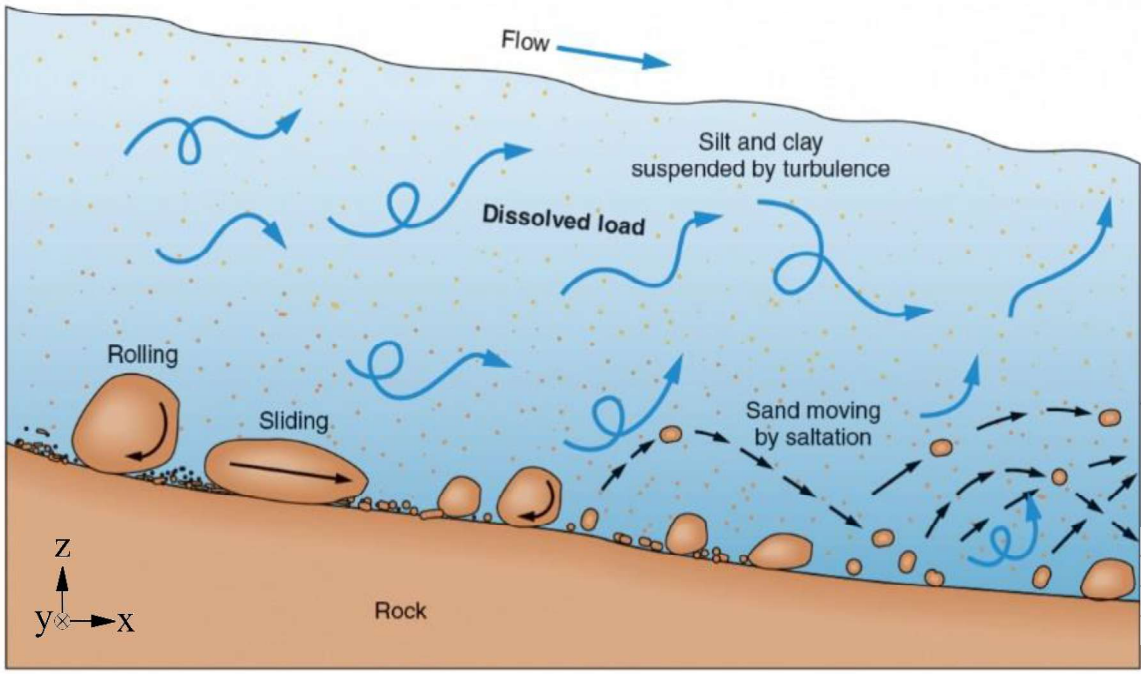
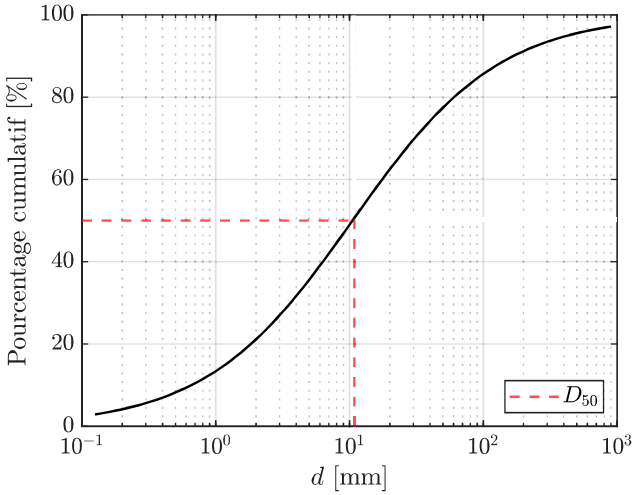


Fig. I-9 Types de transport sédimentaire (Šafarek, 2020)

Ces différents modes de transport sédimentaire sont fortement influencés par la taille des particules (Wilcock et al., 2009), les sédiments fluviaux présentant généralement une masse volumique relativement constante, de l'ordre de 2650 kg.m^{-3} (Liu, 1998). En fonction de l'hydromorphologie du cours d'eau, les sédiments se répartissent entre sable, limon et gravier, selon une distribution granulométrique propre à chaque environnement. Cette hétérogénéité conditionne à la fois les seuils de mise en mouvement et les régimes de transport observés. La classification granulométrique de Wentworth (1922) permet de représenter cette diversité de tailles et d'identifier les classes de sédiments susceptibles d'être mobilisées dans les milieux naturels (cf figure I-10) :



Nom	d [mm]
Blocs	≥ 256
Pavés	64 à 255
Graviers	32 à 64
Galets	4 à 32
Granulés	2 à 4
Sable très grossier	1 à 2
Sable grossier	0,5 à 1
Sable moyen	0,25 à 0.5
Sable fin	0,125 à 0.25
Sable très fin	0,0625 à 0,125
Limon grossier	0,0312 à 0,0625
Limon moyen	0,0156 à 0,0312
Limon fin	0,0078 à 0,0156
Limon très fin	0,0039 à 0,0078
Argile	0,0001 à 0,0039
Colloïdes	≤ 0,0001

Fig. I-10 Représentation d'une courbe granulométrique type à partir de la classification de Wentworth (1922)

Cette variabilité granulométrique engendre un phénomène de tri au sein du lit des rivières (Powell, 1998), modifiant la rugosité et influençant la dynamique de l'écoulement ainsi que le transport sédimentaire. Ce tri altère la distribution des vitesses et la production de structures turbulentes en proche paroi, qui peuvent agir comme déclencheurs ou amplificateurs du transport sédimentaire (Robert et al., 1996). En zone proche du lit, la turbulence se manifeste notamment par des éjections (masses fluides lentes remontant vers le haut) et des *sweeps* (masses fluides rapides plongeant vers le fond), générant une région de fort cisaillement à leur interface. Ces interactions favorisent la formation de structures cohérentes organisées, telles que les *hairpin vortices*, qui renforcent localement les contraintes de cisaillement et facilitent la mise en mouvement des particules (Marchioli & Soldati, 2002). Plusieurs études confirment le rôle de cette turbulence dans le déclenchement du transport solide. Sumer et al. (2003) montrent qu'un générateur de turbulence augmente significativement le débit solide, tandis que Schmeeckle (2014) met en évidence que les *sweeps* facilitent l'infiltration du courant dans les interstices du lit, favorisant l'arrachement des particules. Ce phénomène est également lié à l'amplification locale de l'affouillement, la vorticité contribuant à augmenter la profondeur du lit en fonction de la taille des tourbillons (Auzerais, 2017; Devaux, 2018). Par ailleurs, la turbulence proche paroi est elle-même modifiée par la présence de particules en mouvement. Louvetel-Poilly (2008) montre que, dans un lit mobile, la fréquence des sweeps augmente, renforçant l'intensité des interactions entre les zones de fluide rapide et fluide lent. L'interaction des sédiments avec les éjections de fluide génère alors des structures fortement tourbillonnaires, capables d'accentuer l'érosion locale et de mettre en suspension davantage de particules qu'un fond fixe. Ce renforcement de l'activité turbulente accroît la traînée exercée sur les grains et intensifie le transport solide. Par ailleurs, les observations de Hu et al. (2021) indiquent que la présence de particules tend à inhiber la formation de grands tourbillons cohérents, tout en favorisant la génération de multiples petits tourbillons en proche paroi (cf figure I-11). Cette modification du nombre de structures tourbillonnaires influence directement la répartition de l'énergie turbulente et les mécanismes de mise en mouvement des sédiments.

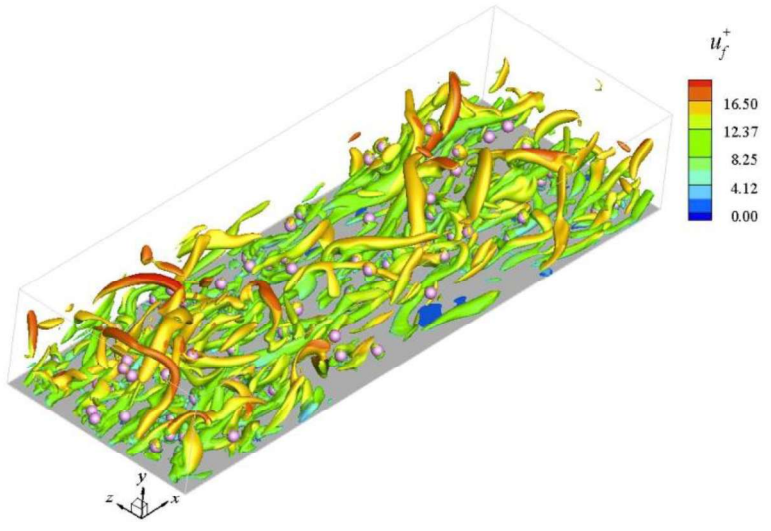


Fig. I-11 Visualisation des structures tourbillonnaires générées par l'interaction entre les sédiments et le fluide à l'aide du critère Q et colorées selon la vitesse longitudinale du fluide (Hu et al., 2021)

Ces phénomènes illustrent la complexité des interactions fluide-sédiment impliquées dans le transport sédimentaire et la détermination des seuils de mise en mouvement. Les interactions non linéaires entre les paramètres hydrodynamiques et l'hétérogénéité des propriétés des particules entraînent des comportements spécifiques et difficiles à prévoir.

Cette complexité justifie le recours à des approches globales pour modéliser les processus en jeu.

I.2.2 Définition du seuil de mise en mouvement

La mise en mouvement d'une particule sédimentaire peut être appréhendée, d'un point de vue mécanique, comme la rupture d'un équilibre de forces agissant à l'échelle du grain (White, 1940; Dey & Ali, 2017). Bien que les configurations exactes de ce système varient selon les auteurs et les objectifs de l'analyse, certains termes reviennent systématiquement : la traînée et la portance, exercées par l'écoulement ; le poids immergé du grain, résultant de la poussée d'Archimède ; et la friction intergranulaire, qui oppose une résistance au mouvement. Tant que les forces hydrodynamiques ne surpassent pas les forces stabilisatrices, la particule reste immobile. Le seuil de mise en mouvement correspond ainsi au moment critique où cet équilibre est rompu, marquant l'initiation du transport. La définition d'un seuil universel reste toutefois difficile, car celui-ci dépend d'un ensemble complexe de facteurs, tels que l'exposition et la configuration spatiale des grains, la rugosité du lit (Vázquez-Tarrío et al., 2024) mais aussi les caractéristiques de l'écoulement, notamment la variabilité spatio-temporelle des vitesses (Alexander & Cooker, 2016). Or, l'initiation du mouvement ne conduit pas nécessairement à un transport effectif. Certaines particules peuvent être brièvement déplacées sans parcourir une distance significative, comme lors de réorganisations locales ou de vibration des particules. Cette observation, largement discutée par Buffington & Montgomery (1997), distingue le seuil « *incipient motion* », correspondant à l'initiation du mouvement, du seuil de transport effectif, défini par un déplacement net et mesurable. Cette distinction souligne l'importance du critère et de la méthode pour identifier le seuil de mobilité, qui peut influencer l'estimation des conditions critiques de transport (Perret et al., 2023). Ce paramètre reste néanmoins particulièrement délicat à déterminer, car les critères utilisés — fondés soit sur le débit solide Q_s, soit sur des observations visuelles — diffèrent sensiblement et ne sont pas toujours équivalents, entraînant une forte dispersion des valeurs obtenues. Par ailleurs, le seuil de mise en mouvement résulte non seulement du cisaillement moyen exercé par le fluide, mais également de ses fluctuations instantanées, ce qui complique davantage l'estimation d'un seuil global (Pähtz et al., 2020).

C'est dans cette perspective de recherche d'un seuil critique que s'inscrit le diagramme empirique de Hjulström (1935) (cf figure I-12-a), l'un des premiers outils conçus pour représenter la relation entre la taille des particules et la vitesse d'écoulement nécessaire à leur mise en mouvement. Ce diagramme identifie trois régimes distincts — érosion, transport et sédimentation — et fournit une première représentation synthétique du lien entre granulométrie et vitesses critiques d'écoulement. Toutefois, ce modèle présente plusieurs limites car il ne prend ni en compte les contraintes exercées sur le fond, ni les caractéristiques physiques des particules. En particulier, pour des diamètres inférieurs à 60 µm (limons, argiles), les interactions physico-chimiques favorisent des phénomènes d'agglomération ou de floculation, favorisant la cohésion des sédiments fins et rendant leur mobilisation plus difficile. À l'inverse, les particules grossières (sables, graviers), peu influencées par ces interactions, réagissent essentiellement sous l'effet de leur inertie et de leur interaction mécanique avec le lit. Pour pallier ces limites, Shields (1936) propose un modèle empirique fondé sur de nombreuses campagnes expérimentales en laboratoire. Il introduit un critère adimensionnel, le nombre de Shields θ, qui quantifie le seuil de mise en mouvement en comparant la contrainte de cisaillement τ exercée par l'écoulement à la force gravitaire réduite responsable du maintien du grain en place :

$$\theta = \frac{\tau_0}{(\rho_s - \rho_{eau})\, g\, d} \qquad \text{I-24}$$

Où ρ_s représente la masse volumique du sédiment, d le diamètre du grain et τ_0 la contrainte de cisaillement sur le fond.

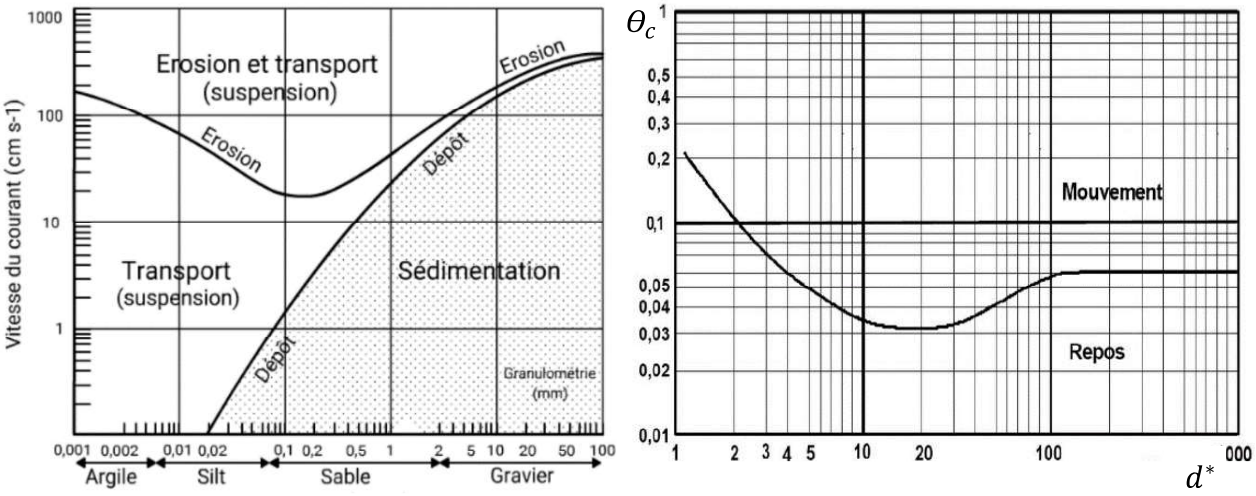


Fig. I-12 Diagrammes de mise en mouvement des sédiments : a) Diagramme de Hjulström (issue de Johannot, 2021), b) diagramme de Shields (issue Jodeau, 2007)

Cette formulation permet de définir une valeur critique θ_c marquant la transition entre l'immobilité et la mise en mouvement des sédiments (cf figure I-12-b) :

- Si $\theta < \theta_c$, les efforts hydrodynamiques sont insuffisants pour mobiliser les grains et le lit reste stable
- Si $\theta = \theta_c$, les particules atteignent leur seuil de mise en mouvement et une première mobilisation apparaît
- Si $\theta > \theta_c$, les sédiments sont transportés

Pour faciliter l'application de cette approche, Yalin (1972) propose d'introduire un diamètre adimensionné des particules d^* :

$$d^* = d\left(\frac{g\,(\rho_s - \rho_{eau})}{\rho_{eau}\,\nu^2}\right)^{1/3} \qquad \text{I-25}$$

Cette expression permet de relier de manière plus directe les caractéristiques physiques du grain et du fluide aux conditions critiques de mise en mouvement. Elle constitue la base de nombreuses relations empiriques visant à déterminer le nombre de Shields critique θ_c à partir de d^* :

Auteur, Année	Critère de Shield critique θ_c
Yalin (1972)	$0.22d^{*-0.9} + 0.06\left(10^{-7.7d^{*-0.9}}\right)$ **I-26**
Brownlie (1981)	$0.22d^{*-0.9} + 0.06\left(e^{-17.77d^{*-0.9}}\right)$ **I-27**

Soulsby & Whitehouse (1997)	$\frac{0.3}{1+1.2d^*} + 0.055\left(1 - e^{-0.02d^*}\right)$	I-28
Parker et al. (2003)	$\frac{1}{2}\left(0.22d^{*-0.9} + 0.06\left(10^{-7.7d^{*-0.9}}\right)\right)$	I-29

Tableau I-2 Synthèse des relations empiriques permettant d'estimer le nombre de Shields critique θ_c à partir du diamètre adimensionné des particules d^*

Cependant, ces formules ne prennent pas en compte certains facteurs, comme la forme des grains (sphériques, ellipsoïdes, lamellaires…) ou les interactions entre particules au sein des lits granulaires naturels. Or, ces facteurs peuvent exercer une influence non-négligeable sur les modalités de transport. Par exemple, la géométrie des sédiments conditionne leur comportement mécanique. Les grains sphériques tendent à se mettre en mouvement par roulement, tandis que les particules plus aplaties se déplacent plutôt par glissement. Cette différence de mode de déplacement modifie directement la valeur de la contrainte critique nécessaire à l'initiation du transport (Miedema, 2010). Les formules usuelles de θ_c, établies dans des configurations idéalisées, montrent d'ailleurs une meilleure concordance avec les observations lorsque les particules se déplacent par glissement collectif, en amas. À l'inverse, les grains isolés et exposés au courant peuvent entrer en mouvement (souvent par roulement) à des seuils bien inférieurs aux valeurs prédites par le diagramme de Shields.

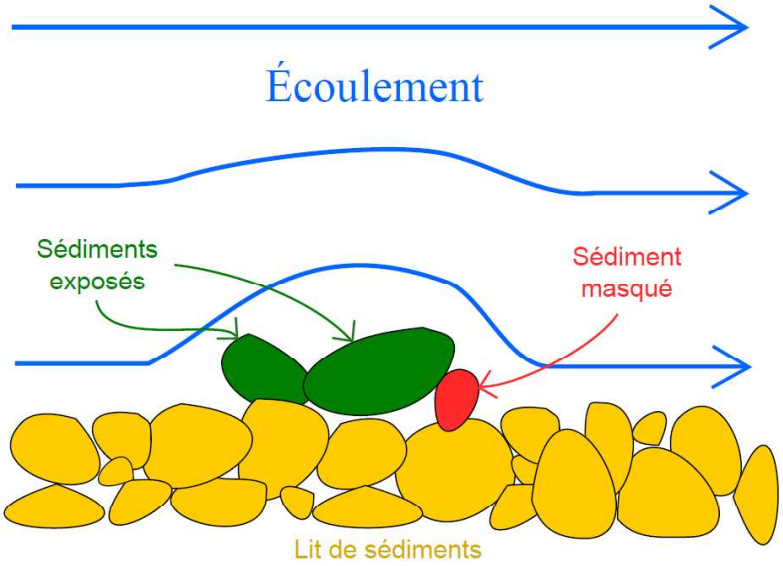


Fig. I-13 Représentation schématique du phénomène de masquage/exposition (issue de Auzerais, 2017)

Au-delà de leur forme, les grains interagissent entre eux au sein du lit, ce qui influence à la fois le tri granulométrique, la porosité du lit, mais aussi le phénomène masquage/exposition vis-à-vis de l'écoulement (cf figure I-13). Une particule masquée, encastrée entre des grains plus gros ou nichée dans une dépression du lit, sera protégée des sollicitations hydrodynamiques, ce qui retarde sa mise en mouvement. À l'inverse, un grain exposé, dépassant du plan moyen du lit, sera mobilisé plus facilement. Ce mécanisme a été formalisé par Einstein (1950) à travers un facteur correctif ξ_i, exprimant l'écart de la fraction granulométrique D_i et celui de la fraction médiane du lit D_{50} :

$$\xi_i = \left(\frac{D_i}{D_{50}}\right)^{-\lambda} \quad \text{I-30}$$

Le paramètre λ dépend de la dispersion granulométrique du lit. Pour des sédiments unimodaux ou faiblement bimodaux, Shvidchenko et al. (2001) proposent une formulation empirique basée sur le rapport D_{84}/D_{16} :

$$\lambda = 2\left(\frac{D_{84}}{D_{16}}\right)^{-0.05}[0.049\log(D_{50})^3 - 0.026\log(D_{50})^2 + 0.33\log(D_{50}) + 1.20] - 1.4 \quad \text{I-31}$$

Le critère de masquage est essentiel pour améliorer la prédiction de la mise en mouvement des sédiments, notamment dans le cas de mélanges multimodaux, et constitue un ajustement nécessaire pour affiner les formules de transport (McCarron et al., 2019). En effet, de petits grains piégés dans les interstices du lit voient leur mise en mouvement considérablement retardée. À l'inverse, lorsque ces mêmes particules se regroupent à la surface et dépassent la hauteur moyenne des rugosités, elles deviennent davantage exposées à l'écoulement et sont donc plus susceptibles d'être arrachées (Houssais & Lajeunesse, 2012). Par ailleurs, des études récentes mettent en évidence l'importance du principe de masquage pour le maintien des apports sédimentaires nécessaires à la reproduction des salmonidés (Lupinski et al., 2025).

I.2.3 Lois de transport

Sur la base des définitions relatives à la mise en mouvement des sédiments, l'évaluation du débit solide massique Q_s par unité de largeur b repose souvent sur la connaissance de la contrainte de mise en mouvement des sédiments. Parmi les formulations historiques, la loi empirique de Meyer-Peter & Müller (1948), exprime le débit solide en fonction du nombre de Shields θ et du nombre de Shields critique θ_c . Dans sa forme adimensionnée Q_s^*, selon la définition proposée par Einstein (1950), elle s'écrit :

$$Q_s^* = 8(\theta - \theta_c)^{3/2} \quad avec \quad Q_s^* = \left(\frac{Q_s}{b\,\rho_s\sqrt{d^3\,\frac{(\rho_s - \rho_{eau})\,g}{\rho_{eau}}}}\right) \quad \text{I-32}$$

Par la suite, de nombreux modèles empiriques ont été proposés afin de mieux représenter les résultats expérimentaux. Le site BedloadWeb (Recking, 2022) recense plus de 11 990 mesures de transport sédimentaire, provenant de 120 sites différents, et propose une synthèse comparative des principales formulations disponibles dans la littérature. Par exemple, les données issues de la rivière Goodwin Creek (représentées par des croix rouges) (Kuhnle, 1992) permettent de visualiser les écarts entre les modèles empiriques concernant la relation entre le nombre de Shields et le débit solide adimensionné (cf. figure I-14).

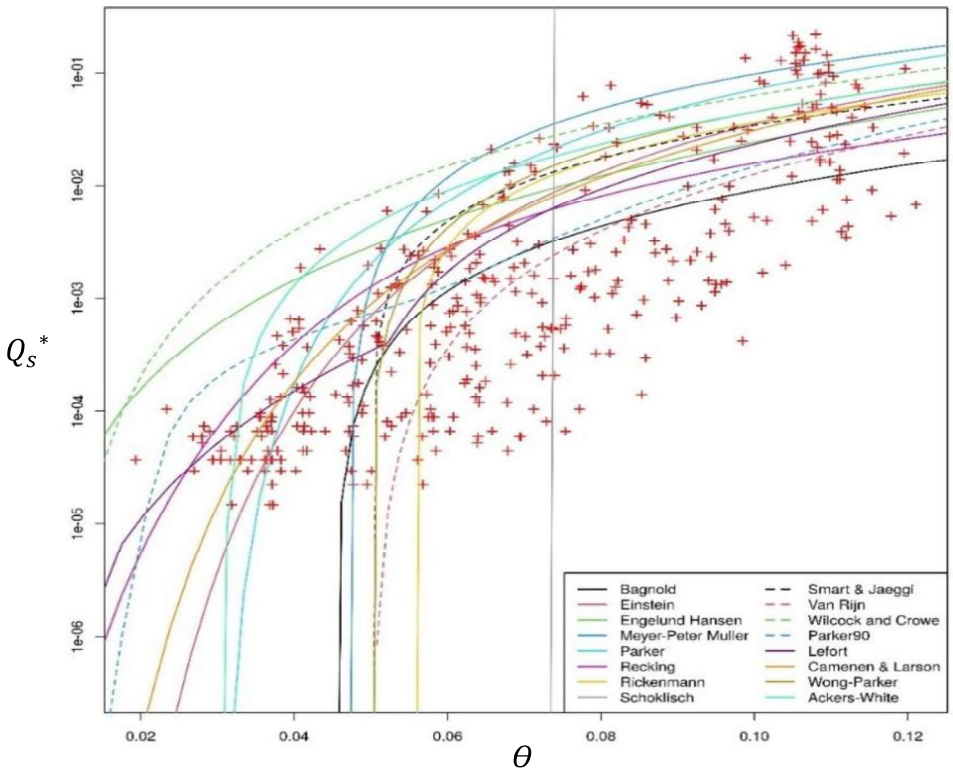


Fig. I-14 Modélisation du débit solide de la rivière Goodwin Creek (Recking, 2022)

Ces différences entre les modèles peuvent s'expliquer par plusieurs facteurs méthodologiques. Chaque loi de transport possède en effet un domaine de validité spécifique, directement lié au contexte expérimental ou naturel dans lequel elle a été élaborée. Les formules classiques, telles que l'équation de Meyer-Peter & Müller (1948), ont été développées à partir de conditions simplifiées en laboratoire (lits réguliers, écoulements uniformes, granulométrie unimodale et écoulement permanent). Leur application à des contextes naturels complexes peut donc introduire des biais significatifs. À l'inverse, des approches plus récentes comme celle de Recking (2013), reposent sur des bases de données issues d'observations de terrain, couvrant une large gamme de conditions hydromorphologiques (rivières de montagne, fortes pentes, lits hétérogènes). Ces modèles offrent généralement une meilleure représentativité des processus fluviaux réels, mais peuvent s'avérer moins précis lorsqu'ils sont appliqués à des situations expérimentales contrôlées. Par ailleurs, les hypothèses de modélisation influencent les formules empiriques. L'inclusion ou non de phénomènes tels que le masquage ou l'entraînement par effet de masse peut modifier le transport des sédiments, en particulier en fonction de leur distribution granulométrique (McCarron et al., 2019). De même, les caractéristiques des sites de calibration comme le type de rivière et la saisonnalité (Misset et al., 2019) compliquent parfois la généralisation des résultats à d'autres contextes. Enfin, des incertitudes importantes persistent dans les données de terrain, liées aux méthodes de mesure employées pour quantifier le transport sédimentaire — telles que la faible efficacité des pièges à sédiments (Engel & Lau, 1980) — et à leur utilisation pour la validation des modèles. Pour évaluer l'efficacité de chaque modèle dans la prédiction du transport sédimentaire, il est courant de comparer les débits solides calculés avec ceux mesurés sur le terrain. Le site Bedloadweb (Recking, 2022) permet de comparer les prédictions des modèles aux mesures de terrain en évaluant la proportion de mesures pour lesquelles l'écart entre le modèle et les observations est inférieur à un seuil donné. Ce calcul s'appuie sur l'ensemble des données de terrain disponibles dans la base de données (cf figure I-15).

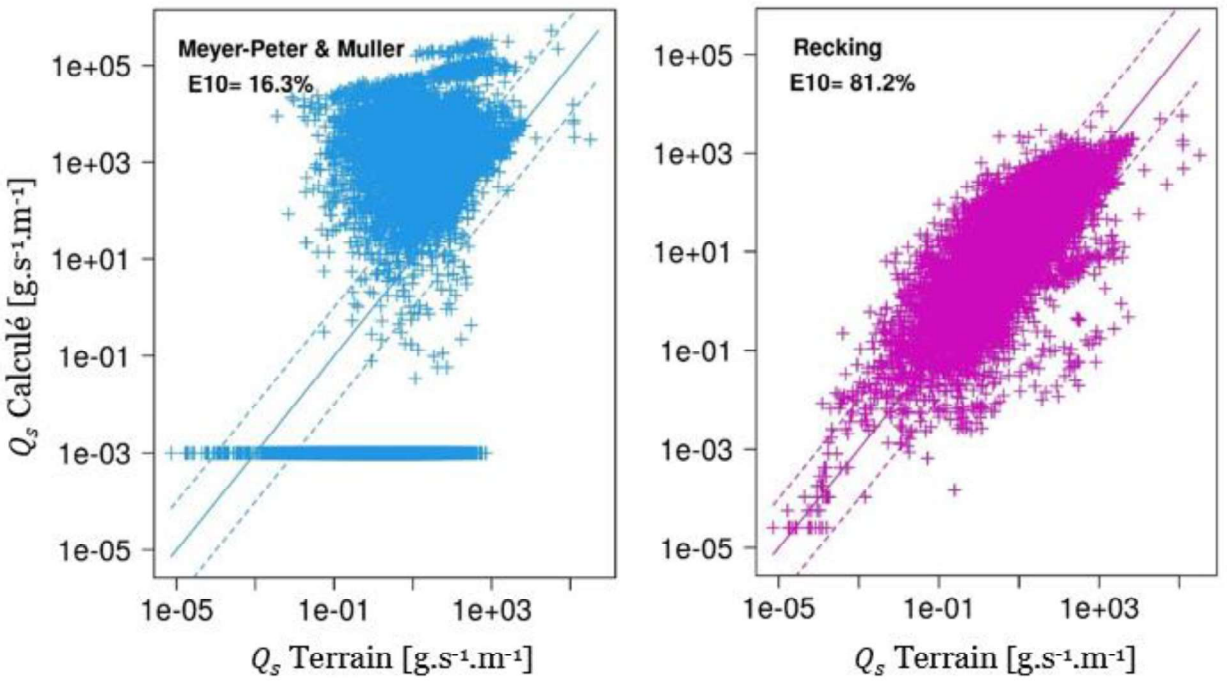


Fig. I-15 Comparaison des performances des formules de Meyer-Peter & Müller et de Recking à partir des données de la base BedloadWeb (Recking, 2022)

Modèles	$E_2(\%)$	$E_5(\%)$	$E_{10}(\%)$
White (1940)	12,3	22,5	27,8
Meyer-Peter & Müller (1948)	3,7	11,9	16,3
Einstein (1950)	14,4	31,4	41,4
Schocklitsch (1962)	5,8	13,4	16,0
Engelund & Hansen (1967)	11,4	25,7	38,9
Parker (1979)	7,2	20,3	28,1
Bagnold (1980)	10,7	22,6	28,3
Smart & Jaeggi (1983)	9,1	16,3	19,4
Van Rijn (1984)	8,7	17,1	23,9
Parker (1990)	16,6	33,0	43,2
Rickenmann (1991)	9,0	15,6	18,3
Wilcock & Crowe (2003)	15,2	28,4	36,2
Camenen & Larson (2005)	12,5	31,7	43,4
Wong and Parker (2006)	9,1	16,1	19,8
Lefort (2007)	32,8	63,1	76,9
Recking (2013)	35,9	67,9	81,2

Tableau I-3 Pourcentage de mesures pour lesquelles l'écart entre modèle et observations est inférieur à un seuil donné

Avec E_2, E_5, E_{10} représentant respectivement le pourcentage de mesures dont l'écart par rapport aux valeurs calculées est inférieur à 2%, 5% et 10%.

L'analyse des taux de correspondance (cf. tableau I-3) révèle des écarts entre les performances des modèles empiriques de prédiction du transport sédimentaire en milieu naturel. Les résultats indiquent que les formules historiques, telles que celle de Meyer-Peter & Müller (1948), présentent des performances limitées, avec seulement 16,3 % des valeurs situées dans une marge d'erreur de 10 % (E_{10}=16,3 %), soit moins d'une mesure sur six. Néanmoins, cette formule a longtemps été privilégiée en ingénierie fluviale, en raison de sa tendance à surestimer le débit solide, ce qui permet de réduire les risques de sous-dimensionnement des ouvrages (cf. figure I-15). À l'inverse, certains modèles plus récents, tels que ceux de Recking (2013) et Lefort (2007), présentent une meilleure adéquation aux données de terrain, avec des E_{10} de l'ordre de 80 % et des E_2 proches de 30 %. Ces résultats traduisent une plus grande fiabilité dans des contextes hydromorphologiques complexes. La formule de Recking, par exemple, repose sur une approche semi-empirique qui intègre la morphologie du lit à travers le paramètre C (Recking et al., 2016), ce qui permet de mieux représenter les hétérogénéités granulométriques naturelles et la dynamique réelle du charriage.

$$Q_s{}^* = 14\left(\frac{{\theta_c}^{2.5}}{1+\left(\frac{C}{\theta_c}\right)^4}\right) \qquad \textbf{I-33}$$

Toutefois, les auteurs soulignent que cette formule, bien qu'efficace pour les rivières naturelles, reste moins adaptée aux conditions de laboratoire, où les écoulements sont plus simples et les lits plus réguliers. Pour pallier cette limitation, une version spécifique de la formule a été développée pour les canaux expérimentaux :

$$Q_s{}^* = 14\left(\frac{{\theta_c}^{2.5}}{1+\left(\frac{0{,}26\, I^{0.3}}{\theta_c}\right)^{10}}\right) \qquad \textbf{I-34}$$

Malgré ses bonnes performances globales, la formule de Recking tend à sous-estimer le transport solide (cf. figure I-15). Cette sous-estimation peut s'expliquer par l'absence de certains facteurs dynamiques dans le modèle, tels que les effets transitoires, la cohésion des sédiments fins ou encore l'influence de la végétation sur la structure de l'écoulement. En dépit de ces limites, la formule demeure relativement fiable pour prédire le débit solide en conditions stationnaires dans les rivières naturelles. Toutefois, ces observations soulèvent la question de sa validité (et, plus largement, celle des lois empiriques) dans des contextes instationnaires, où le système fluvial est soumis à des variations rapides des contraintes de cisaillement, par exemple lors des crues.

I.2.4 Transport d'un "tas" isolé

Dans cette thèse, l'attention est portée sur l'étude de la stabilité d'un dépôt de galets soumis à différents écoulements hydrodynamiques. Peu d'études se sont intéressées aux conditions de stabilité et au transport associé à ce type d'aménagement, ce qui limite la compréhension des mécanismes en jeu. Cependant, la morphologie de ce dépôt peut être rapprochée de celle d'une dune isolée soumise à l'écoulement, largement étudiée dans la

littérature. Cette analogie permet de s'appuyer sur les connaissances existantes tout en explorant un contexte spécifique lié à la restauration de frayères. L'étude de telles structures isolées offre un cadre pertinent pour caractériser les interactions entre le relief sédimentaire et les contraintes hydrodynamiques, sans l'influence de formes successives. Ces structures, fréquentes dans les lits sableux, traduisent une organisation spatiale du transport sédimentaire (cf. figure I-16) et modifient localement la morphologie du lit fluvial, influençant les caractéristiques de l'écoulement. Leur présence induit des variations de profondeur, de vitesse et de turbulence, qui rétroagissent sur le lit en modulant les contraintes de cisaillement ainsi que la dynamique sédimentaire (Doppler et al., 2004).

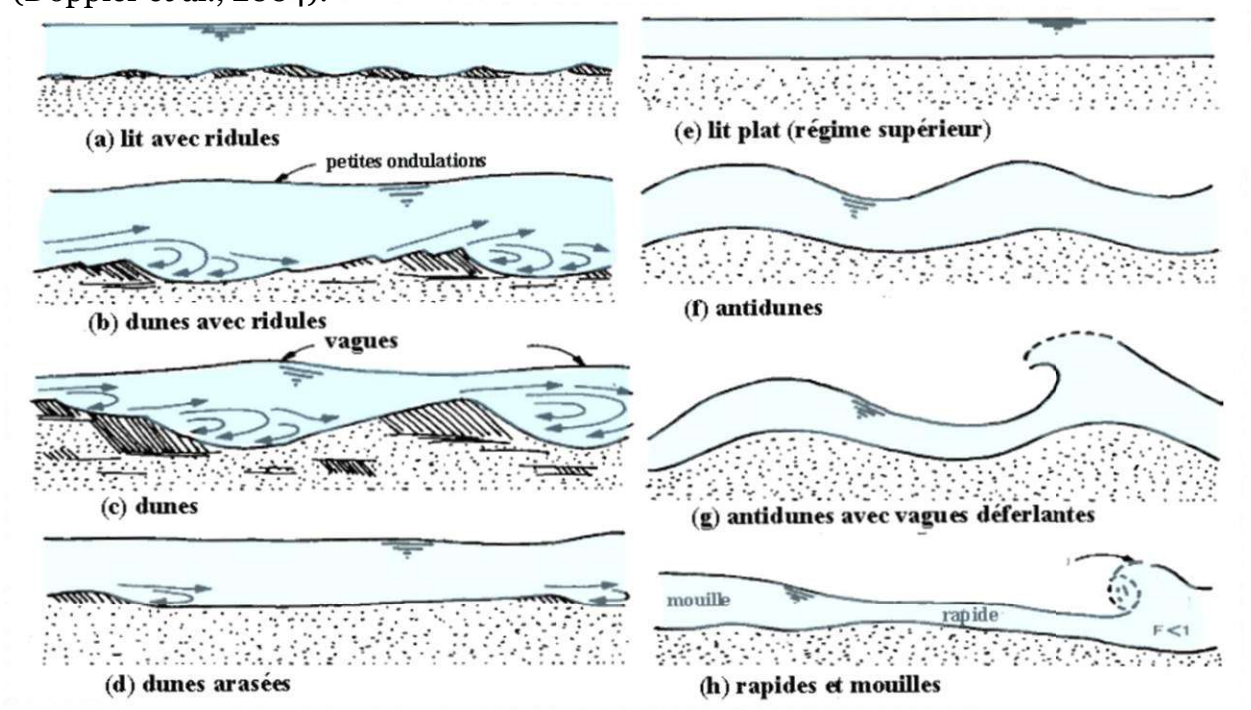


Fig. I-16 Exemples de morphologies de dunes et de dépôts sédimentaires (Ancey, 2016)

Face à l'importance de ces structures dans les processus de transport sédimentaire, de nombreux travaux se sont attachés à quantifier leurs interactions avec l'écoulement. L'étude expérimentale de dunes ou de tas sédimentaires isolés permet en particulier d'isoler les effets hydrodynamiques liés au relief. Les travaux de Kadota & Nezu (1999), ainsi que de Stoesser et al. (2008), ont montré que l'écoulement au-dessus de ces structures présente une séparation à la crête, suivie d'une zone de recirculation en aval. Cette zone, caractérisée par le développement de tourbillons se détachant progressivement dans le sillage (cf. figure I-17), influence la répartition des contraintes de cisaillement sur le lit.

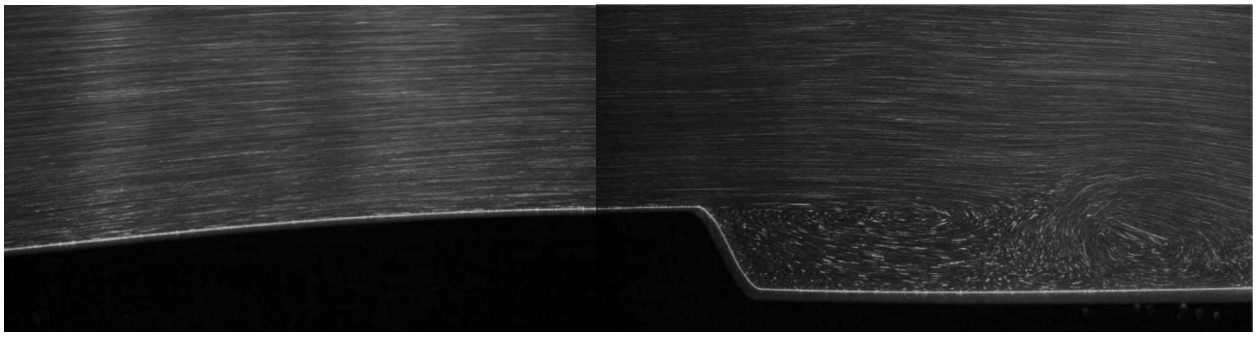


Fig. I-17 Écoulement autour d'une dune isolée (Hamidouche, 2013)

Ces observations influencent directement la stabilité et le déplacement des structures sédimentaires, notamment au niveau des crêtes de dunes, où les contraintes de cisaillement sont maximales. Cette intensification s'explique par l'exposition directe des sédiments à l'écoulement principal et par l'accélération du fluide liée à la réduction de profondeur en amont immédiat de la crête (Dyer, 1986). Les expériences de Hersen (2004) sur les barchanes aquatiques ont permis de montrer le rôle de l'accélération dans la dynamique des dunes, en particulier sur leur vitesse de migration et leur morphologie. En cas de mouvement fortement accéléré, les dunes perdent rapidement de la masse, diminuent en taille et migrent plus vite. À l'inverse, sous faible accélération, seuls les grains proches du sommet atteignent rapidement le seuil de mise en mouvement, provoquant un étalement progressif de la structure. Cette différence s'explique par l'existence de deux seuils distincts qui gouvernent la migration, l'un local étant associé à l'initiation du mouvement au sommet, l'autre global conditionnant la mobilité de l'ensemble de la dune. Ces observations soulignent que la stabilité des formes sédimentaires est liée à l'interaction entre le forçage hydrodynamique et le régime de transport. Dans cette continuité, les expériences menées par Hamidouche (2013) sur le transport d'un tas sédimentaire isolé ont permis de mieux comprendre les mécanismes de déplacement induits par l'écoulement. Le suivi topographique montre que les particules, initialement mobilisées par roulement ou glissement depuis le pied du tas, migrent progressivement vers la crête, où une saturation s'installe. Une fois le sommet atteint, elles sont redéposées par avalanche sur la face aval (cf. figure I-18), entraînant un déplacement net de la structure dans le sens de l'écoulement tout en conservant une forme globalement stable. Lorsque l'intensité de l'écoulement dépasse un certain seuil, le cisaillement reste suffisant pour mobiliser les particules sans les mettre en suspension, favorisant ainsi un transport par roulement.

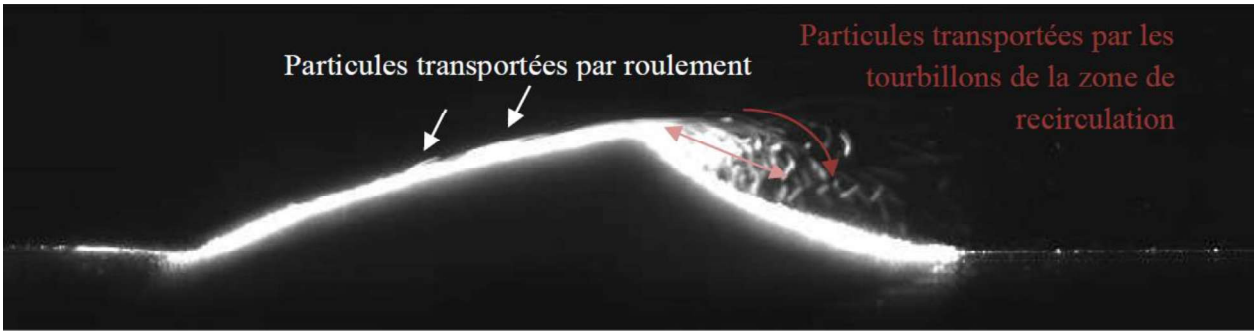


Fig. I-18 Mécanismes de déplacement des grains sur une dune (Hamidouche, 2013)

Les résultats obtenus sous différentes conditions d'écoulement ont permis d'identifier trois régimes de déformation distincts : un déplacement lent et rigide pour de faibles contraintes, un aplatissement progressif sous contrainte modérée, et une dispersion rapide lorsque la contrainte dépasse un seuil critique. Ces observations rejoignent celles de Franklin & Charru (2011), qui montrent une forte dépendance de la vitesse de migration au rapport entre la contrainte de cisaillement et le seuil de mise en mouvement. Ce phénomène tend à intensifier le forçage hydrodynamique sur la face amont de la structure, accentuant l'érosion et le transfert sédimentaire vers la crête. Il en résulte un accroissement du déplacement des particules, ainsi qu'un décrochement facilité, participant activement à l'évolution morphologique de la ride ou de la dune. Cette dynamique a conduit à la formulation de critères définissant les conditions de stabilité et de disparition de ces structures, en particulier à travers le paramètre critique de Shields, qui permet de délimiter leur domaine d'existence (Camenen, 2009).

Dans le prolongement de ces résultats, les travaux de Terwisscha van Scheltinga et al. (2022) ont étudié l'impact de la morphologie des dunes sur leur dynamique sédimentaire. L'étude montre que les dunes à crêtes abruptes présentent une évolution marquée par une forte dispersion spatiale, mais également par une accélération plus importante de leur migration. Cette dynamique s'explique par de multiples variations locales de l'écoulement, directement induites par la géométrie des formes de lit. Les dunes longues ou à fortes pentes provoquent une accélération plus marquée de l'écoulement que les dunes plus petites. Néanmoins, à accélération équivalente, les dunes abruptes — bien que plus courtes — se distinguent par un taux de transport sédimentaire nettement plus élevé, révélant une réponse plus intense aux sollicitations hydrodynamiques. Cette variabilité des régimes de transport a été approfondie par les simulations numériques de Sun et al. (2018), combinant modélisation *Large Eddy Simulation* (LES) et *Discrete Element Method* (DEM), qui mettent en évidence une transition vers un régime dominé par la suspension lorsque la longueur de saut des particules dépasse la longueur d'onde des formes de lit. Ce basculement traduit une évolution vers un transport plus dispersif, déclenché dès lors que les contraintes de cisaillement dépassent un seuil critique, favorisant le lessivage des structures sédimentaires.

L'ensemble de ces observations montre que la stabilité et le déplacement des structures sédimentaires dépendent fortement de leur morphologie, avec des régimes distincts de migration et de dispersion. Elles soulignent également l'importance des variations locales de l'écoulement sur le transport sédimentaire et la pérennité des formes de lit. Par ailleurs, l'organisation du transport ne dépend pas uniquement des caractéristiques géométriques du lit, mais est également très sensible aux conditions hydrodynamiques transitoires. Ces constats motivent l'analyse approfondie des effets des variations de débit sur le transport sédimentaire, afin d'identifier l'influence des fluctuations hydrauliques sur la mobilisation et le déplacement des sédiments.

I.3 Influence des variations de débit sur le transport sédimentaire

Dans les rivières naturelles, les écoulements sont rarement stationnaires et diffèrent de ceux observés en conditions permanentes. Le débit varie continuellement, générant des fluctuations hydrologiques traduites par des hydrogrammes. La forme asymétrique de ces derniers induit des variations non linéaires et transitoires des contraintes de cisaillement, susceptibles de provoquer une mise en mouvement précoce ou différée des sédiments par rapport aux prédictions des approches traditionnelles basées sur des régimes constants. Ces variations ont une influence directe sur les processus d'érosion, de dépôt et de transport des particules, comme le soulignent les travaux de Mrokowska et al. (2018). Dans ce contexte, l'étude d'Alexander & Cooker (2016) sur le déplacement de blocs pendant les crues éclairs introduit la notion de force impulsive, résultant des fluctuations rapides de la vitesse dans l'écoulement. Lors de ces événements intenses, lorsqu'un front de crue entre en contact avec un bloc, l'accélération brutale du fluide autour de ce dernier engendre une perte locale de quantité de mouvement, convertie en une poussée nette exercée sur le bloc (cf figure I-19).

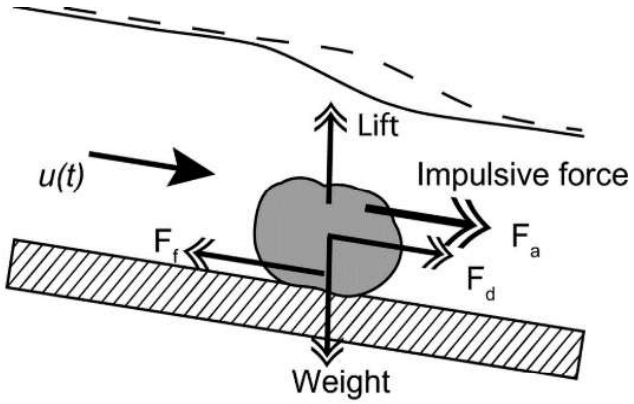


Fig. I-19 Effet d'une force impulsive dans la mobilisation de blocs au cours de crues (Alexander & Cooker 2016)

Cette force impulsive est directement liée à la notion de masse ajoutée, qui reflète le fait qu'un corps immergé entraîne avec lui une portion du fluide environnant lors d'un mouvement ou d'une interaction transitoire. Dans des situations extrêmes, cette masse d'eau accélérée autour de l'obstacle peut générer une poussée suffisante pour provoquer son déplacement, même si la contrainte de cisaillement moyenne reste inférieure au seuil critique défini en régime stationnaire. Ce mécanisme contribue à expliquer, au moins en partie, les taux exceptionnellement élevés de charriage ou les mouvements de galets et de blocs observés lors de certaines crues torrentielles (Cohen & Laronne, 2005). Le lien entre la variabilité du débit solide et liquide, souvent difficile à capturer avec des dispositifs de mesure classiques, a notamment été illustré lors des lahars du Semeru (Doyle et al., 2011). Ces événements montrent que des sursauts instantanés de débit, survenant à des intervalles de 6 à 600 secondes, sont associés à des pics de transport sédimentaire liés à des phases successives d'enrichissement sédimentaire et de dilution rapide des sédiments dans l'écoulement. Ces observations traduisent une dynamique fortement transitoire, dans laquelle le transport sédimentaire est davantage contrôlé par les différentes accélérations que par les vitesses moyennes.

Afin de pallier les limites des approches théoriques et des mesures de terrain, de nombreuses études expérimentales en laboratoire ont été développées pour mieux comprendre les mécanismes de transport sédimentaire sous des régimes de débit instationnaires, que ce soit lors de crues exceptionnelles ou d'événements hydrologiques plus fréquents (crues décennales, lâchers de barrage, éclusées, etc.). Les progrès récents en matière d'instrumentation et de techniques de mesure permettent désormais de réaliser des expérimentations de plus en plus sophistiquées (Yager et al., 2015), capables de répondre à ces problématiques de recherche complexes. Par exemple, les expériences menées par Karimaee Tabarestani & Zarrati (2014) ont montré que la contrainte de cisaillement moyenne au fond est plus élevée lors de la phase de montée d'un hydrogramme que lors de sa phase de descente, entraînant une intensification du transport sédimentaire pendant la montée, ce qui correspond aux observations de terrain. Il a également été démontré que le rendement sédimentaire total pouvait être jusqu'à dix fois supérieur sous un hydrogramme de forme naturelle par rapport à un écoulement permanent équivalent (Wang et al., 2015). Des observations similaires ont été établies pour des mélanges bimodaux (composés de deux tailles de sédiments prédominantes), dans lesquels les événements instationnaires favorisent davantage la mobilisation des sédiments grossiers (Li et al., 2018).

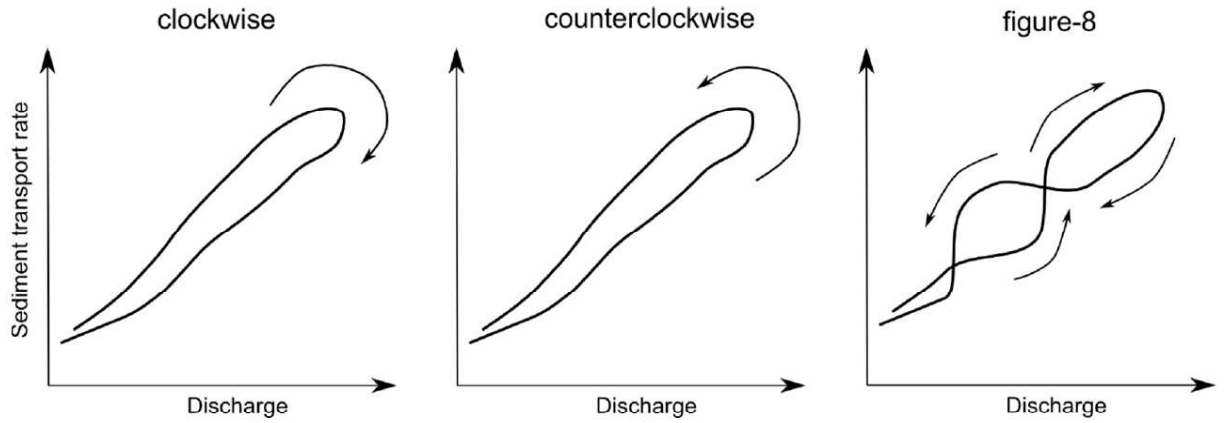


Fig. I-20 Types d'hystérésis du transport sédimentaire selon la variation du débit solide par rapport au débit liquide (Mrokowska & Rowiński, 2019)

Ces variations non uniformes du transport sédimentaire au cours d'un épisode de crue ont été largement documentées dans la littérature. De nombreuses études ont mis en évidence que le taux de charriage évolue de manière significative au cours de la propagation d'une onde de crue, donnant lieu à des phénomènes d'hystérésis entre le débit et le volume de sédiment transporté. Ce comportement se traduit par un décalage temporel entre les pics de débit et de transport solide (Mrokowska & Rowiński, 2019). Deux formes principales peuvent être distinguées : une hystérésis horaire, dans laquelle le pic de transport sédimentaire précède celui du débit, et une hystérésis antihoraire, où le pic de débit survient en premier (cf figure I-20). Des boucles plus complexes, en forme de "8", ont également été observées en laboratoire et en conditions naturelles, suggérant des dynamiques multiples et variables selon les configurations expérimentales.

Ces comportements sont fortement influencés par plusieurs facteurs, notamment la disponibilité en sédiments, la structure de la surface du lit, l'organisation granulométrique des matériaux (Gunsolus & Binns, 2018), ainsi que la forme et la magnitude de l'hydrogramme (Redolfi et al., 2018) . Par exemple, une hystérésis horaire est souvent observée lorsque le lit est composé de matériaux grossiers non consolidés, tandis qu'une hystérésis antihoraire tend à apparaître lorsque le lit initial est pavé, nécessitant un certain temps pour que le charriage se déclenche durant la phase de décrue. De plus, des études sur des sédiments multimodaux (Waters & Curran, 2015) ont révélé un phénomène d'hystérésis fractionnaire, dans lequel les sédiments fins sont majoritairement transportés en phase montante, et les sédiments grossiers en phase descendante. D'autres études confortent ce phénomène en observant un tamisage cinématique (Mao, 2018) réduisant la disponibilité des grains fins et déstabilisant les sédiments grossiers lors de la réorganisation du lit. À l'inverse, Phillips et al. (2018) ont réalisé une expérience étudiant le mouvement d'un sédiment unimodal au cours d'une succession d'hydrogrammes et n'ont pas observé de différence de transport au cours du temps. Ce résultat indique que la granulométrie sédimentaire semble être un facteur contribuant au type d'hystérésis et de transport au sein des systèmes fluviaux. Par ailleurs, l'alimentation sédimentaire au cours de la crue influe sur la dynamique sédimentaire, ce qui pourrait expliquer les différences observées entre les types d'hystérésis.

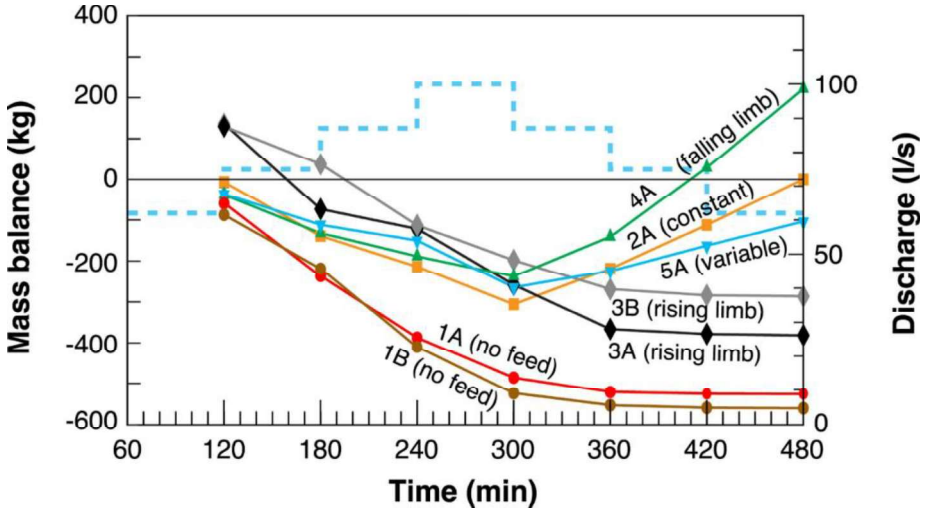


Fig. I-21 Bilan de masse du transport du charriage calculé pour chaque étape de l'écoulement en fonction de l'apport de sédiment (Hassan et al., 2023)

En effet, les travaux récents de Hassan et al. (2023) ont montré que la synchronisation temporelle de l'apport sédimentaire durant un événement de crue est important dans la dynamique du transport et dans l'évolution morphologique du lit (cf. figure I-21). Cette étude expérimentale, réalisée en canal sur un sédiment bimodal (granulométrie comprise entre 0,5 et 32 mm), a considéré cinq scénarios d'alimentation sédimentaire pour un hydrogramme symétrique en paliers :

- Aucune alimentation : 1A/1B
- Alimentation constante : 2A
- Alimentation durant la phase montante : 3A/3B
- Alimentation durant la phase descendante : 4A
- Alimentation variable : 5A (Débit d'alimentation pour 62, 75, 87 et 100 $l.s^{-1}$ est respectivement de 1 075, 1 600, 2 325 et 3 350 $g.min^{-1}.m^{-1}$)

Ces expériences entraînent des comportements très contrastés, bien que la masse totale de sédiments introduite reste constante (sauf 1A/1B). L'alimentation pendant la phase montante exerce un contrôle important sur le taux de transport, le rendement global en sédiments transportés ainsi que sur l'intensité du creusement du lit. Les résultats montrent que la majorité des scénarios engendrent une hystérésis horaire sur les taux de charriage, particulièrement marquée dans les cas 1A/1B et 2A, modérée dans les cas 3A/3B, et plus faible dans le cas 5A. En revanche, pour le scénario 4A, une forme en « 8 » apparaît, indiquant que l'apport de sédiments durant la phase descendante modifie significativement la forme de l'hystérésis. Sur le plan granulométrique, un affinement progressif du sédiment transporté est observé dans les cas 1A/1B, 2A et 3A/3B, accompagné d'une augmentation de la granulométrie de la surface du lit.

L'ensemble de ces observations remet en cause l'utilisation des formules traditionnelles de transport de sédiments pour estimer le débit solide au cours d'une crue. Certains auteurs comme Ahanger et al. (2008) ont tenté de développer des formulations empiriques permettant d'estimer le débit solide adimensionnel d'Einstein Q_s^* en distinguant explicitement les phases de montée et de décrue. Bien que cette formule ait été testée expérimentalement à l'aide de sédiments sableux et d'hydrogrammes triangulaires de différentes durées, elle reste difficilement généralisable et peu transposable à d'autres configurations expérimentales ou naturelles. C'est pourquoi, le paramètre d'instationnarité pourrait constituer un outil pertinent pour évaluer l'impact

du régime transitoire sur le transport de sédiments, bien qu'une certaine prudence soit requise en raison du nombre encore limité de données disponibles (De Sutter et al., 2001). Des recherches récentes se sont attachées à étudier l'influence de différents paramètres hydrologiques — notamment la pente de l'hydrogramme, sa durée, ou encore son asymétrie — sur la dynamique du transport sédimentaire en milieux multimodal (Wang et al., 2015; Phillips et al., 2018; Wang et al., 2021; Przyborowski et al., 2022; Bombar et al., 2023). Ces travaux montrent que, contrairement à la durée de l'hydrogramme, la pente de montée et la vitesse maximale influencent de manière non-négligeable la forme et l'intensité des hystérésis de transport. À titre d'exemple, la figure I-22b illustre que, pour un même débit maximum, le débit solide maximal est plus élevé pour un hydrogramme à pente abrupte que pour un hydrogramme plus long et progressif. De plus, un hydrogramme présentant le même temps de montée jusqu'au pic n'est pas forcément symétrique par rapport au débit maximal atteint.

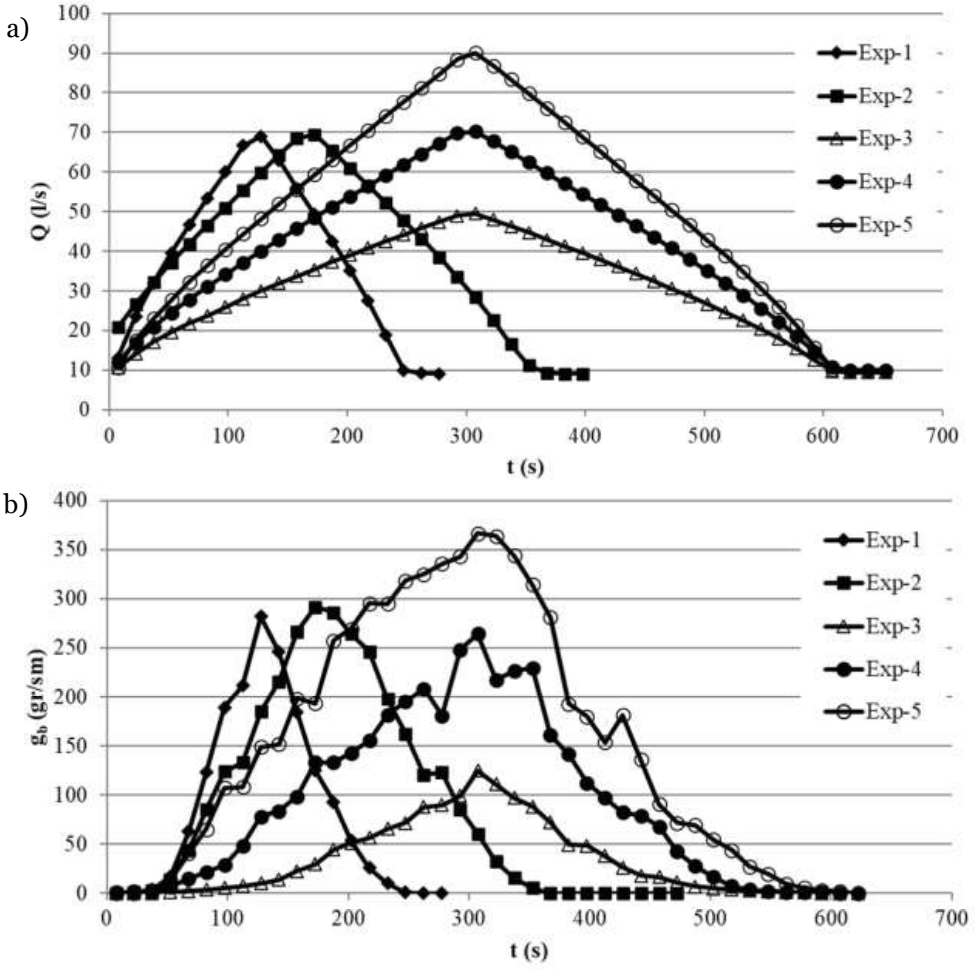


Fig. I-22 Influence des caractéristiques des hydrogrammes triangulaires sur la dynamique du transport : a) évolution du débit liquide, b) évolution du débit solide (Bombar et al., 2023)

Néanmoins, pour caractériser le transport sédimentaire en régime transitoire, l'étude de Bombar et al. 2023, appuyée par une comparaison avec plusieurs jeux de données issus de la littérature (Przyborowski et al., 2022; Qu, 2002; Wang et al., 2021), a montré que certains paramètres d'instationnarité classiques, tels que les équations I-21 (Lee et al., 2004) et I-19 (De Sutter et al., 2001) ne permettent pas de prédire de manière fiable le débit solide. Les corrélations observées entre ces paramètres et la masse totale de sédiment transporté W_s se sont révélées faibles, suggérant une interrelation peu significative. Cette observation remet en cause la pertinence de ces indicateurs dans l'estimation quantitative du transport sédimentaire sous conditions instationnaires.

Toutefois, l'équation I-24 (Bombar et al., 2011) a montré une capacité prédictive légèrement supérieure, bien que ses performances restent fortement influencées par la durée de l'hydrogramme. En revanche, l'étude souligne qu'un paramètre alternatif, l'indice du travail total de l'hydrogramme W_l, proposé par (Lee et al., 2004), permet de quantifier le potentiel énergétique cumulé de l'écoulement capable d'induire le transport sédimentaire. Ce paramètre combine la vitesse de cisaillement associée au débit de base u_{τ_b} avec le volume total d'eau $V_l = \int_{t_0}^{t_t} Q(t)dt$ du début de l'hydrogramme t_0 à la fin t_t, le tout normalisé par la largeur du canal b et la hauteur d'eau minimale h_b.

$$W_l = \left(\frac{{u_{\tau_b}}^2 V_l}{g\ b\ {h_b}^3}\right) \qquad \text{I-35}$$

Cet indice apparaît comme une approche plus fiable pour traduire les effets liés à l'instationnarité, avec des corrélations significatives observées entre W_l et la masse totale de sédiment transportée W_s, adimensionnée sous la formeW_s^*, indépendamment de la géométrie de l'hydrogramme (cf figure I-23) :

$$W_s^* = \left(\frac{W_s}{\rho_s\ b\ {D_{50}}^2}\right) \qquad \text{I-36}$$

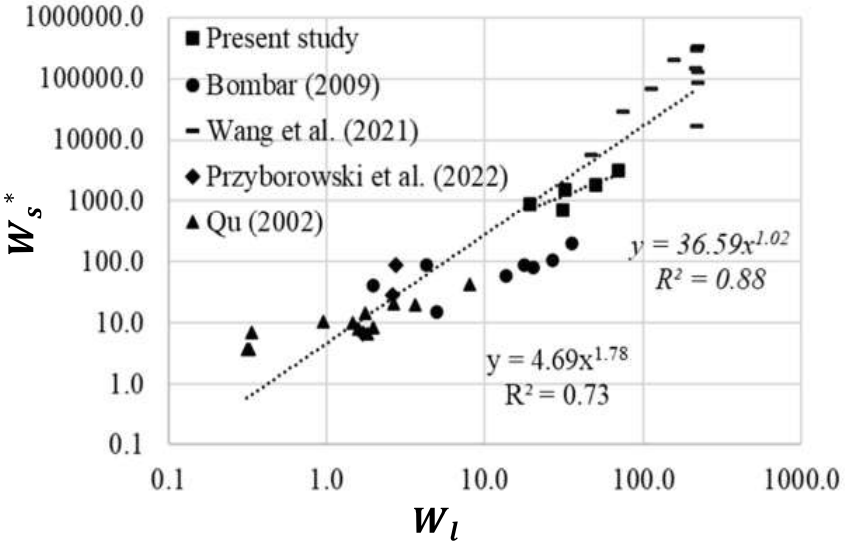


Fig. I-23 Variation de W_s^*par rapport au travail total de l'hydrogramme W_l (adapté de Bombar et al., 2023)

Dans la continuité de ces travaux expérimentaux, Wren et al. (2024) ont étudié l'impact de la durée de l'hydrogramme sur le transport sédimentaire et l'évolution de la topographie du lit, en utilisant des hydrogrammes asymétriques réalistes inspirés de données issues du bassin versant de Goodwin Creek (Mississippi). L'étude, menée en canal à lit mobile sableux (D_{50}= 0,43 mm), a comparé des hydrogrammes de durées allant de 1 à 6 heures. Les résultats montrent que, pour un débit de pointe constant, le débit sédimentaire maximal passe de 182 kg/h pour l'hydrogramme de 1 h à 524 kg/h pour celui de 6 h, soit près de trois fois plus. Cette observation souligne que la durée d'exposition n'a pas nécessairement un effet sur l'initiation du mouvement, mais influence fortement la quantité totale de sédiments transportés dès lors que le seuil de mise en mouvement est largement dépassé. En effet, une durée prolongée de l'hydrogramme favorise le développement de formes de lit plus marquées, ce qui augmente les contraintes de

cisaillement locales et renforce le transport sur l'ensemble de l'événement. Les vitesses de migration des rides dépendent fortement de la pente de montée de la crue, avec des hydrogrammes courts provoquant des pics de migration plus élevés et des hydrogrammes plus longs entraînant une migration plus lente et régulière (cf. figure I-24).

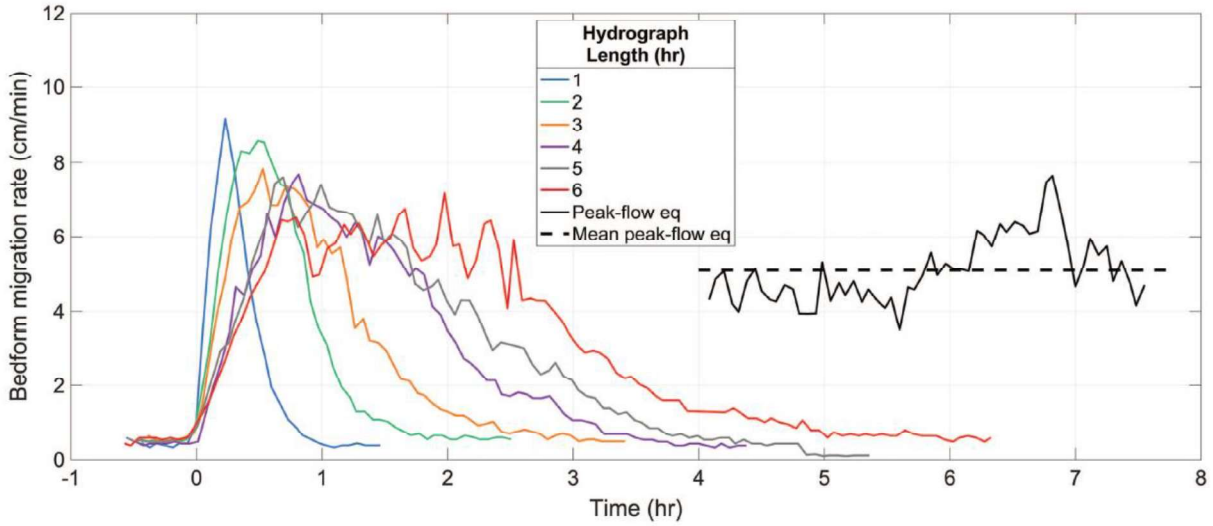


Fig. I-24 Taux de migration des formes de lit au cours d'hydrogrammes (Wren et al., 2024)

Enfin, les auteurs soulignent que les résultats observés dépendent fortement de la disponibilité du sédiment sur le lit, notamment pour les hydrogrammes les plus longs. Cette contrainte montre l'importance d'intégrer la dynamique d'épuisement ou de renouvellement du stock sédimentaire dans l'estimation du charriage, car elle peut moduler différemment l'intensité du transport au cours de crues de durées et de formes distinctes (Downs & Soar, 2021). Ce phénomène est d'autant plus fort dans le cas du déplacement d'amas sédimentaires ou de l'évolution des structures du lit, qui présentent des dynamiques différenciées selon la présence ou non d'un apport sédimentaire en amont (Le Guern et al., 2023).

I.4 Bilan

L'ensemble des études présentées dans ce chapitre a permis de mieux appréhender le comportement de l'écoulement en régime instationnaire, en mobilisant des approches complémentaires : expérimentales, numériques et de terrain. Contrairement aux travaux réalisés en régime stationnaire, les résultats soulignent l'importance de prendre en compte la dimension temporelle du forçage hydraulique pour saisir pleinement la dynamique du lit. Cette variabilité temporelle reste toutefois difficile à quantifier, en raison notamment du décalage observé entre les pics de débit, de vitesse et de contrainte de cisaillement au cours d'un hydrogramme de crue, ainsi que de l'influence marquée des caractéristiques propres aux chenaux (granulométrie, rugosité, pente, etc.). Ce décalage temporel entre contrainte et débit révèle différents types de phénomènes d'hystérésis affectant les contraintes, la hauteur d'eau et le transport sédimentaire. Dans ce dernier, plusieurs formes apparaissent, de type horaire ou antihoraire, largement documentées dans les études sur le transport instationnaire. L'évolution des volumes sédimentaires mobilisés montre que le système réagit différemment selon chaque événement, avec des configurations d'érosion et de dépôt variables. Sous un hydrogramme à pente constante, la réponse morphologique reste relativement modérée et symétrique, alors que les

hydrogrammes à pente abrupte induisent des dynamiques plus complexes, marquées par des déséquilibres persistants entre les zones d'érosion amont et de dépôt aval.

L'analyse des contraintes de cisaillement dans ces contextes variés converge vers une tendance similaire. La phase ascendante de l'hydrogramme exerce un contrôle dominant sur le remaniement morphologique du lit. Elle se traduit par une intensification progressive des contraintes de cisaillement, accompagnée d'un abaissement significatif de la topographie du lit, indiquant une mobilisation importante des sédiments. À l'inverse, la décrue s'accompagne d'un relâchement progressif de la contrainte de fond, favorisant les processus de dépôt. Cependant, cette dynamique n'est pas directement transposable à l'analyse du débit solide. Plusieurs observations montrent que le pic de transport sédimentaire peut survenir durant la phase de décrue, notamment en transport en suspension ou avec des sédiments multimodaux. Cette dissociation s'explique par le dépassement prolongé du seuil critique de mise en mouvement. Une fois déclenché, le transport par charriage peut se maintenir bien après le maximum de contrainte, se prolongeant jusqu'à la fin de l'événement par effet d'entraînement créant ces phénomènes d'hystérésis antihoraires. Ainsi, la dynamique sédimentaire dépend à la fois des contraintes instantanées et de la durée d'exposition du lit à des conditions hydrauliques favorables.

Afin de mieux comprendre les dynamiques complexes du transport sédimentaire en régime instationnaire et de prédire les modifications morphologiques du lit induites par une crue, plusieurs approches ont été proposées. Certaines études se sont appuyées sur une distinction explicite entre les phases ascendante et descendante de l'hydrogramme, permettant d'identifier certaines asymétries dans le comportement du lit. Toutefois, malgré leur pertinence dans des contextes expérimentaux contrôlés, ces approches restent difficilement généralisables à des configurations naturelles plus variées. Parallèlement, d'autres travaux ont tenté de relier le transport sédimentaire aux caractéristiques globales de l'hydrogramme, en introduisant des paramètres tels que le coefficient d'instationnarité. Cependant, ces indices présentent souvent une faible corrélation avec les volumes de sédiments effectivement transportés (Bombar et al., 2023). Cela souligne les limites des indicateurs globaux pour représenter la complexité des trajectoires sédimentaires en régime transitoire. Les observations de Wren et al. 2024 montrent qu'il faut considérer l'ensemble de l'hydrogramme, et non uniquement ses valeurs maximales, pour estimer le transport sédimentaire instationnaire. Ces résultats convergent avec la démarche de Bombar et al. (2023), qui suggèrent d'intégrer le volume d'eau écoulé pendant la crue dans les estimations du transport solide. Néanmoins, l'approche pourrait être améliorée en tenant compte de la dynamique des contraintes de cisaillement, notamment leur augmentation au cours de la phase ascendante, afin de prendre explicitement en compte le seuil de mise en mouvement dans la prédiction du transport.

Cette étude s'inscrit dans la continuité de ces recherches, visant à approfondir la compréhension de la dynamique sédimentaire au cours d'hydrogrammes, dans le but d'améliorer l'estimation du débit solide et de proposer des éléments de réflexion sur les notions de seuil de mise en mouvement et d'intensification de la contrainte de cisaillement. Pour ce faire, une attention particulière sera portée à l'étude des conditions instationnaires sur fond rugueux, en utilisant des méthodes de mesure telles que la vélocimétrie par imagerie de particules (PIV) et des mesures ponctuelles par sonde acoustique (ADV). L'ensemble des mesures instationnaires permettra de suivre l'évolution temporelle des corrélations turbulentes $\overline{u'_x\, u'_z}$ responsables des variations de

la contrainte de cisaillement. Ces observations seront croisées avec une analyse du déplacement sédimentaire, reposant sur le suivi laser de la surface du tas et des mesures PIV, afin de caractériser la mise en mouvement des particules, les processus de transport et l'évolution morphologique d'un tas sédimentaire soumis à des variations hydrodynamiques.

Chapitre II Méthodes expérimentales

II.1 Présentation du site d'étude 50

II.1.1 La Maronne : perturbation anthropique, enjeux écologiques et stratégies de réhabilitation 50

II.1.2 Instrumentation du site 53

II.1.3 Données du site disponibles 55

II.2 Outil expérimental 59

II.2.1 Présentation du canal hydrosédimentaire de l'Institut Pprime 60

II.2.2 Similitude terrain/laboratoire 61

II.2.3 Reproduction d'hydrogrammes caractéristiques de la Maronne 63

II.2.4 Reproduction de la rugosité de la Maronne 68

II.2.5 Reproduction de l'apport sédimentaire 73

II.3 Paramètres étudiés 75

II.4 Mesures hydrodynamiques sur fond fixe rugueux 78

II.4.1 Mesures de hauteur d'eau 78

II.4.2 Mesures de vitesse 1D3C 79

II.4.3 Mesures de vitesse 2D2C 80

II.4.4 Traitement des données instationnaires : application de la méthode VITA aux hydrogrammes naturels 83

II.5 Mesures en présence de sédiments mobiles 86

II.5.1 Mesures optiques de la limite de mise en mouvement des sédiments sur fond fixe rugueux 86

II.5.2 Mesures optiques du déplacement du tas de sédiments 87

II.5.3 Mesures de vitesse par PIV autour d'un tas de sédiments mobiles 90

II.6 Conclusions 92

Cette étude s'inscrit dans le cadre du projet de restauration de la Dordogne et de la Maronne, suivi par l'Office Français de la Biodiversité depuis 2010. Ce projet vise à rétablir la continuité sédimentaire, altérée par la présence d'ouvrages hydrauliques, et à restaurer l'attractivité piscicole des tronçons concernés. Parmi les actions mises en œuvre figure la création de sites de fraie pour les salmonidés, via des apports sédimentaires ciblés dans des secteurs où la restauration naturelle de la dynamique sédimentaire est impossible. La pérennité de ces aménagements repose sur la capacité à prédire la stabilité des matériaux déposés. Or, les observations de terrain ont montré que les outils de prédiction existants ont tendance à sous-estimer la mobilité des sédiments en contexte de crue, en raison notamment de la complexité des écoulements à débit variable. Comme le souligne la littérature présentée dans le chapitre précédent, les paramètres caractérisant les hydrogrammes sont nombreux et leurs relations avec les mécanismes de transport sédimentaire restent difficiles à généraliser (Bombar et al., 2023). L'objectif de ce chapitre est de définir un cadre expérimental permettant d'étudier et de quantifier l'influence des hydrogrammes sur le transport sédimentaire.

En lien avec le projet de restauration de la Dordogne et de la Maronne, le site d'étude retenu se situe sur la Maronne, en aval du barrage de Hautefage. Ce tronçon a fait l'objet de recharges sédimentaires récentes, en réponse à la rupture de la continuité sédimentaire causée par l'ouvrage hydraulique. Si la majorité des initiatives de restauration dépendent d'inondations naturelles ou contrôlées pour stimuler la dynamique des sédiments, cette approche est très différente dans les tronçons court-circuités, où le débit reste relativement constant tout au long de l'année. Dans ces systèmes à faible variabilité, l'objectif est de créer des dépôts de gravier stables qui maintiennent les conditions de frai sans être mobilisés dans des conditions de débit normales. Ce n'est que dans le cas d'un débordement du barrage que ces dépôts sont susceptibles d'être considérablement modifiés. Cette différence souligne la nécessité de mieux comprendre la manière dont les variations de débit affectent la mobilité des sédiments et la durabilité à long terme des initiatives de restauration. Dans ce contexte, le choix de ce site, au cœur des problématiques de préservation de l'attractivité biologique, constitue un site d'étude idéal pour analyser les interactions entre débit et transport d'un apport sédimentaire. En effet, ce secteur bénéficie d'un suivi environnemental continu depuis 2012, ayant permis la constitution d'une base de données complète, utile à la reproduction expérimentale des caractéristiques physiques de la rivière. Il présente également un apport sédimentaire récent, pouvant être instrumenté et suivi, dans le but de comparer les observations expérimentales et *in situ*.

Ce second chapitre débute par une présentation du site naturel choisi, avant de détailler les instruments et protocoles déployés sur le terrain et en laboratoire. Il décrit également les paramètres mesurés et les méthodes de traitement des données associées. Cette approche méthodologique vise à garantir la pertinence des résultats exposés dans le chapitre suivant, tout en assurant leur cohérence vis-à-vis des processus observés *in situ*.

II.1 Présentation du site d'étude

II.1.1 La Maronne : perturbation anthropique, enjeux écologiques et stratégies de réhabilitation

La Maronne, affluent rive droite de la Dordogne, se situe dans le sud-ouest de la France, au sein du bassin hydrographique Adour-Garonne. Depuis sa source dans les Monts du

Cantal jusqu'à sa confluence avec la Dordogne à Argentat, elle s'étend sur environ 92,5 kilomètres et draine un bassin versant de 823 km² (cf. figure II-1). Ce cours d'eau traverse une zone de moyenne montagne, marquée par une alternance de secteurs encaissés et de vallées plus ouvertes, reposant sur des substrats variés tels que les basaltes, gneiss et granites (Boutault et al., 2022). Historiquement, la Maronne a été modifiée par des actions anthropiques, principalement liées à l'aménagement de 3 barrages hydroélectrique (cf. figure II-1) et à l'évolution des pratiques agricoles dans les vallées. Parmi ces aménagements, le barrage de Hautefage, haut de 53 mètres, constitue une contrainte pour la continuité écologique en empêchant la montaison des poissons migrateurs. En aval de cet ouvrage, seuls 9,35 km de cours d'eau demeurent accessibles à la reproduction des salmonidés (saumon atlantique, truite fario, omble chevalier), dont 3 km correspondent à un tronçon court-circuité (TCC) entre le barrage et l'usine hydroélectrique d'Hautefage (cf. figure II-2).

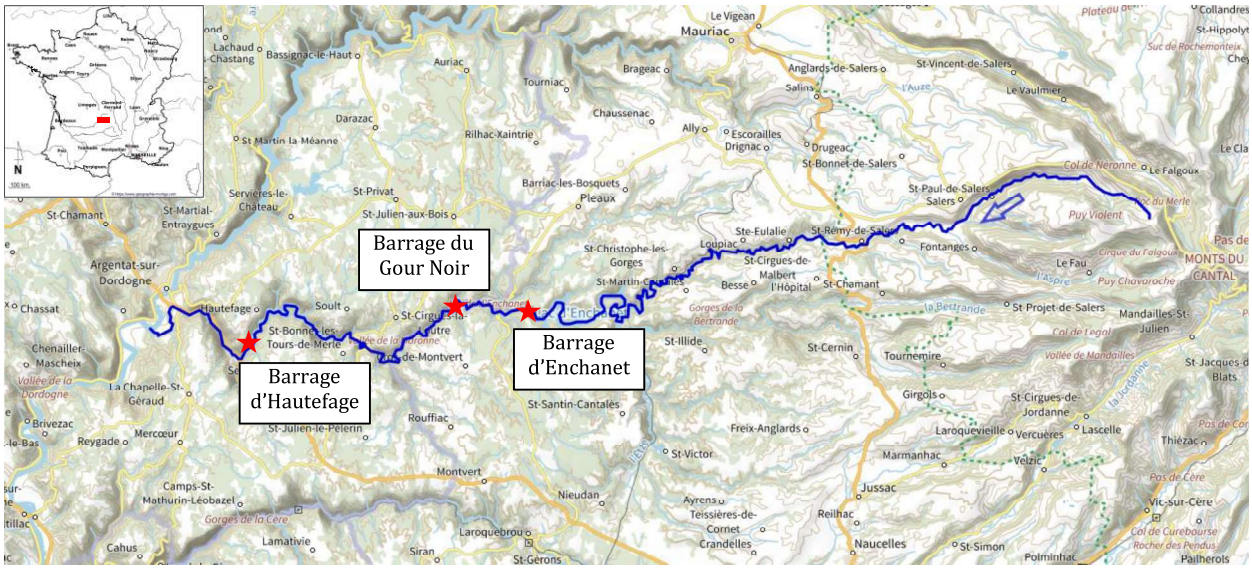


Fig. II-1 Le cours d'eau de la Maronne (https://umap.openstreetmap.fr/fr/)

De plus, la présence des barrages entraîne un déficit sédimentaire important, provoquant un enfoncement du lit en aval et une régression des zones à fort potentiel écologique, notamment les habitats de reproduction et d'alimentation piscicole. Parallèlement, la régulation hydrologique imposée par l'ouvrage réduit la fréquence et l'intensité des crues morphogènes — en particulier celles associées à des périodes de retour de 10, 20 ou 50 ans. Cette atténuation limite la mobilité latérale du lit, favorise la fixation de la végétation sur les bancs alluviaux et accélère la dégradation des habitats (Boutault et al., 2022). Face à ce constat, des actions de restauration ont été engagées dans le cadre du Projet de renaturation et d'attractivité biologique de la Dordogne et de la Maronne, piloté depuis 2010 par l'Office Français de la Biodiversité (OFB) en partenariat avec les collectivités locales. Ce programme vise à améliorer les conditions de reproduction des espèces piscicoles, notamment par le suivi des frayères existantes et la création de nouvelles zones favorables à la reproduction. Ces aménagements consistent en un apport de matériaux granulaires, composés de sédiments de 1 à 80 mm de diamètre, tailles favorables à la reproduction des salmonidés. Les dépôts sont réalisés dans des secteurs où les conditions hydrodynamiques sont optimales pour la fraie tout en étant relativement protégés des effets d'éclusées, c'est-à-dire des variations artificielles de débit induites par l'exploitation hydroélectrique. Ces dernières peuvent en effet perturber les comportements reproducteurs ou déstabiliser les granulats déposés.

Le tronçon court-circuité (TCC) a été retenu pour la mise en place de ces aménagements (cf figure II-2). Ce secteur présente un débit hivernal de 4 $m^3.s^{-1}$ constituant une zone propice à la fraie et aux développements des alevins. Entre 2013 et 2016, onze frayères ont été aménagées dans le tronçon court-circuité situé entre le barrage et l'usine d'Hautefage représenté par des triangles noirs sur la figure II-2. Ces dépôts représentant un volume total de 1920 m^3 de graviers et petits galets pour une surface restaurée de 4520 m^2.

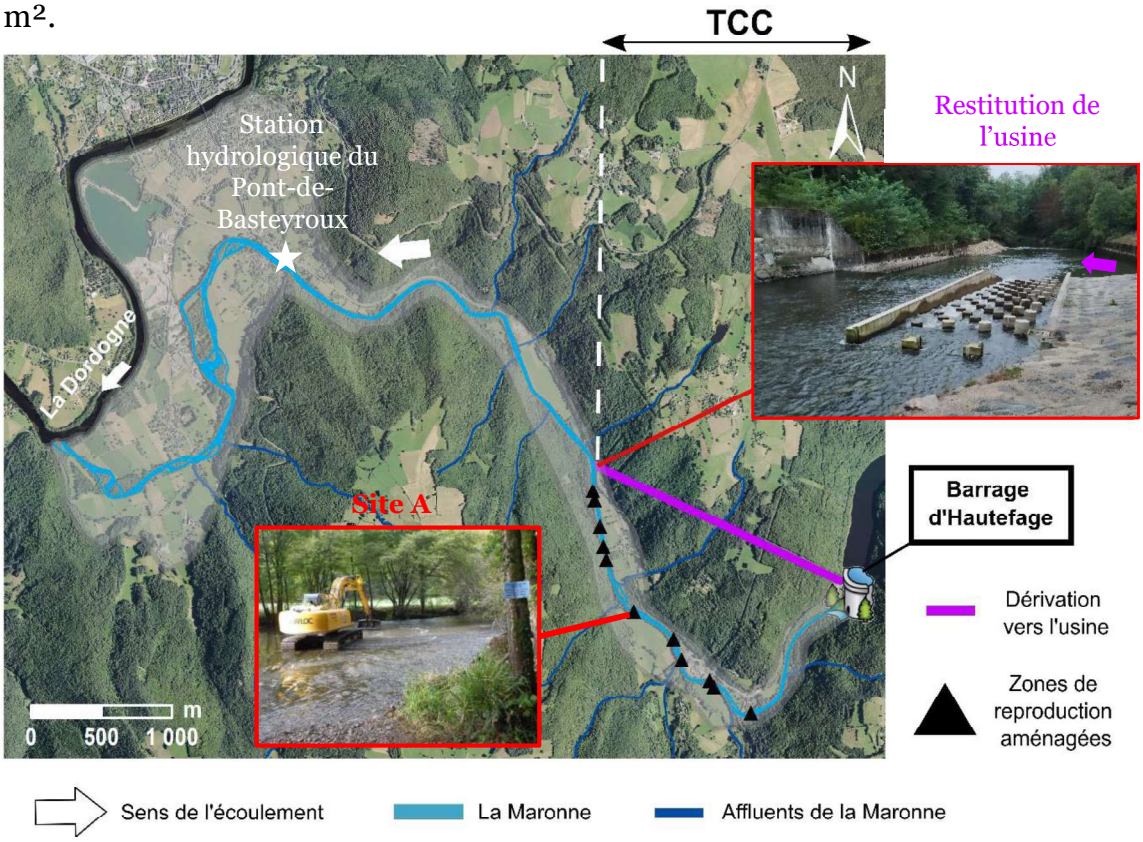


Fig. II-2 La rivière Maronne en aval du barrage d'Hautefage : localisation du tronçon court-circuité (TCC) et des zones de reproduction aménagées entre 2013 et 2016 (adapté de Boutault et al., 2022)

Bien que le barrage assure un débit constant en aval, des épisodes de fortes précipitations imposent ponctuellement des déversements pour garantir la sécurité de l'ouvrage. Ces lâchers, qu'ils soient anticipés ou non, génèrent des crues d'amplitude variable susceptibles de perturber les zones de reproduction et de déstabiliser les dépôts issus des opérations de recharge sédimentaire. Ce phénomène a été particulièrement marqué lors de la crue exceptionnelle de février 2021, au cours de laquelle le débit de la Maronne à Argentat [Pont-de-Basteyroux, station 1592510] (Cf figure II-2) a dépassé 100 $m^3.s^{-1}$ pendant près de cinq jours (du 30 janvier au 5 février), atteignant un pic de 384 $m^3.s^{-1}$ le 1 février. Le diagnostic hydromorphologique réalisé durant l'été 2021 (Boutault et al., 2022) a montré, de manière qualitative, plusieurs altérations hydrosédimentaires susceptibles d'accentuer les dysfonctionnements hydrobiologiques. Ces épisodes entraînent un dégraissement rapide des zones de fraie aménagées, accroissent l'instabilité morphologique du lit et favorisent l'apparition d'un pavage prononcé, peu favorable à la reproduction des salmonidés. À la suite de cet épisode, une nouvelle opération d'injection ciblée de matériaux a été conduite en 2022 sur l'un des sites les plus productifs en matière de fraie, désigné « site A » (cf. figure II-2). Un volume total de 320 m^3 y a été déposé sur une surface de 914 m^2, selon une distribution granulométrique optimisée : 20 % de sédiments entre 5–20 mm, 60 % entre 20–40 mm et 20 % entre 40–80 mm.

Le but de cette réinjection est de garantir, de manière pérenne, une zone favorable à la reproduction des poissons migrateurs. Il est donc pertinent d'évaluer la stabilité de cet apport sédimentaire face aux débits de réserve du tronçon court-circuité (TCC), compris entre 2 $m^3.s^{-1}$ en été et 4 $m^3.s^{-1}$ en hiver, ainsi qu'aux épisodes de crue. Cette évaluation vise à maximiser l'attractivité biologique du site et à permettre, si nécessaire, la programmation de nouvelles recharges en cas de dégraissement important. La stabilité du dépôt a pu être confirmée au cours de l'année hydrologique 2022/2023, aucune crue majeure n'étant survenue pour le déstabiliser. Ce constat suggère que les crues antérieures sont les principales responsables de la disparition des onze apports sédimentaires. Dans cette optique, l'instrumentation du site à l'été 2023 a été menée pour suivre son évolution et de mieux comprendre les caractéristiques hydrodynamiques responsables du déplacement et/ou du dégraissement des matériaux injectés.

II.1.2 Instrumentation du site

Afin de suivre l'évolution morphologique et hydraulique du site A, une instrumentation spécifique a été déployée le 28 août 2023. La campagne a été réalisée en période estivale afin de limiter les **interférences biologiques**, en se situant hors de la période de fraie des salmonidés et du développement des alevins, et de bénéficier de conditions **hydrologiques stables et faibles**, facilitant l'accès au site pour les relevés de terrain, ainsi que pour les analyses topographiques et granulométriques des zones de fraie. L'instrumentation poursuit un double objectif consistant à collecter des données de terrain destinées à alimenter les modèles expérimentaux et numériques développés dans le cadre du projet de restauration de la Maronne et à quantifier les modifications du lit suite à un hydrogramme de crue afin de disposer d'éléments de comparaison avec les résultats issus des modélisations.



Fig. II-3 Installation du capteur de mesures de hauteur d'eau en amont de l'apport sédimentaire

La première étape de l'instrumentation consiste à suivre les variations de hauteur d'eau à l'amont et à l'aval du site de recharge sur une durée d'un an. Pour cela, deux sondes de niveau acoustiques Ijinus ont été installées respectivement en amont et en aval de la zone d'apport (cf. figure II-6). Fixées perpendiculairement à quelques mètres au-dessus de la ligne d'eau sur des arbres en berge, elles mesurent les variations de hauteur tout en étant protégées des débris lors des épisodes de crue (cf. figure II-3). Les sondes ont été configurées pour enregistrer une mesure toutes les 15 minutes, offrant une résolution

temporelle suffisante pour détecter les variations du régime hydraulique. La hauteur initiale de chaque sonde par rapport au lit de la rivière a été référencée par un levé topographique au tachéomètre, et leurs positions ont été géoréférencées.

Le débit, quant à lui, est estimé à partir des enregistrements de la station hydrométrique du Pont-de-Basteyroux située à environ 4 km en amont du site d'étude (station 1592510) (cf figure II-2). Ces données sont librement accessibles via la plateforme Hydroportail : https://www.hydro.eaufrance.fr/sitehydro/P1592510/fiche. Pour estimer les conditions de débit sur le site d'étude, les 45 $m^3.s^{-1}$ correspondant au débit dérivé vers l'usine hydroélectrique de Hautefage sont soustraits du débit total mesuré à la station. Ainsi, une approximation raisonnable des débits est fournie, bien que légèrement surestimée, en raison de l'absence de correction pour les apports latéraux éventuels entre le site A et la station de référence.

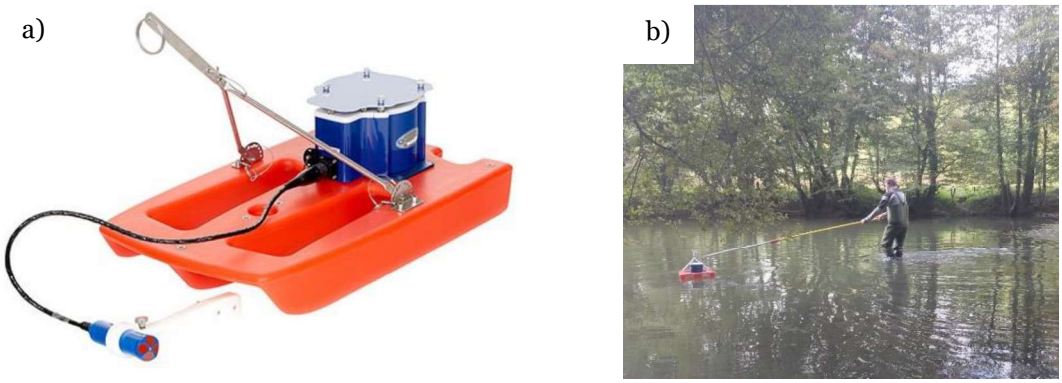


Fig. II-4 Mesure des vitesses par ADCP en amont de l'apport sédimentaire : (a) instrument de mesure, (b) protocole de mesure

Au niveau de la sonde amont, une visualisation des vitesses d'écoulement en amont du site d'apport a été réalisées à l'aide d'un courantomètre acoustique Doppler StreamPro ADCP (cf. figure II-4) à l'été 2023 et 2024. Quatre transects transversaux ont été effectués afin d'obtenir une moyenne des vitesses transversales.



Fig. III-5 Topographie du lit et protocole de levé (a) tachéomètre utilisé, (b) méthode de mesure

Enfin, un relevé topographique a été effectué à l'aide d'un tachéomètre (cf. figure II-5-a), afin de caractériser la morphologie du lit et des berges sur le site de recharge. Pour ce faire, cinq clous de repérage ont été fixés sur des arbres le long du tronçon étudié. Ces repères servent de points de référence pour garantir la continuité spatiale et la précision des levés lors des déplacements de l'instrument. Le levé pédestre du site a été réalisée à l'aide de piges graduées équipées de prismes. Pour chaque point mesuré, le centre du

prisme était visé à l'aide du tachéomètre, tandis que la hauteur du prisme par rapport au sol était lue directement sur la pige (cf. figure II-5-b). Cela permet de référencer chaque point en altitude et de reconstituer la topographie du lit avec une résolution de l'ordre du centimètre. Un second levé topographique a été réalisé le 18 juin 2024, à la suite de plusieurs épisodes de crue détectés par la station hydrométrique d'Argentat. L'objectif était de dresser un différentiel topographique de la zone d'étude, en comparant les données acquises avec celles du levé initial. L'ensemble des points mesurés avec le tachéomètre a été géoréférencé (cf figure II-6), en s'appuyant sur 6 points de calage relevés à la fois au GPS et au tachéomètre. L'écart maximal constaté entre les deux systèmes est de 5,5 cm, ce qui reste acceptable pour obtenir une vision globale fiable des évolutions de la géométrie du lit.

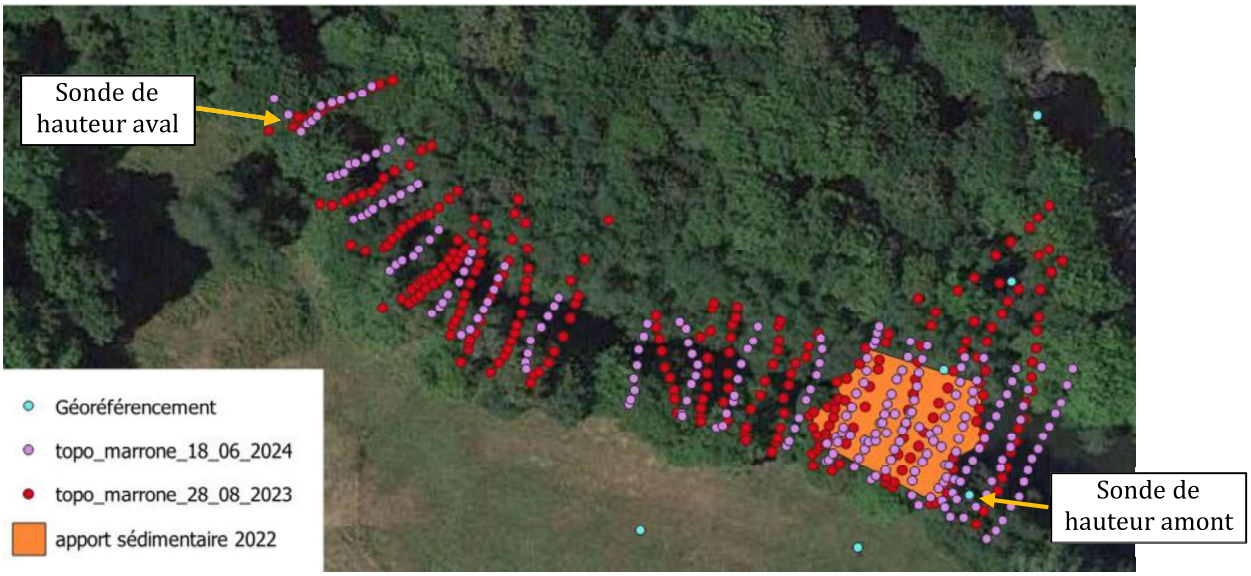


Fig. II-6 Ensemble des points de mesure topographiques géoréférencés

II.1.3 Données du site disponibles

L'ensemble des dispositifs d'instrumentation présentés précédemment a permis de constituer une base de données de terrain couvrant les aspects hydrauliques, morphologiques et sédimentaires du site A. Les données recueillies se répartissent en quatre catégories :

- **Données topographiques :** Deux campagnes de levés topographiques ont été réalisées afin de documenter l'évolution morphologique du site A. Ces relevés géoréférencés ont été complétés par les données LIDAR acquises en 2023 et mises à disposition par l'IGN (https://geoservices.ign.fr/lidarhd). L'intégration de ces différentes sources a permis une restitution de la topographie du cours d'eau avec une pente moyenne du centre du lit de 1 % et une estimation du volume de l'apport de 293 m^3 (cf. figure II-7).

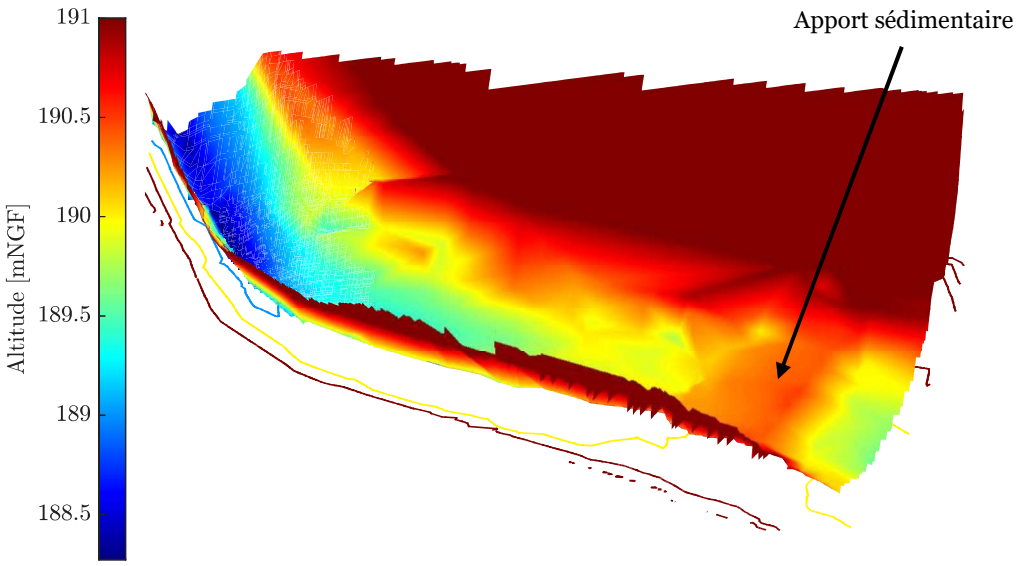


Fig. II-7 Représentation 3D de la topographie 2023 de l'apport sédimentaire

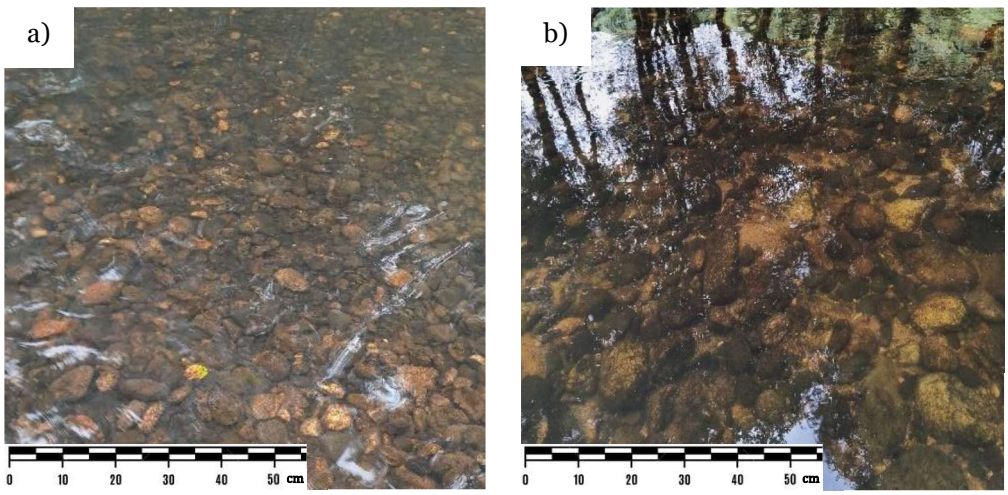
Le croisement des données LIDAR de 2023 avec les relevés topographiques effectués sur le site A a permis d'analyser en détail l'évolution morphologique du secteur, en identifiant notamment les zones d'érosion et de dépôt survenues au cours de l'année hydrologique 2023/2024. Ce traitement a été réalisé à l'aide du logiciel de système d'information géographique QGIS, permettant de reconstituer un modèle numérique de terrain (MNT) géoréférencé. Afin d'obtenir une représentation continue et cohérente du lit, les données ponctuelles ont été interpolées à l'aide de la méthode TIN (Triangulated Irregular Network). Celle-ci repose sur une triangulation de Delaunay, qui construit un maillage à partir des points d'altitude de sorte qu'aucun point ne se situe à l'intérieur du cercle circonscrit à un triangle. Une interpolation linéaire est ensuite appliquée à l'intérieur de chaque triangle, afin d'estimer les valeurs altimétriques sur une grille régulière. Cette méthode a ensuite permis de soustraire les MNT de 2023 et de 2024, afin de produire une carte des dynamiques d'érosion et de dépôt à l'échelle du site, avec une précision de à $\pm$ 0,1 m (cf figure II-8).



Fig. II-8 Zones de dépôt et d'érosion sur le site entre 2023 et 2024, issues de la comparaison différentielle des modèles numériques de terrain.

L'analyse des zones d'érosion et de dépôt, a permis d'identifier plusieurs dynamiques morphologiques du site d'étude. L'ensemble des sédiments de recharge injectés au centre du chenal (zone 1) ont été mobilisés, avec une perte atteignant localement jusqu'à 0,6 m, ce qui traduit des vitesses de cisaillement maximales concentrées dans l'axe du lit. En intégrant les pertes observées dans la zone d'apport, le volume total de perte s'élève à –135 m³, ce qui correspond à environ 46 % du volume initial de sédiments. À l'inverse, les secteurs proches de la rive gauche (zone 2) semblent avoir été beaucoup moins impactés par les crues, avec une érosion minimale, en accord avec les constats effectués sur le terrain. Par ailleurs, une zone de dépôt léger a été identifiée en aval de la zone de fraie (zone 5), ainsi que sur la berge gauche (zone 4), ce qui suggère un ralentissement local du courant favorisant l'accumulation de sédiments. Certaines zones ponctuelles, identifiées comme présentant des dépôts importants (zone 3), doivent cependant être interprétées avec précaution. Il est en effet probable que ces valeurs soient en partie influencées par des effets de bord liés à l'interpolation utilisée. En effet, l'interpolation TIN, bien que performante pour produire une surface continue à partir de points irrégulièrement espacés, peut créer des triangles très étirés dans les secteurs où la densité des points topographiques est faible. Ces configurations peuvent amplifier localement les altitudes estimées et provoquer des surestimations ponctuelles des dépôts. De plus, la nature linéaire de l'interpolation à l'intérieur de chaque triangle ne permet pas de modéliser les variations topographiques complexes, ce qui peut accentuer ces artefacts.

- **Observations de terrain :** Les observations de terrain réalisées lors des différentes campagnes de suivi ont permis de compléter les données mesurées en apportant des éléments qualitatifs, non détectables par les levés topographiques. En particulier, la perte de matériaux au centre du lit a été confirmée visuellement par l'exposition des substrats grossiers (cf. figure II-9) et par un creusement marqué de la zone centrale, en cohérence avec les pertes identifiées par la comparaison des MNT.



II-9 Photographies comparatives du dépôt sédimentaire avant (a) et après (b) l'année hydrologique 2023/2024.

Ces observations confirment un lessivage granulométrique de l'apport sédimentaire important. La zone centrale du lit présente désormais un pavage marqué, avec peu de matériaux issus de l'injection. Par ailleurs, ces campagnes de terrain ont permis d'identifier plusieurs zones de fraie encore actives après les

épisodes de crue, notamment sur la partie gauche du lit, suggérant une certaine résilience du site malgré les dynamiques hydrosédimentaires intenses. La présence de frayères a également été constatée dans les bras annexes temporairement inondés durant les crues. Bien que ces zones aient été colonisées, elles n'ont pas été pérennes à la décrue, faute d'un niveau d'eau suffisant pour maintenir les conditions favorables au développement des œufs ou des alevins.

- **Données hydrologiques** : Les hauteurs d'eau enregistrées à l'amont et à l'aval du site A, ainsi que les données de débit issues de la station hydrométrique du Pont-de-Basteyroux, ont permis d'identifier la survenue de trois crues majeures sur le tronçon court-circuité (TCC) au cours de la période de mesure (cf. figure II-10) expliquant l'érosion et le dégraissage du site.

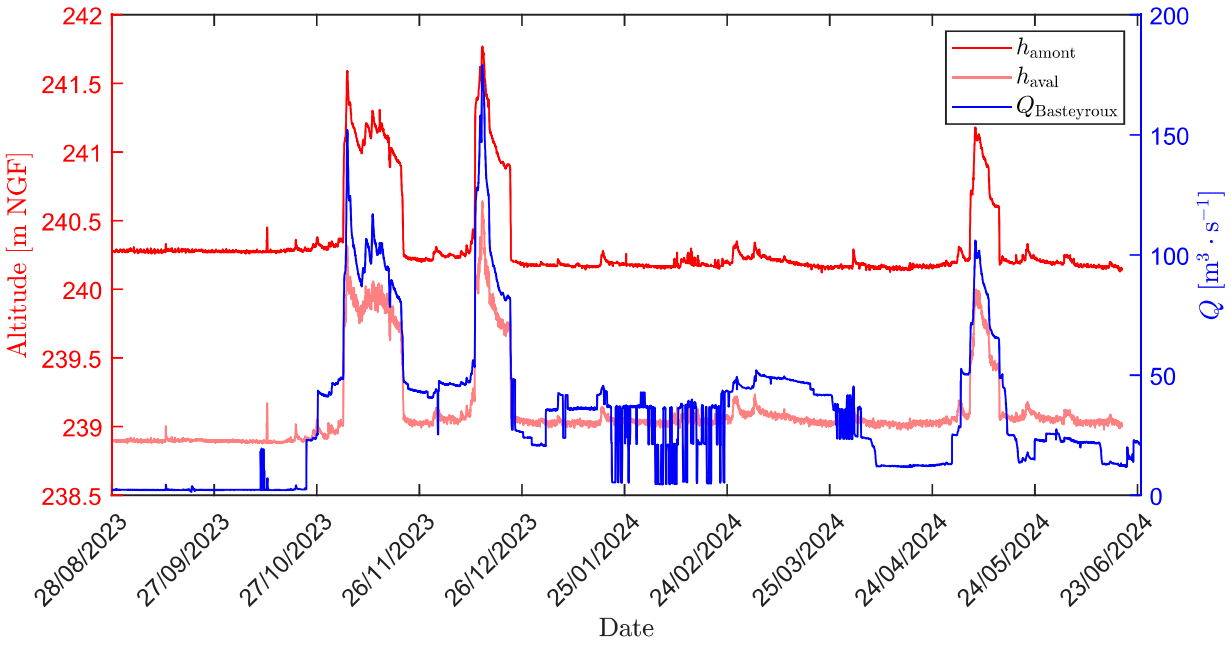


Fig. II-10 Ensemble des données hydrologiques mesurées sur la Maronne au cours de l'année hydrologique 2023/2024.

En effet, l'analyse des débits révèle que les 3 crues significatives au cours de l'année hydrologique 2023/2024 sont une crue de fréquence biennale et deux crues de fréquence quinquennale. Cela correspond à une crue présentant une probabilité d'occurrence annuelle de 50 % (soit en moyenne une fois tous les deux ans) et à deux événements ayant chacun une probabilité d'occurrence d'environ 20 % par an (soit en moyenne une fois tous les cinq ans). Ces résultats montrent que l'année hydrologique 2023/2024 s'est révélée particulièrement exceptionnelle sur le plan hydrométrique. Néanmoins, la comparaison entre les données de débit issues de la station hydrométrique du Pont-de-Basteyroux et les hauteurs d'eau mesurées localement par les sondes montre une bonne détection des pics de crue. Les données de hauteur d'eau indiquent une élévation du niveau de base d'environ 20 cm en aval du site, tandis qu'une baisse d'environ 10 cm est observée en amont. Ce décalage peut être interprété comme la manifestation d'un phénomène d'érosion-dépôt sous les sondes de hauteur et est corroborée par la carte d'érosion et de dépôt établie à partir des levés topographiques (cf. figure II-8). En revanche, aucun relevé topographique intermédiaire entre les crues n'a pu être réalisé, en raison des débits hivernaux trop élevés et de présence de zones de fraie, dont les mesures topographiques auraient impliqué de piétiner les zones de reproduction, risquant ainsi de détruire les œufs déposés.

- **Données hydrodynamiques** : Les données hydrodynamiques ont été collectées en amont du site de fraie, sur un transect homogène, lors de deux campagnes effectuées à des débits de réserve respectifs de 2 $m^3.s^{-1}$ (2023) et 4 $m^3.s^{-1}$ (2024). Lors de chaque campagne, quatre transects transversaux ont été réalisés afin de caractériser les vitesses instantanées d'écoulement, ainsi que la profondeur, estimée par la moyenne des distances mesurées par les quatre capteurs acoustiques de l'ADCP. Les points de mesure sont considérés comme spatialement équivalents, étant séparés d'un maximum de ± 0,2 m en x ou en y, et permet de calculer une moyenne spatiale représentative des vitesses d'écoulement et de profondeur mesurées (cf. figure II-11).

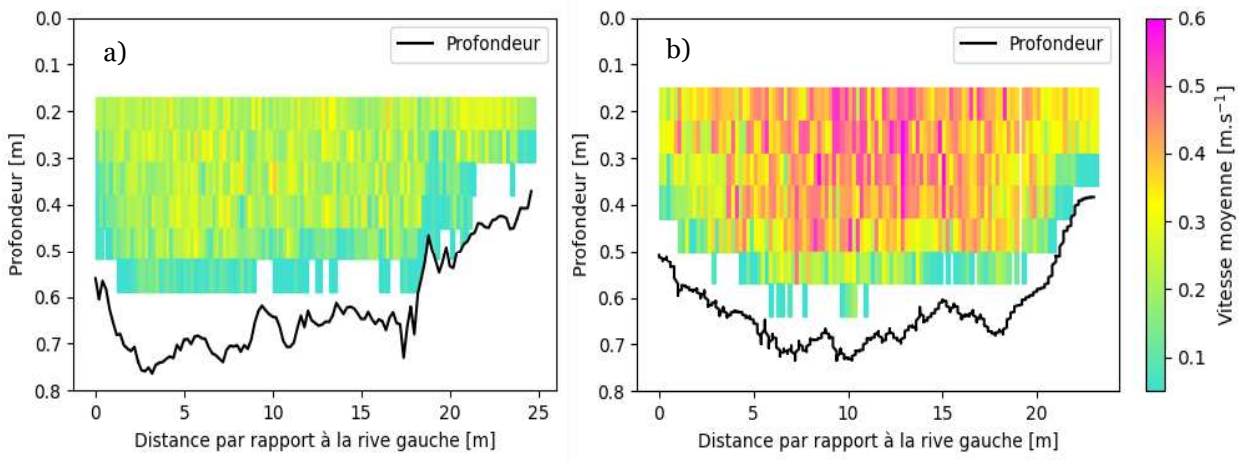


Fig. II-11 Moyenne des vitesses instantanées en amont du site de fraie : (a) année 2023, (b) année 2024

Ces mesures ont permis d'estimer les vitesses débitantes moyennes de 0,144 $m.s^{-1}$ en 2023 et de 0,293 $m.s^{-1}$ pour 2024, avec des vitesses instantanées au centre du chenal environ deux fois plus élevées que la moyenne. Toutefois, la comparaison directe des données entre les deux années reste délicate, en raison d'un décalage possible dans le positionnement des transects 2023 et 2024 et de conditions hydrauliques différentes, liées notamment aux hauteurs d'eau mesurées respectivement à 2 et 4 $m^3.s^{-1}$.

Ces mesures de terrain montrent le caractère érosif des frayères lors d'événements extrêmes. Elles révèlent également les limites des observations *in situ*, liées à l'imprévisibilité des crues naturelles et aux difficultés de quantification des paramètres hydrodynamiques en période de crue. Idéalement, il aurait été souhaitable d'étudier l'effet de chaque crue sur l'érosion des apports sédimentaires, mais les contraintes liées à la mise en place de la topographie de terrain ont empêché une telle quantification, limitant ainsi l'analyse de l'impact de chaque crue sur la stabilité de l'apport. Cette difficulté renforce l'intérêt de l'utilisation de dispositifs expérimentaux contrôlés, qui offrent la possibilité de visualiser et d'analyser de manière reproductible les effets des crues sur la stabilité des apports sédimentaires.

II.2 Outil expérimental

Les limites rencontrées lors des observations de terrain, notamment l'imprévisibilité des crues et les contraintes liées à la mesure des paramètres hydrodynamiques, confirment la nécessité de recourir à une approche expérimentale contrôlée. Dans cette perspective, des

essais en laboratoire ont été réalisés afin de reproduire de manière réaliste les conditions hydrosédimentaires du site d'étude, en tenant compte de différents types d'hydrogrammes. Cette partie présente les dispositifs expérimentaux mis en place, notamment la reproduction du milieu naturel, ainsi que les méthodes de mesure associées permettant de quantifier les grandeurs hydrodynamiques et sédimentaires lors de crues.

II.2.1 Présentation du canal hydrosédimentaire de l'Institut Pprime

Les expériences ont été réalisées dans le canal hydrosédimentaire de l'Institut Pprime (cf. Figure II-12), conçu pour l'étude des écoulements à surface libre, avec ou sans transport solide.

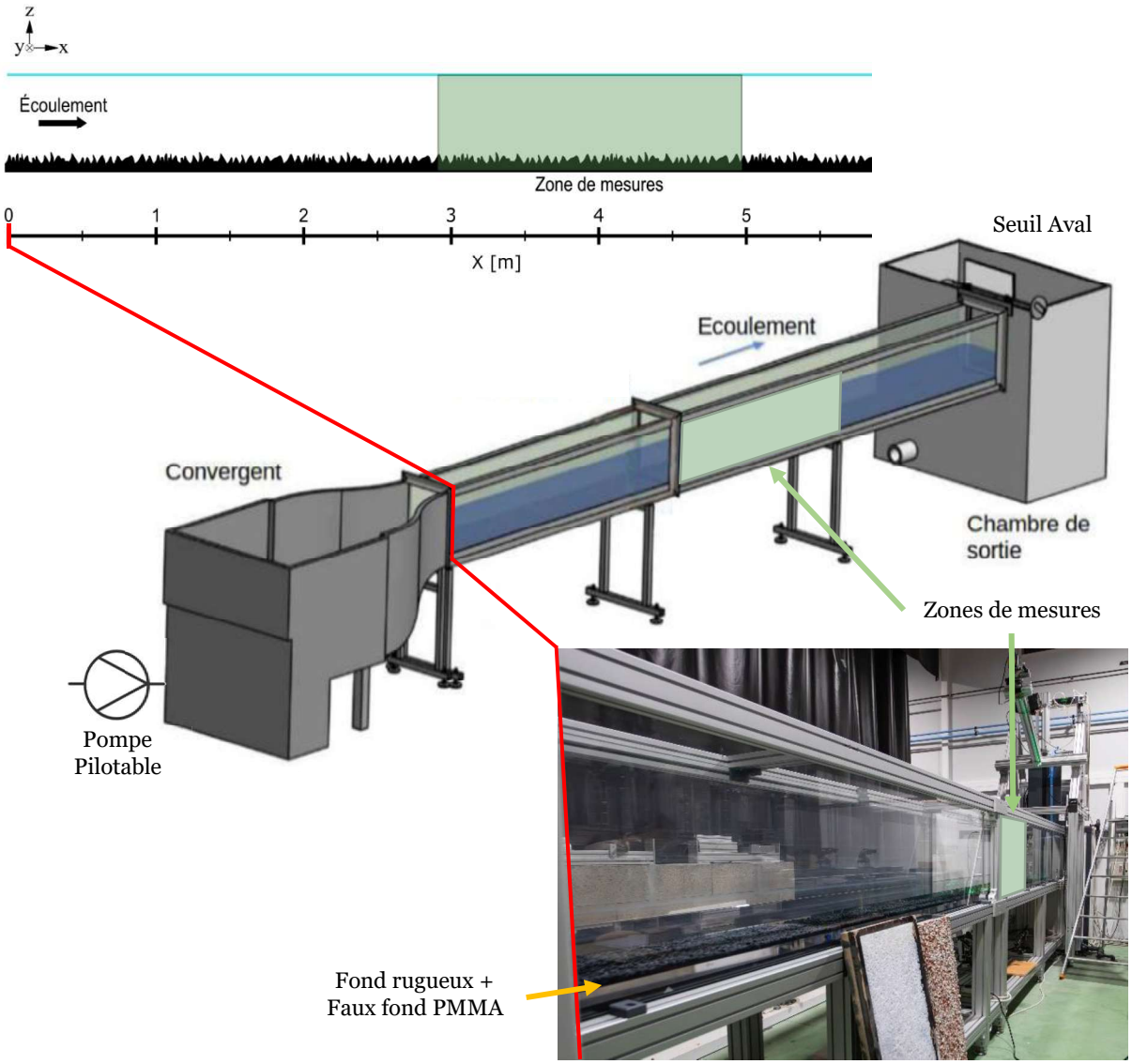


Fig II-12 Scéma du canal hydrosédimentaire de l'Institut Pprime

Ce canal est équipé, en amont, d'un convergent muni d'un nid d'abeille, permettant de stabiliser l'écoulement et de limiter le développement de la couche limite sur les parois. Ces dernières sont en verre, facilitant l'accès optique nécessaire aux mesures de vitesse et à la topographie sédimentaire. Le canal présente une longueur de 7 m, une largeur de 0,39 m et une hauteur de 0,60 m (hors chambres d'entrée et de sortie), sans inclinaison

imposée. L'eau utilisée est préalablement adoucie et filtrée afin d'éliminer les dépôts calcaires, évitant toute altération des équipements et perturbation des observations. L'alimentation est assurée par une pompe PCM Moineau à vis sans fin, pilotée par un variateur de fréquence Schneider Electric, permettant d'atteindre un débit maximal de 65 $l.s^{-1}$. Le débit est mesuré en temps réel à l'aide d'un débitmètre électromagnétique Promag 55 (Endress+Hauser), et la hauteur d'eau dynamique peut être ajustée au millimètre près via une vanne guillotine positionnée à l'extrémité aval du canal.

Afin d'étudier l'impact des crues de la Maronne sur la stabilité d'un apport sédimentaire, le canal a été configuré de manière à reproduire les caractéristiques hydrodynamiques ($Fr \sim 0{,}3$) du site naturel, déterminées à partir des lois de similitude (cf. partie II.2.2). Un programme LabView a été développé pour piloter le débit et générer, dans le canal expérimental, différents types d'hydrogrammes (cf. partie II.3). La hauteur de la vanne guillotine aval a également été dimensionnée de façon à conserver les variations de hauteur d'eau, et par conséquent le nombre de Froude, associées aux différentes phases de ces hydrogrammes. De plus, la rugosité du lit naturel a été reproduite à partir des mesures *in situ* (cf. partie II.2.4), sous la forme d'un fond rugueux constitué de sept plaques de dimensions 1 × 0,38 × 0,01 m. Celles-ci ont été fixées par vissage sur un faux fond en PMMA de 3 cm d'épaisseur (cf. Figure II-12), lui-même maintenu en place au moyen de ventouses latérales, de manière à éviter tout soulèvement dû à l'infiltration d'eau sous les plaques. Une pente de 13° a été aménagée entre la sortie du convergent et la première plaque rugueuse, conformément aux recommandations de la littérature (Devaux, 2018), afin de limiter la génération de structures turbulentes liées au changement d'altitude du fond. Enfin, la zone des mesures hydrodynamiques (cf partie II.4) et sédimentaires (cf partie II.5) est située à 3 m en aval du convergent, distance suffisante pour garantir l'établissement de la couche limite et assurer des conditions d'écoulement pleinement développées.

Cette configuration a permis de reproduire dans le canal de l'Institut Pprime les principales caractéristiques hydrodynamiques du site d'étude, et ainsi de réaliser différents types de mesures destinées à analyser l'évolution du transport sédimentaire au cours des hydrogrammes de crue. L'ensemble de ces aménagements repose sur l'application des principes de similitude, qui ont guidé le dimensionnement de l'outil expérimental. Les sections suivantes précisent le choix des similitudes retenues et leur mise en œuvre dans le dimensionnement des caractéristiques du canal, afin de garantir la représentativité des conditions hydrodynamiques et sédimentaires reproduites.

II.2.2 Similitude terrain/laboratoire

Les premières recherches en hydraulique fluviale à l'aide de modèles réduits remontent aux expérimentations réalisées vers 1875 sur «la petite rivière artificielle de Bordeaux» (Craya, 1948). Depuis, les approches de modélisation physique à surface libre ont reposé sur la conservation du nombre de Froude (Froude, 1877), considéré comme essentiel pour assurer une similitude dynamique entre le modèle et la réalité. Cependant, bien que cette condition soit suffisante pour les écoulements en surface libre sur lit fixe, elle ne permet pas à elle seule de garantir une reproduction fidèle des processus de transport solide sur lit mobile. En effet, ce transport résulte d'un ensemble de paramètres adimensionnels, incluant notamment, le nombre de Reynolds de rugosité k_s^+, le nombre de Shields, la vitesse de chute relative, la densité relative des matériaux et la submersion relative (Henry & Aberle, 2018). Dans la pratique, une première estimation de la mise à l'échelle

d'un écoulement fluvial repose donc sur la conservation simultanée du nombre de Shields θ et du nombre de Froude Fr (cf équation II-1) afin d'assurer une modélisation conforme des dynamiques d'écoulement et de transport solide dans des conditions uniformes et stationnaires :

$$\begin{cases} Fr_{exp} = Fr_{réel} \\ \theta_{exp} = \theta_{réel} \end{cases} \quad \text{II-1}$$

Shvidchenko & Kopaliani (1998) ont proposé un cadre basé sur un paramètre de similitude α, permettant la conservation du nombre de Froude Fr dans une approche géométrique. Ce facteur regroupe les hauteurs d'eau, le diamètre de particule, la vitesse de l'écoulement ainsi que le temps d'évènement selon les relations :

$$\alpha = \frac{h_{exp}}{h_{réel}} = \frac{D_{exp}}{D_{réel}} = \left(\frac{u_{exp}}{u_{réel}}\right)^2 = \left(\frac{Q_{exp}}{Q_{réel}}\right)^{0,4} = \left(\frac{t_{exp}}{t_{réel}}\right)^2 \quad \text{II-2}$$

La principale difficulté réside dans le choix du diamètre granulométrique à l'échelle réduite D_{exp}, tout en conservant les paramètres de dynamique sédimentaire similaires. Afin de limiter les distorsions liées à l'échelle, trois approches sont généralement envisagées (Heller, 2011) :

- L'évitement, qui consiste à négliger certaines similitudes jugées non critiques
- La compensation, qui repose sur l'ajustement ciblé de certains paramètres afin de rétablir les bonnes relations dynamiques
- La correction, qui implique un traitement a posteriori des résultats à l'aide de facteurs empiriques et de modélisation numérique ou théorique

Parmi les solutions documentées (Henry & Aberle, 2018), l'ajustement de la masse volumique des particules sédimentaires constitue une stratégie efficace pour préserver la similitude hydraulique et maintenir un nombre de Shields équivalent entre modèle et réalité (Gorrick & Rodríguez, 2014). Concernant le nombre de Reynolds particulaire, une invariance peut être supposée lorsque la vitesse d'écoulement est suffisamment grande par rapport à la taille des grains (Heller, 2017). Il est couramment admis qu'au-delà d'un seuil de ${k_s}^+ \sim 70$, les effets visqueux deviennent négligeables devant les effets d'inertie (Christoffersen & Jonsson, 1985). Par ailleurs, pour les écoulements à surface libre, il est recommandé de conserver une profondeur minimale de l'ordre de 3 à 5 cm afin de limiter les effets de tension superficielle, dont l'influence devient significative à très petite échelle (Henry & Aberle, 2018). Malgré une bibliographie étendue en matière de modélisation physique, aucune étude à ce jour n'est parvenue à reproduire l'ensemble des paramètres hydrauliques et sédimentologiques à l'échelle réduite sans compromis (Heller, 2011). En particulier, la définition des échelles temporelles associées aux processus sédimentaires dans les modèles à lit mobile demeure délicate, reposant le plus souvent sur des choix empiriques (Henry & Aberle, 2018). Ce constat a conduit au développement de différents types de modèles physiques en tenant compte, à des degrés divers, des caractéristiques temporelles et spatiales selon les objectifs (cf figure II-13).

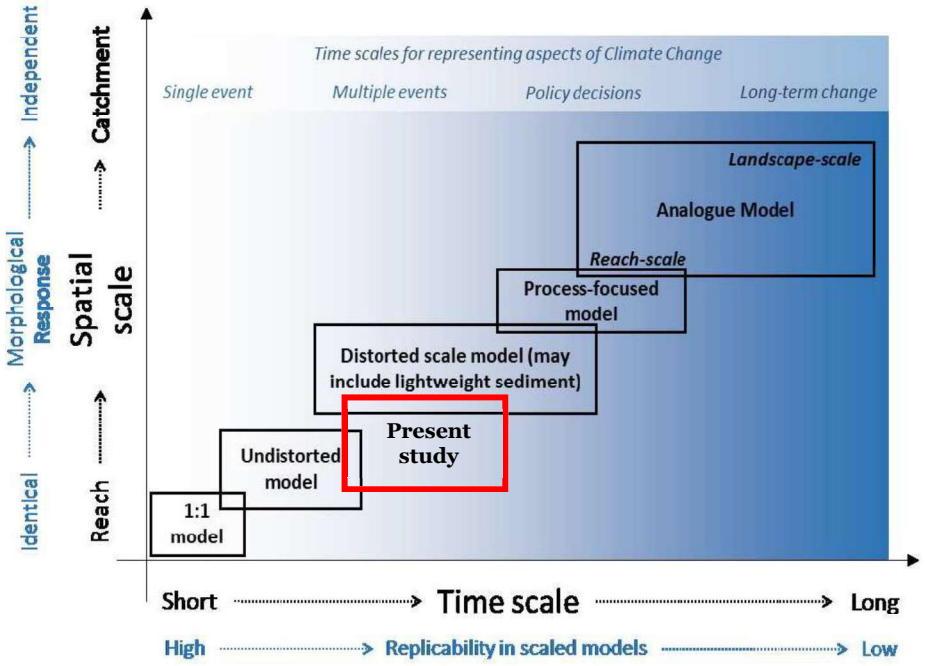


Fig. II-13 Application des différentes approches pour la modélisation physique (Henry & Aberle, 2018)

C'est sur cette base qu'un modèle physique a été développé selon le principe d'une échelle distordue (en rouge sur la figure II-13) où le dimensionnement des paramètres expérimentaux a été établi en intégrant les contraintes liées à la similitude hydraulique et sédimentaire. Il convient de préciser que la pente réelle du lit de la rivière n'a pas été reproduite dans ce modèle car une pente de 1 % correspond à un angle d'inclinaison d'environ 0,57° sur 7 m, ce qui est difficile à reproduire à l'échelle du canal expérimental.

II.2.3 Reproduction d'hydrogrammes caractéristiques de la Maronne

Dans le cadre de la définition des conditions hydrauliques expérimentales, l'ensemble des hydrogrammes supérieurs à 60 $m^3.s^{-1}$ enregistrés entre 2002 et 2022 à la station de Basteyroux a été analysé. Parmi les 17 événements recensés (cf. figure II-14), plusieurs formes récurrentes d'hydrogrammes ont pu être identifiées, révélant une typologie spécifique dans la réponse hydrologique du bassin versant de la Maronne. Pour estimer les hydrogrammes survenus sur le tronçon étudié, un débit de 45 $m^3.s^{-1}$, correspondant à la dérivation vers l'usine hydroélectrique de Hautefage, a été soustrait. Sur cette base, trois crues représentatives de la diversité des formes d'hydrogrammes ont été sélectionnées pour les reproductions expérimentales en laboratoire (cf. figure II-14) :

- **Crue 1** (04/02/2003) : caractéristique d'un hydrogramme naturel simple, avec un unique pic de crue. Elle est représentée en **bleu** dans la suite de l'étude.
- **Crue 2** (06/11/2019) : représentative d'un hydrogramme à débit constant, particulier au site d'étude, reflétant la régulation opérée par le barrage de Hautefage. Cette crue est représentée en **magenta** dans la suite de l'étude.
- **Crue 3** (12/12/2019) : illustrant un hydrogramme double, avec deux pics successifs. Les conditions hydrologiques n'ayant pas eu le temps de revenir à la normale entre les deux pics, cette situation permet d'étudier l'influence de la répétabilité des événements. Cette crue est représentée en **rouge** dans la suite de l'étude

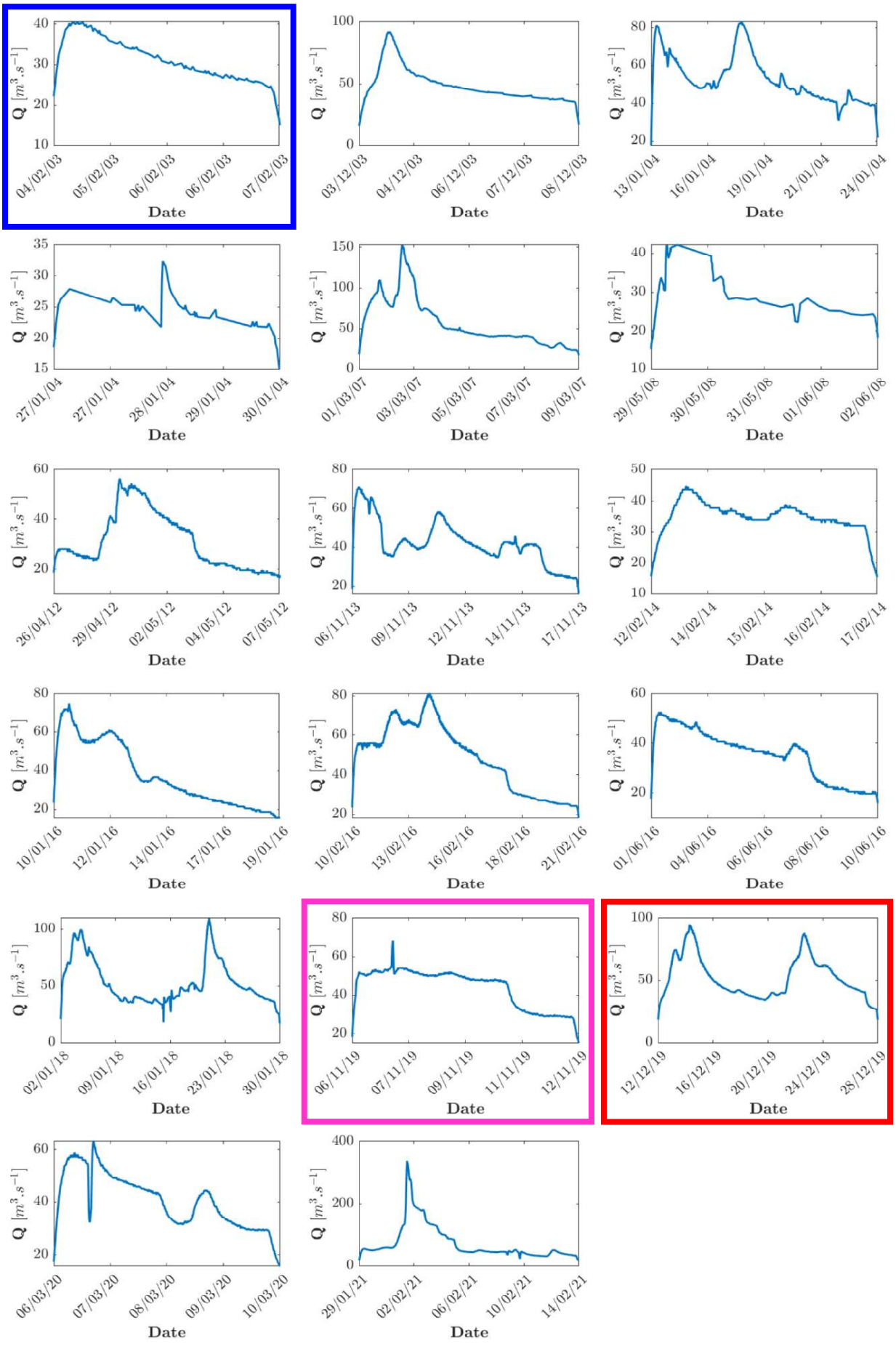


Fig. II-14 Hydrogrammes des crues survenues sur la Maronne entre 2002 et 2022

Suite aux données débitmétriques disponibles, il est nécessaire d'estimer la hauteur d'eau correspondante au site A lors des crues. Pour cela, une loi hydraulique reliant la hauteur d'eau au débit mesuré a été établie. Cette estimation repose sur une modélisation 1D réalisée avec HECRAS (ECOGEA, 2012), initialement développée par le bureau d'études ECOGEA en 2012, et adaptée selon plusieurs hypothèses :

- Le calage initial du modèle HECRAS repose sur un débit de 45 $m^3.s^{-1}$. Faute de données fiables à des débits supérieurs, ce calage est considéré comme valide pour les calculs réalisés.
- La géométrie du lit, issue des relevés topographiques, est insuffisamment large pour modéliser des débits supérieurs à 80 $m^3.s^{-1}$. Au-delà de ce seuil, la modélisation intègre la précision du Modèle Numérique de Terrain (MNT) fourni par l'IGN afin de poursuivre l'estimation de la lame d'eau dans le transect.
- Dans le cadre des travaux liés à l'injection de sédiments réalisés en 2022, un volume de 320 m^3 de sédiments a été ajouté sur le site, soit environ 0,35 m de hauteur répartie de manière homogène. Cette correction topographique a été intégrée dans le modèle par rehaussement du fond du lit sur la section considérée.

À partir de ces hypothèses, la relation hauteur–débit a été déterminée par interpolation polynomiale d'ordre 3 (cf figure II-15), appliquée aux hauteurs d'eau au centre du lit. Cette relation a permis d'estimer la hauteur d'eau correspondant à chaque débit, en supposant une indépendance temporelle des deux grandeurs, ce qui a permis la reconstitution de l'évolution des hauteurs d'eau sur le site. L'interpolation obtenue s'avère cohérente avec les mesures réalisées en 2024, qui indiquent une élévation d'environ 1 mètre de la lame d'eau entre 50 et 100 $m^3.s^{-1}$, confortant ainsi la validité de l'approche adoptée.

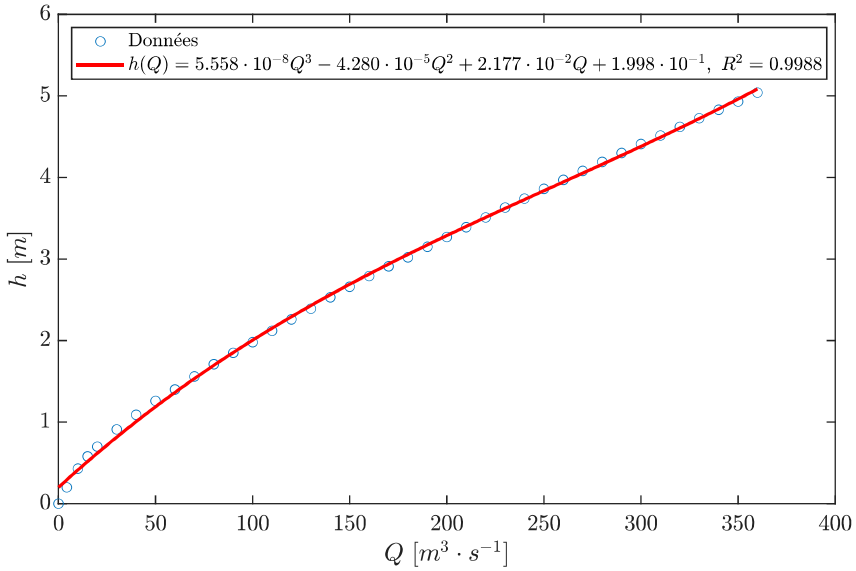


Fig. II-15 Relation hauteur-débit sur la zone d'apport à partir des modélisations HECRAS

Grâce à l'ensemble de ces estimations, il est désormais possible de dimensionner les hydrogrammes expérimentaux à l'échelle du canal. Le choix d'une similitude basée sur le nombre de Froude a été retenu afin de préserver les caractéristiques hydrauliques observées sur la Maronne dans le dispositif expérimental ($Fr \sim 0{,}3$). À ce stade, les distorsions géométriques induites par les dimensions du canal ont été négligées, en considérant un écoulement uniforme sur toute la largeur du lit, c'est-à-dire essentiellement bidimensionnel. Dans ce cadre, le facteur d'échelle est défini de manière géométrique à partir de la hauteur d'eau, comme indiqué dans l'équation II-2. Afin de

répondre aux contraintes expérimentales, la hauteur d'eau moyenne des hydrogrammes simulés a été fixée à 10 cm. Cette valeur permet de garantir des conditions d'instrumentation satisfaisantes tout en limitant les effets de bord associés à la faible profondeur du canal.

En se basant sur les hauteurs moyennes observées pour les crues sélectionnées, la hauteur réelle de référence a été fixée à 1,16 m. Cette valeur correspond à la moyenne des hauteurs d'eau mesurées sur le site au cours des événements de crue retenus, et constitue un compromis représentatif des conditions hydrauliques. Ainsi, pour une hauteur d'eau moyenne cible de 10 cm dans le canal, le facteur d'échelle est donné par :

$$\alpha = \frac{h_{exp}}{h_{réel}} = \frac{0{,}10}{1{,}16} = 0{,}0862 \qquad \text{II-3}$$

Ce facteur permet ensuite de transposer l'ensemble des paramètres hydrauliques réels à l'échelle expérimentale sur toute la durée des hydrogrammes (cf figure II–16), en appliquant les relations de similitude définies par l'équation II-2. À partir de ces relations, les hauteurs d'eau, les vitesses débitantes et les durées caractéristiques des crues ont été calculées pour le modèle réduit. Les propriétés hydrauliques des hydrogrammes expérimentaux obtenus par cette méthode sont synthétisées dans le tableau ci-après, avec le débit estimé à partir des vitesses débitantes calculées.

	Crue 1	**Crue 2**	**Crue 3**
$h_{min}\ [m]$	0,05	0,05	0,05
$h_{max}\ [m]$	0,110	0,118	0,127
$u_{min}\ [m.s^{-1}]$	0,218	0,218	0,218
$u_{max}\ [m.s^{-1}]$	0,283	0,314	0,383
$Q_{min}\ [m^3.s^{-1}]$	0,004	0,004	0,004
$Q_{max}\ [m^3.s^{-1}]$	0,013	0,015	0,021
$t_t\ [h]$	44,64	16,08	114,024

Tableau II-1 Propriétés des hydrogrammes expérimentaux

L'ensemble des paramètres hydrauliques issus des trois crues sélectionnées sont compatibles avec le domaine d'exploitation du canal expérimental, conçu pour un débit maximal de 0,06 $m^3.s^{-1}$. En revanche, les temps d'expérimentation associés aux hydrogrammes, lorsqu'ils sont transposés directement selon la similitude de Froude, s'avèrent trop longs pour être réalisables en conditions de laboratoire. Une distorsion de l'échelle temporelle est donc nécessaire afin de ramener la durée des expériences à un format compatible avec une journée de manipulation. Pour cela, plusieurs coefficients de réduction du temps totale t_t ont ainsi été appliqués à chaque hydrogramme, de manière à tester l'influence de la pente ascendante de la crue sur les phénomènes instationnaires, comme le soulignent plusieurs études récentes (Wang et al., 2015; Phillips et al., 2018; Wang et al., 2021; Przyborowski et al., 2022; Bombar et al., 2023). Les facteurs de distorsion retenus pour cette étude sont de $t_t/15$, $t_t/30$, $t_t/50$ et $t_t/100$.

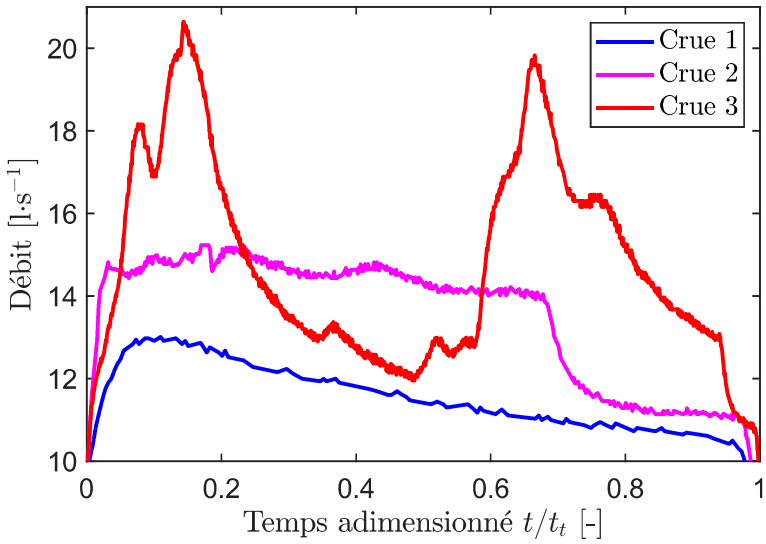


Fig. II-16 Reproduction expérimentale des hydrogrammes expérimentaux

L'utilisation de différents facteurs de distorsion temporelle permet, comme décrit dans la partie I.3, d'étudier divers paramètres d'instationnarité, associés aux variations de hauteur, de vitesse ou de débit au cours du temps. Parmi les indicateurs proposés dans la littérature, le paramètre d'instationnarité défini par Nezu & Nakagawa (1993) (équation I-17) se distingue par sa capacité à caractériser les hydrogrammes asymétriques, en intégrant à la fois l'amplitude et la rapidité des variations hydrauliques. Sur cette base, il est possible de classifier les différents hydrogrammes distordus selon leur degré d'instationnarité, défini par la valeur de ce paramètre. De plus, la **crue 3** comporte trois pics successifs, offrant la possibilité d'analyser l'instationnarité propre à chacun d'eux.

β	**Crue 1**	**Crue 2**	**Crue 3**
$t_t/100$	$9{,}67 \times 10^{-4}$	$1{,}24 \times 10^{-3}$	$2{,}42 \times 10^{-4}$ / $1{,}87 \times 10^{-4}$ / $1{,}56 \times 10^{-4}$
$t_t/50$	$4{,}83 \times 10^{-4}$	$6{,}21 \times 10^{-4}$	$1{,}21 \times 10^{-4}$ / $9{,}36 \times 10^{-5}$ / $7{,}82 \times 10^{-5}$
$t_t/30$	$2{,}90 \times 10^{-4}$	$3{,}75 \times 10^{-4}$	$7{,}26 \times 10^{-5}$ / $5{,}61 \times 10^{-5}$ / $4{,}70 \times 10^{-5}$
$t_t/15$	$1{,}45 \times 10^{-4}$	$1{,}87 \times 10^{-4}$	$3{,}63 \times 10^{-5}$ / $2{,}80 \times 10^{-5}$ / $2{,}35 \times 10^{-5}$

Tableau II-2 Instationnarité des hydrogrammes selon Nezu & Nakagawa 1993

Les résultats présentés dans le tableau indiquent que, selon le critère de Nezu & Nakagawa (1993), les crues les plus instationnaires sont les crues **1** et **2**, en particulier pour les distorsions temporelles les plus fortes ($t_t/100$). À l'inverse, la **crue 3**, bien que présentant des variations de débit importantes, apparaît globalement moins instationnaire. Cette observation s'explique par la durée plus longue nécessaire pour atteindre son pic de crue. L'ensemble de ces hydrogrammes sera reproduit expérimentalement dans le canal hydrosédimentaire de l'Institut Pprime, à l'aide d'une

pompe commandée par un variateur Altivar 71 (Schneider Electric), permettant un pilotage dynamique du débit en fonction du temps. Le contrôle de la pompe est assuré par un programme développé sous LabVIEW (cf. section II.2.1). Afin de reproduire fidèlement les hydrogrammes expérimentaux, le débit instantané Q_P est converti en tension de pilotage ϕ et en fréquence de commande f selon les relations suivantes :

$$Q_P = 0{,}8368f - 0{,}1996 \quad \text{II-4}$$

$$f = 8\phi \quad \text{II-5}$$

Un débitmètre Promag 55 (Endress+Hauser) est utilisé afin de vérifier que le débit imposé dans le canal correspond aux valeurs définies par l'hydrogramme cible, garantissant ainsi la fidélité de la reproduction expérimentale.

Cependant, dans un écoulement à surface libre, le débit et la hauteur d'eau sont deux grandeurs couplées, et leur contrôle simultané s'avère complexe. Or, pour respecter la similitude du nombre de Froude, il est indispensable de maintenir ces deux paramètres caractéristiqugoes des hydrogrammes naturels. Afin d'y parvenir, une qualification préalable du canal a été menée pour établir une relation expérimentale hauteur–débit, conforme aux exigences de la similitude hydraulique. Cette relation a été obtenue en ajustant la hauteur du seuil Z_{seuil}, situé en aval, au niveau de la chambre de sortie et en fixant la hauteur d'eau au repos h_0 à 5 cm, correspondant à la hauteur minimale des crues expérimentales. Les mesures de hauteur d'eau sont réalisées à l'aide d'un système de sondes ultrasoniques Microsonic Mic+340/IU/TC. La qualification du canal a montré que, pour conserver une similitude du nombre de Froude $Fr \sim 0.3$ estimée par la modélisation HECRAS, il est nécessaire de maintenir une hauteur de seuil en aval de l'écoulement Z_{seuil} fixée à 5 cm.

II.2.4 Reproduction de la rugosité de la Maronne

L'une des principales caractéristiques des rivières naturelles réside dans la rugosité de leur lit, qui conditionne en grande partie les contraintes de cisaillement ainsi que la mobilité des sédiments. Pour reproduire fidèlement ces effets en canal expérimental, il faut prendre en compte cette rugosité, notamment en s'appuyant sur la granulométrie réelle du substrat. À cet effet, la Maronne est considérée comme composée d'un lit pavé, c'est-à-dire stabilisé entre chaque événement hydrologique, sans réorganisation du lit. Toutefois, l'estimation de la granulométrie en eau s'avère délicate en raison des contraintes d'accès et de visibilité. Par conséquent, l'analyse repose principalement sur des observations granulométriques réalisées sur les berges, en supposant qu'elles sont représentatives du fond du lit mineur actif. Dans ce cadre, sept sites de prélèvements granulométriques ont été analysés par photo-interprétation (Boutault et al., 2022) le 20 aout 2021 (cf. figure II-17). Les résultats révèlent une variabilité importante de la granulométrie, même entre des sites de prélèvement proches. Pour améliorer la représentativité de l'estimation granulométrique du lit au droit du site d'étude, une moyenne arithmétique a été réalisée à partir des distributions granulométriques des sites P1 et P2, situés à équidistance du site A. Cette distribution moyenne est ensuite transposée aux conditions expérimentales en appliquant le facteur de réduction α, précédemment défini à partir des hauteurs d'eau, de manière à conserver la similitude hydraulique dans le canal.

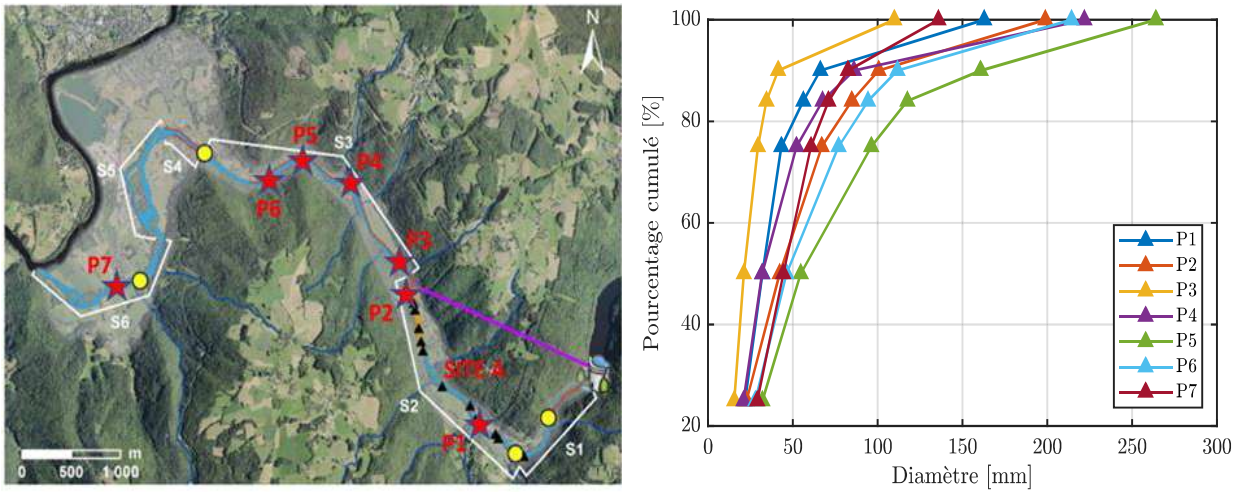


Fig. II-17 Localisation des sites de prélèvement granulométrique sur la Maronne et courbes granulométriques associées (adapté de Boutault et al., 2022)

L'interpolation des données granulométriques a été réalisée à l'aide d'une fonction sigmoïde (cf. figure II-18), plutôt qu'en utilisant les approches classiques basées sur des représentations semi-logarithmiques, qui peuvent sous-représenter les extrémités fine et grossière des distributions granulométriques (Recking, 2017). Inspirée des travaux de Kemmer & Keller (2010), la méthode retenue constitue une alternative visant à mieux modéliser la distribution cumulative des tailles de grains :

$$f(x) = D_{min} + \frac{D_{max} - D_{min}}{1 + (\frac{x}{E})^{n}} \qquad \text{II-6}$$

Où n et E sont les paramètres déterminés par le solveur mathématique lors de l'interpolation, avec la contrainte n < 0 appliquée pour garantir la forme souhaitée de la fonction.

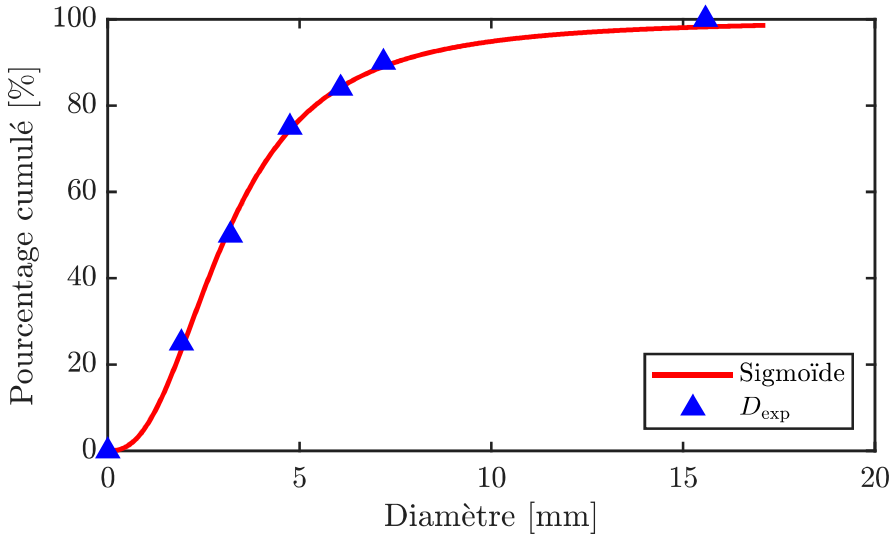


Fig. II-18 Courbe granulométrique caractérisant le lit expérimental

À partir de la distribution granulométrique réduite obtenue (cf. figure II-18), un faux fond a été dimensionné et fabriqué de manière à reproduire la rugosité du lit de la Maronne. Ce fond a été constitué à partir d'un mélange calibré de sédiments artificiels composés de quartz d'aquarium, choisi pour sa morphologie arrondie, proche de celle observée sur le terrain. La préparation du mélange a nécessité un tamisage à l'aide d'un jeu de tamis

Saulas. En fonction des classes granulométriques disponibles, la composition finale du faux fond a été ajustée selon les proportions suivantes :

- 15 % des sédiments compris entre 1 mm et 1,6 mm
- 35 % des sédiments compris entre 1,6 mm et 3,15 mm
- 35 % des sédiments compris entre 3,15 mm et 6,3 mm
- 15 % des sédiments compris entre 6,3 mm et 8 mm

Ce mélange granulométrique a ensuite été déposé de manière aléatoire sur une planche en bois de 1 mètre de long et 38 cm de large (cf. figure a-II-19), afin de reproduire au plus près la texture pavée du lit de la Maronne. Une attention particulière a été portée à la répartition aléatoire des grains, de façon à éviter toute organisation artificielle et à garantir une rugosité représentative des conditions naturelles. Une fois la disposition souhaitée obtenue, ce lit artificiel a été moulé à l'aide d'un silicone de moulage souple (cf. figure b-II-19), formant ainsi un moule de la microtopographie générée par la distribution granulométrique. Ce moule a ensuite permis de fabriquer sept répliques identiques à l'aide d'une résine époxydique chargé en particules ferriques (cf. figure c-II-19). Comme tout polymère époxy, ce matériau présente une excellente capacité de reproduction des détails fins grâce à sa faible viscosité avant polymérisation et à son durcissement progressif. L'ajout de billes de fer accroît la dureté du composite (Bhavith et al., 2024), améliorant la résistance mécanique et la durabilité des plaques, tout en préservant une certaine flexibilité. Enfin, afin de prévenir la corrosion des inclusions ferriques au contact prolongé de l'eau, un revêtement anticorrosion a été appliqué sur l'ensemble des plaques moulées. Ce traitement permet d'accroître la longévité du dispositif tout en maintenant inchangées les propriétés hydrauliques du canal au fil des immersions répétées.

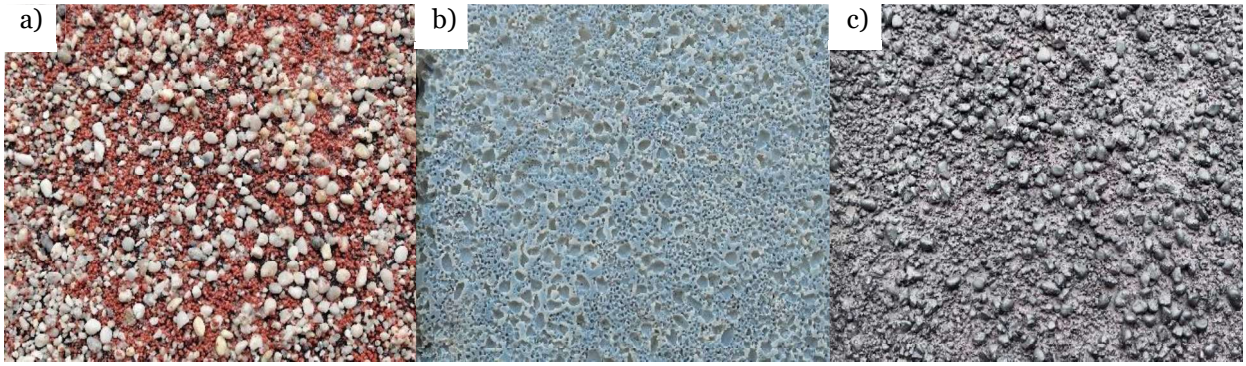


Fig. II-19 : Méthode de Reproduction de la rugosité de la riviére : (a) Dépôt aléatoire du mélange granulométrique sur support rigide, (b) Application d'un silicone de moulage souple, (c) Faux fond en résine époxydique reproduisant la microtopographie du lit naturel

L'assemblage des sept plaques a été fixé sur un faux fond en PMMA de mêmes dimensions, d'une hauteur de 30 cm, afin d'assurer leur maintien en position et de prévenir tout soulèvement ou désalignement lors des écoulements. Ce dispositif garantit une restitution continue et homogène de la rugosité du lit sur l'ensemble de la longueur du canal, assurant ainsi des conditions hydrauliques représentatives de la réalité.

Par la suite, une caractérisation de la rugosité a été réalisée sur trois zones représentatives de 0,02 m² chacune, afin d'évaluer la fidélité du fond moulé vis-à-vis des caractéristiques granulométriques cibles. Pour cela, une méthode hybride combinant la stéréophotométrie (SP) et de Profilométrie par Projection de Franges (PPF) a été employée, selon la procédure décrite dans la thèse de Prouteau (2024). Cette approche permet de tirer parti des forces complémentaires des deux techniques. La SP, reposant sur l'analyse d'images acquises sous éclairages multiples, offre une reconstruction précise

de la microtopographie via l'estimation des normales de surface, tandis que la PPF, basée sur la projection de franges sinusoïdales, fournit une estimation de la géométrie. La fusion de ces deux méthodes améliore la précision et la fiabilité de la reconstitution de la taille des rugosité $Z_{aspérité}$, en particulier sur des surfaces aux textures complexes comme celles reproduites dans le canal expérimental.

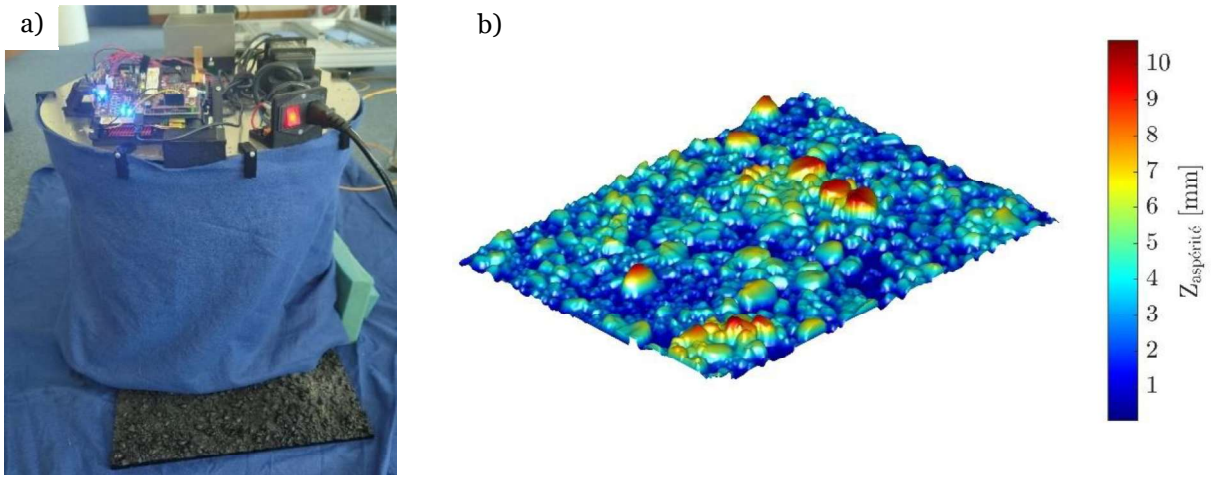


Fig. II-20 Reconstruction 3D de la rugosité de la plaque : (a) Système de mesure combinant Stéréophotométrie (SP) et Profilométrie par Projection de Franges (PPF), prototype développé par Prouteau, 2024 (b) Reconstruction 3D de la topographie du faux fond

Cette méthode vise à fournir une estimation plus réaliste de la taille caractéristique des éléments de rugosité k_s, en s'affranchissant des approches classiques fondées sur des paramètres granulométriques tels que D_{50} ou D_{90}, qui introduisent des incertitudes importantes dans la prédiction de la contrainte de cisaillement (Ferguson et al., 2024). En effet, ces paramètres peinent à représenter la complexité morphologique des lits naturels, notamment en présence d'hétérogénéité marquée ou de structures irrégulières. Cela justifie le recours à des méthodes alternatives, basées sur l'analyse géométrique ou le traitement numérique de la surface, plus aptes à restituer la variabilité spatiale des rugosités et leur effet hydraulique effectif. Dans cette perspective, la complexité des rugosités naturelles appelle des approches plus sophistiquées pour en quantifier l'effet hydraulique. Pour répondre à ce défi, des chercheurs ont développé un modèle combinant des méthodes de Deep Neural Network (DNN) et de régression par processus gaussien, offrant une prédiction de la hauteur équivalente des grains de sable k_s (Aghaei Jouybari et al., 2021). Ce modèle repose sur un apprentissage de 45 surfaces (cf figure II-21) et a été validé par 15 expériences de laboratoire avec une erreur moyenne inférieure à 10 %.

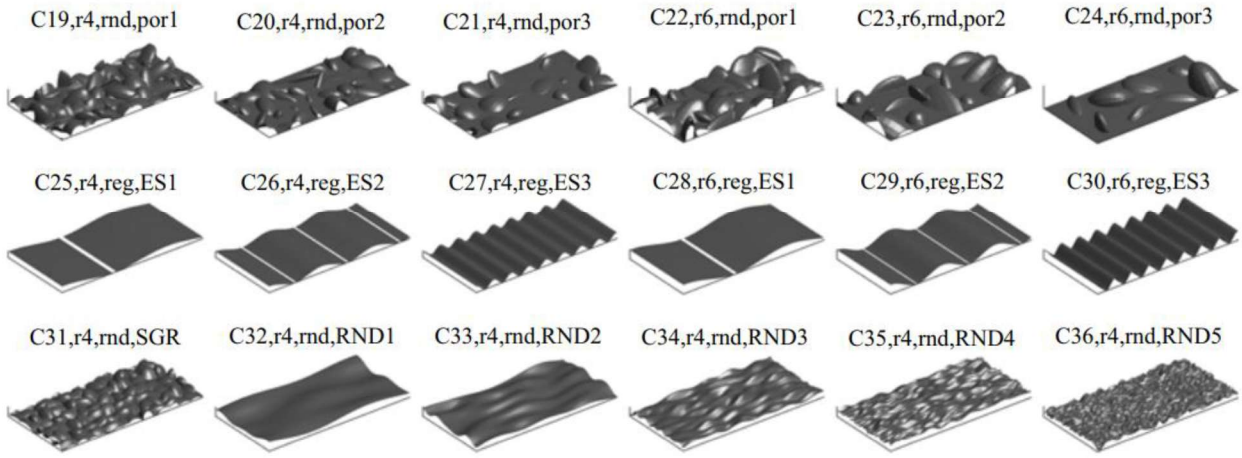


Fig. II-21 Extraits des morphologies de rugosité ayant servi de base à l'apprentissage du modèle DNN (Aghaei Jouybari et al., 2021)

Plus récemment, Yang et al., 2023 ont évalué la capacité prédictive du modèle à reproduire les valeurs expérimentales ou issues de simulations numériques de k_s à partir d'un ensemble de 68 surfaces tirées d'une base de données de rugosité. Les résultats initiaux se sont révélés limités, illustrant les difficultés liées à l'extrapolation du modèle au-delà de son domaine d'apprentissage. Ce n'est qu'après un réentraînement sur la nouvelle base que les performances se sont améliorées, confirmant la difficulté de généraliser une relation unique à tous types de rugosité. Un test comparatif analogue a été conduit par Abdelaziz et al. (2024) , portant sur 120 surfaces issues à la fois de cette base et des propres expériences des auteurs. L'étude couvrait un large spectre de configurations hydrauliques et combinait mesures expérimentales et simulations numériques. Les résultats ont montré que la corrélation de Forooghi et al. (2017) demeure la plus pertinente parmi les relations prédictives existantes, notamment grâce à l'introduction de l'indice de pente effective ES, défini comme la moyenne de la valeur absolue de $\frac{\partial Z_{aspérité}}{\partial x}$ le long d'une ligne de direction x. Sur cette base, il est possible de définir un modèle statistique reliant un paramètre adimensionnel de rugosité à la fois à l'écart type des élévations du lit σ_z, à la pente effective et à l'asymétrie des rugosités γ cette dernière étant quantifiée par le troisième moment statistique de la distribution des hauteurs.

$$\frac{k_s}{\sigma_z} = -7.65 - 0.0013\gamma + 2.90ES + 9.40\, e^{0.705\gamma ES} \qquad \textbf{II-7}$$

Avec :

$$\sigma_z = \sqrt{\frac{\sum {Z_{aspérité}}^2}{n} - \overline{Z_{aspérité}}^2} \qquad \textbf{II-8}$$

$$\gamma = \frac{\sum \left(Z_{aspérité} - \overline{Z_{aspérité}}\right)^3}{n\, {\sigma_z}^3} \qquad \textbf{II-9}$$

$$ES = \frac{1}{L}\int_0^L \left|\frac{\partial Z_{aspérité}}{\partial x}\right| dx \qquad \textbf{II-10}$$

Avec n le nombre total de points d'échantillonnage sur la surface, $Z_{aspérité}$ la hauteur locale des rugosités et $\overline{Z_{aspérité}}$ sa moyenne sur la longueur L de l'échantillonnage.

Pour estimer la rugosité k_s des trois surfaces reconstituées par SP et PPF, les données topographiques ont d'abord été corrigées par ajustement d'un plan afin de compenser la légère pente du dispositif. Ces données corrigées ont ensuite été interpolées sur une grille régulière de 500 lignes dans la direction de l'écoulement, permettant le calcul des paramètres locaux σ_z, γ *et* ES, moyennés ligne par ligne. Ainsi, l'application du modèle (cf équation II-7) a conduit à une estimation des k_s de 8,6 mm, 9,7 mm et 11,7 mm, soit une rugosité globale moyenne de 10,1 mm. Cette valeur, supérieure au diamètre caractéristique $D_{84} =$ 6,3 mm couramment utilisée dans la littérature, suggère que, bien que les particules présentes dans le moulage aient des tailles proches des valeurs cibles, leur agencement et leur imbrication génèrent une surface effective plus rugueuse du point de vue de l'écoulement. Néanmoins, comme discuté dans le chapitre I, il reste difficile de conclure quant à la fidélité de la reproduction de la rugosité réelle par similitude,

notamment parce que la topographie du site naturel n'est pas connue avec une précision suffisante pour permettre une application fiable du modèle de Forooghi et al. (2017). De plus, comme le souligne Ferguson et al. (2024), malgré les progrès récents en modélisation, la littérature reste limitée et parfois contradictoire quant à l'estimation de la résistance à l'écoulement et des vitesses de cisaillement à partir de données topographiques et granulométriques. Ce point sera discuté dans le chapitre III, grâce aux données hydrauliques obtenues lors des expérimentations.

Néanmoins, les premières mesures de la vitesse de cisaillement u_τ dans le canal, obtenues pour un débit stationnaire de $5\ \mathrm{l.s^{-1}}$, conduisent à $u_\tau = 0{,}0153\ \mathrm{m.s^{-1}}$. En utilisant la valeur estimée de $k_s = 10{,}1\ \mathrm{mm}$, le nombre de Reynolds de rugosité ${k_s}^+$ est calculé à 154. Cette valeur, largement supérieure au seuil de 70, confirme que l'écoulement est turbulent rugueux, justifiant ainsi l'hypothèse de négliger les effets visqueux dans la suite de l'étude.

II.2.5 Reproduction de l'apport sédimentaire

Pour la reproduction de l'apport sédimentaire, l'objectif est de garantir la cohérence granulométrique entre les sédiments mobiles et le substrat moulé, tout en assurant une représentativité réaliste des conditions de transport. La répartition granulométrique des sédiments expérimentaux a été définie à partir du cahier des charges établi lors de la réalisation de l'apport sédimentaire en 2022 : 20 % des grains compris entre 5 mm et 20 mm, 60 % entre 20 mm et 40 mm, et 20 % entre 40 mm et 80 mm. A l'aide de ces données et de l'équation I-30 de Parker et al. (2003), il est possible d'estimer le Shields critique des sédiments à $\theta_c = 0{,}030$. Pour être compatible avec la taille des rugosités, cette distribution a ensuite été transposée à l'échelle du modèle réduit en appliquant le facteur de réduction géométrique α. Une interpolation sigmoïdale, telle que décrite précédemment (cf. figure II-22), a été utilisée pour lisser la transition entre les classes granulométriques, assurant une continuité réaliste dans la distribution des tailles.

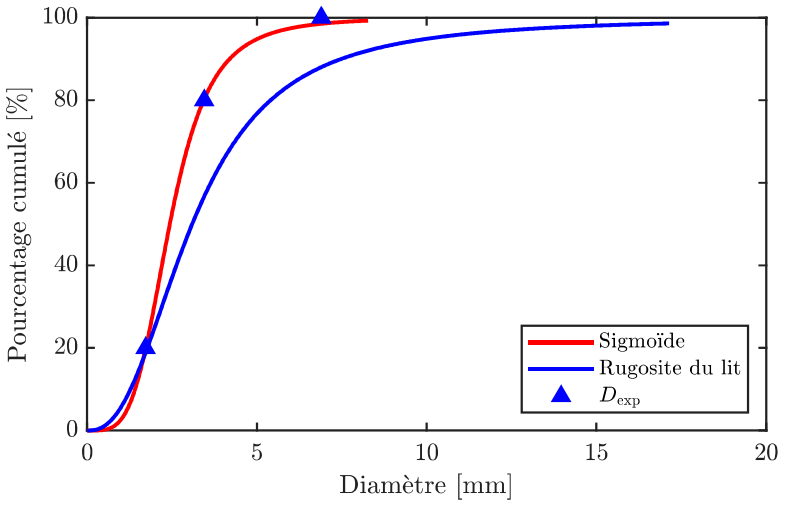


Fig. II-22 Courbe granulométrique représentant la taille expérimentale des sédiments de l'apport

Afin de garantir la similitude du transport sédimentaire entre le modèle réduit et le site naturel, il est nécessaire de maintenir un critère de Shields critique équivalent, estimé à 0,030. Étant donné que la taille des sédiments est imposée par la similitude géométrique, le maintien de la similitude du transport peut être assuré en ajustant la masse volumique des particules sédimentaires (Gorrick & Rodríguez, 2014). Pour cela, différentes particules de tailles et densités variables ont été testées expérimentalement afin d'évaluer

leur mise en mouvement dans les conditions hydrauliques du canal. Ces particules, sélectionnées pour être unimodales, couvrent la gamme granulométrique de l'apport sédimentaire, selon les matériaux disponibles dans le commerce. Elles ont été choisies de manière à se rapprocher des diamètres médians D_{50} (2,4 mm) ou caractéristiques D_{84} (3,7 mm) définis par la figure II-22. Le tableau ci-dessous présente les types de matériaux testés, accompagnés de leurs principales caractéristiques ainsi que leur vitesse de cisaillement seuil u_{τ_c}, correspondant au seuil de mobilité des 1ères particules placé sur le faux fond rugueux (cf. figure II-23) :

Type	Sédiments d'aquarium (quartz)	Billes de pistolet (plastique)	Billes d'airsoft (polymère)	Pellets plastiques (PBT VALOX VX 5022 BK7001)
Forme	Galets aléatoires	Sphérique	Sphérique	Galets cylindriques
Masse volumique ρ_s [kg.m^{-3}]	2490	1090	1760	1390
d [mm]	3	6	6	3
u_{τ_c} [m.s^{-1}]	0,0330	0,0116	0,0219	0,0205
θ_c	0,0248	0,0254	0,0107	0,0311
Photo				

Fig. II-23 Caractéristiques des sédiments modèles

À l'issue des essais de mise en mouvement, il a été observé que seuls les pellets plastiques présentaient un seuil de mobilisation autour de 12 l.s^{-1}, tandis que les billes de pistolet commençaient à se déplacer dès 5 l.s^{-1}, que les billes d'airsoft nécessitaient environ un débit 17 l.s^{-1}, et que les sédiments d'aquarium restaient immobiles jusqu'à un débit de 40 l.s^{-1}. Le choix des matériaux s'est donc orienté vers ceux susceptibles d'être mobilisés dans la plage de débits représentatifs des hydrogrammes de crue expérimentale. De plus, les pellets plastiques présentent une valeur du critère de Shields au seuil de mobilisation similaire avec la valeur estimée pour le sédiment réel ($\theta_c \sim 0{,}030$), ce qui conforte ce choix. Afin de faciliter leur détection par mesure optique et de les distinguer visuellement du substrat moulé, les particules ont été peintes en jaune à l'aide d'une peinture en aérosol n'altérant pas la densité des sédiments.



Fig. II-24 Reproduction de l'apport expérimental

Par ailleurs, les caractéristiques géométriques du dépôt sédimentaire (cf. figure II-24), en particulier sa hauteur, sa largeur et ses pentes latérales, ont été déterminées à partir des données topographiques issues du site naturel. L'apport présente ainsi une hauteur moyenne de 0,45 m, une largeur d'environ 21 m et une pente latérale de l'ordre de 9 %. Ces dimensions ont été transposées conformément à la loi de similitude géométrique retenue, conduisant à des dimensions réduites de 38 mm en hauteur, 1,81 m en largeur et une pente latérale équivalente. Toutefois, en raison des contraintes liées au volume de sédiment requis pour conserver cette similitude, des ajustements ont été nécessaires. Ainsi, une hauteur d'environ 20 mm, une largeur de 20 cm et une pente latérale proche de 15 % ont été adoptées pour les essais expérimentaux.

II.3 Paramètres étudiés

Les principes de similitude hydraulique et sédimentaire exposés précédemment permettent de reproduire en laboratoire les conditions hydrosédimentaires spécifiques de la Maronne. Toutefois, avant d'analyser l'impact des paramètres d'instationnarité présentés au chapitre I, il est nécessaire de disposer de cas de référence en écoulement stationnaire. Ces cas servent à quantifier les écarts sur les grandeurs physiques de l'écoulement, engendrés par les variations de débit. Pour cela, plusieurs types d'hydrogrammes ont été définis :

- **Hydrogrammes à débit constant**, utilisés comme cas de référence pour l'ensemble de l'étude hydrodynamique ;

- **Hydrogrammes à débit quasi-constant**, caractérisés par de faibles variations de débit jusqu'à 10 $l.s^{-1}$,15 $l.s^{-1}$ et 20 $l.s^{-1}$, utilisés comme cas de référence pour l'étude du transport d'un apport sédimentaire localisé (type tas), en supposant négligeables les effets d'instationnarité ($\beta = 3 \times 10^{-3}$ à $7{,}5 \times 10^{-3}$) ;

- **Hydrogrammes par paliers**, constitués d'une succession de phases à débit quasi-constant, permettant d'augmenter progressivement le débit tout en limitant le phénomène d'instationnarité ($\beta = 2{,}98 \times 10^{-4}$). Ils sont particulièrement adaptés à l'analyse des contraintes de cisaillement critiques u_{τ_c} des sédiments ;

- **Hydrogrammes naturels**, issue d'un hydrogramme réel par application des lois de similitude, permettant de reproduire une dynamique d'écoulement réaliste en crue et d'évaluer l'influence de la pente et du débit de pointe sur l'hydraulique et le transport sédimentaire. Il est important de noter qu'avant chaque hydrogramme naturel, une phase de montée quasi-stationnaire est introduite. Cette montée progressive permet d'atteindre le débit de réserve de la Maronne, garantissant ainsi les conditions initiales observées *in situ*, sans perturber les caractéristique hydraulique et sédimentaire, avant l'étude des effets liés à l'instationnarité.

L'ensemble de ces hydrogrammes est représenté en figure II-25 :

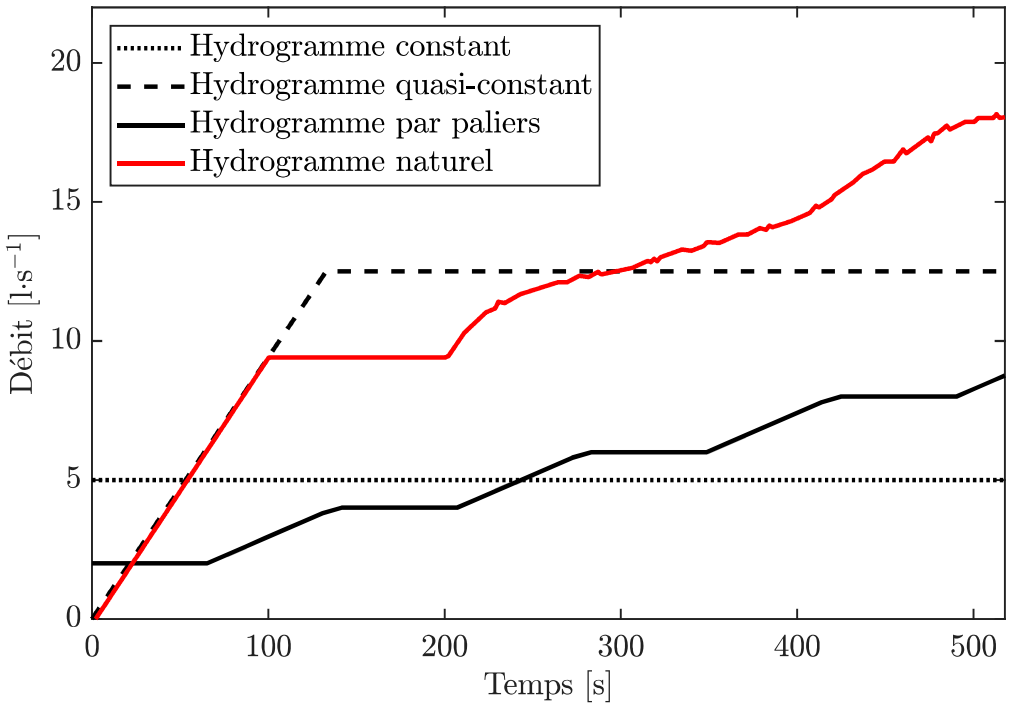


Fig. II-25 Types d'hydrogramme de référence utilisée lors des différentes campagnes

Ces différents cas d'hydrogrammes de référence sont mobilisés en fonction des objectifs expérimentaux et de la nature des phénomènes à observer. L'utilisation d'un hydrogramme constant est particulièrement adaptée à l'étude de l'écoulement seul, puisqu'il suffit d'attendre un temps suffisant après l'imposition du débit souhaité pour que les effets d'instationnarité deviennent négligeables. En revanche, dans le cas du transport sédimentaire, une variation brutale du débit entre 0 et le débit de pointe peut induire des phénomènes instationnaires susceptibles de déstabiliser plus rapidement les sédiments. Cela impose alors l'emploi d'hydrogrammes à montée progressive, soit sous forme de paliers, soit en régime quasi constant. Dans cette optique, les hydrogrammes ont été définis comme suit. Une montée linéaire de 0,1 $l.s^{-1}$ par seconde jusqu'au palier visé pour les cas quasi constants — également utilisée comme phase d'amorçage avant les hydrogrammes naturels, avec une stabilisation du débit de réserve pendant 100 secondes — et une montée par paliers de 2 $l.s^{-1}$ toutes les 60 secondes, avec maintien du débit constant pendant 60 secondes à chaque palier.

Grâce à ces cas de référence, les différents paramètres ont pu être caractérisés au cours des campagnes de mesure, qu'elles soient hydrauliques ou sédimentaires. Pour étudier l'hydrodynamique, la hauteur d'eau est mesurée à l'aide de capteurs acoustiques placés en plusieurs points du canal, tandis que les vitesses instantanées sont obtenues par deux méthodes complémentaires : des mesures ponctuelles tridimensionnelles via Acoustic Doppler Velocimetry (ADV, 1D–3 composantes) et des acquisitions bidimensionnelles de champs de vitesse par Particle Image Velocimetry (PIV, 2D–2 composantes). Dans le cas des mesures PIV, les contraintes liées aux techniques de capture et au stockage des données n'ont pas permis de couvrir l'intégralité des hydrogrammes naturels. L'analyse de l'évolution des vitesses s'est ainsi concentrée sur des fenêtres temporelles caractéristiques des phases de montée des hydrogrammes, où les dynamiques sont les plus marquées. L'ensemble des données issues des campagnes hydrodynamiques est référencé dans le tableau II-3, et le détail des méthodes employées sera présenté dans la partie II.4.

Type de données	Hydrogramme	Données
Hauteur d'eau	Constant	10 000 points à 20Hz pour 19 débits
	Naturel	Suivi des 39 hydrogrammes avec ADV et 22 fenêtres temporelles ciblées en PIV (fréquence variable)
Vitesse ponctuelle (ADV)	Constant	10 000 points à 20Hz pour 9 débits
	Naturel	Acquisition à 20 Hz de 10 fois chaque hydrogramme à $t_t/100$ (30 cas) + 1 acquisition à 20 Hz pour les 9 autres distorsion temporelle ($t_t/50$, $t_t/30$, $t_t/15$)
Champs de vitesse (PIV)	Constant	1 000 paires d'images à 2 Hz pour 19 débits
	Naturel	Acquisition ciblée à 20Hz de 22 fenêtres temporelles caractéristiques des phases de montée

Tableau II-3 Ensemble des jeux de données réalisées lors des expériences sur l'hydrodynamique

Type de données	Hydrogramme	Données
Mise en mouvement (flot optique)	Palier	Répétition de 10 paliers
	Naturel	Répétition 10 fois de chaque hydrogramme à $t_t/100$ (30 cas) + 1 acquisition pour les 9 autres distorsion temporelle
Suivis du tas (flot optique)	Quasi-constant	Suivi à 10, 15, 20 $l.s^{-1}$ (répétés 3 fois chacun)
	Naturel	Répétition 3 fois de chaque hydrogramme à $t_t/100$ (9 cas) + 1 acquisition pour les 9 autres distorsion temporelle ($t_t/50$, $t_t/30$, $t_t/15$)
Suivis du tas (ligne laser)	Quasi-constant	Suivi à 10, 15, 20 $l.s^{-1}$ (répétés 3 fois chacun)
	Naturel	Répétition 3 fois de chaque hydrogramme à $t_t/100$ (9 cas) + 1 acquisition pour les 9 autres distorsion temporelle ($t_t/50$, $t_t/30$, $t_t/15$)
Champs de vitesse (PIV)	Quasi-constant	Acquisition à 20 Hz de 10, 15, 20 $l.s^{-1}$ (répétés 1 fois chacun)
	Naturel	Acquisition à 20 Hz de 1 fois de chaque hydrogramme à $t_t/100$ (3 cas) + l'hydrogramme de la **Crue 1** à $t_t/50$.

Tableau II-4 Ensemble des jeux de données réalisées lors des expériences sur le transport de sédiments

À la suite de ces méthodes, plusieurs campagnes expérimentales ont été réalisées en présence de sédiments (tableau II-4). Les données recueillies comprennent la détection de la mise en mouvement des sédiments via une méthode de flot optique, le suivi d'un apport sédimentaire par flot optique et par suivi d'une ligne laser, ainsi que l'analyse du champ de vitesse autour de cet apport, obtenue par Particle Image Velocimetry (PIV). La durée des hydrogrammes a été définie jusqu'à la disparition des sédiments de la zone de mesure. Ces méthodes seront détaillées dans la partie II.5.

II.4 Mesures hydrodynamiques sur fond fixe rugueux

Pour suivre l'évolution temporelle de la hauteur d'eau et des vitesses dans le canal, des capteurs acoustiques de hauteur ont été déployés, associés à deux techniques complémentaires de mesure de la vitesse dans une eau adoucie dont la température variait entre 15 et 17 °C. Deux séries de mesures ont été réalisées sur la même zone d'étude afin d'évaluer la précision et la comparabilité de ces méthodes. La première utilise un vélocimètre à effet Doppler (ADV) pour des mesures ponctuelles, tandis que la seconde repose sur la vélocimétrie par imagerie de particules (PIV, *Particle Image Velocimetry*). La zone d'étude a été choisie suffisamment en aval du convergent pour permettre l'établissement de la couche limite, et au centre du canal afin de garantir l'installation de la PIV sans perturber l'écoulement. Les dispositifs de mesure sont représentés à la Figure II-26 et feront l'objet d'une description détaillée dans cette section.

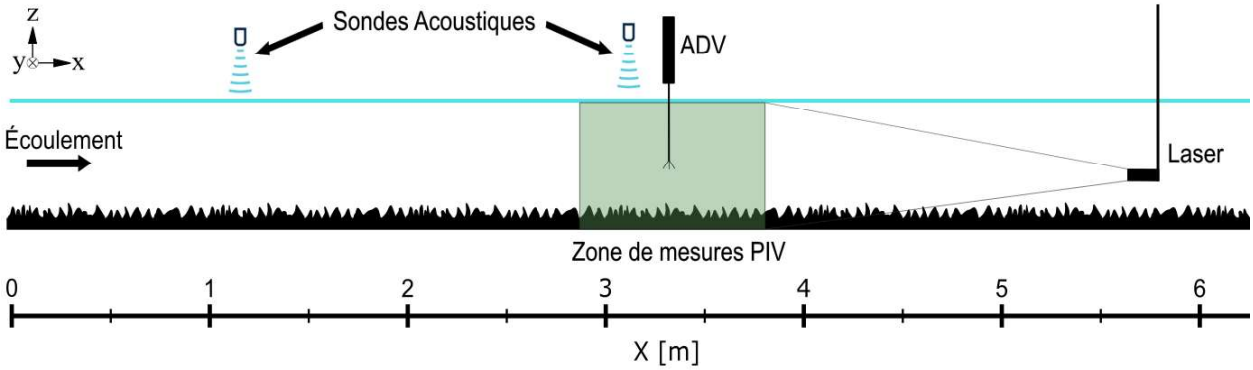


Fig. II-26 Schéma d'implantation des dispositifs de mesures et de leurs localisations dans le canal

II.4.1 Mesures de hauteur d'eau

Pour suivre l'évolution temporelle de la hauteur d'eau, deux sondes ultrasoniques Microsonic Mic+340/IU/TC ont été déployées au centre du canal, respectivement à 1,8 m et 3,8 m en aval du convergent, dans des zones présentant des motifs de rugosité identiques présentant les mêmes maximas locaux du fond du lit (cf. figure II-26). Les capteurs déterminent la distance entre leur tête émettrice et la surface libre, ce qui permet de reconstituer les variations du plan d'eau au cours des expériences. Les sondes ont été étalonnées à l'aide d'un étalon plan et normé, positionné parallèlement à la surface libre, en prenant comme référence la hauteur maximale des rugosités situées au centre des plaques. Ce protocole a permis de définir une hauteur d'eau initiale de 5 cm, conforme aux conditions hydrauliques des hydrogrammes, et d'assurer la reproductibilité des expériences en compensant les effets liés à l'évaporation progressive de l'eau au cours des jours d'essai.

Par la suite, deux campagnes ont été réalisées. La première, utilisant des hydrogrammes à débit constant a permis d'enregistrer dix-neuf séries de hauteurs d'eau, pour des débits variant de 5 à 50 $l.s^{-1}$ par pas de 2,5 $l.s^{-1}$, à une fréquence de 20 Hz sur 10 000 points. La seconde a été effectuée avec les différents hydrogrammes naturels développés dans la partie II.3. Les hydrogrammes $t_t/100$ ont été utilisés pour vérifier la reproductibilité des mesures sur 10 essais, tandis que les autres scénarios ont été mesurés une seule fois, en raison de la durée prolongée des expériences. La fréquence d'acquisition des capteurs a été adaptée à la contraction temporelle des hydrogrammes afin de garantir une résolution temporelle homogène. Ainsi, pour le scénario $t_t/15$, une fréquence de 1 Hz a été utilisée, augmentée à 2 Hz pour les hydrogrammes $t_t/30$, à 3,33 Hz pour $t_t/50$ et à 6,66 Hz pour $t_t/100$. Cette adaptation permet d'obtenir des mesures aux mêmes instants du cycle hydrologique et préserve la cohérence temporelle de l'analyse entre les différents scénarios. Par ailleurs, les incertitudes associées aux mesures de hauteur d'eau ont été évaluées. Elles proviennent principalement de la précision des sondes, des erreurs d'étalonnage, du positionnement du capteur dans le profil d'écoulement et des références de hauteur utilisées. En combinant ces différentes sources d'erreur par composition quadratique, l'incertitude globale est estimée à environ ± 2 mm. Cette valeur reste faible par rapport aux variations mesurées, qui s'étendent sur plusieurs centimètres, et peut donc être considérée comme négligeable dans l'analyse.

II.4.2 Mesures de vitesse 1D3C

Pour mesurer les vitesses instantanées de l'écoulement, un dispositif de Vélocimétrie Acoustique Doppler (ADV) a été utilisé. L'instrument employé est un MicroADV 16 MHz de la société SonTek, adapté aux écoulements de faible profondeur avec un fonctionnement reposant sur l'effet Doppler. La sonde ADV est constituée d'un émetteur acoustique central et de trois récepteurs disposés symétriquement autour de celui-ci, espacés de 120° les uns des autres (cf. figure II-25). L'émetteur envoie des ondes ultrasonores qui se réfléchissent sur les particules en suspension dans l'eau, telles que les impuretés ou les microbulles d'air, puis sont captées par les récepteurs. À partir de l'analyse des décalages de fréquence entre l'onde émise et les signaux reçus, et en connaissant la vitesse de propagation de l'onde dans l'eau, le système déduit les trois composantes de la vitesse des particules (1D3C). Après projection des vitesses mesurées le long des axes des faisceaux de retour, la vitesse obtenue correspond à une valeur moyenne des vitesses des particules en suspension à l'intérieur du volume de mesure de 0,09 cm^3 (cf figure II-27-a), situé à 5 cm de l'émetteur (Lejeune, 2023).

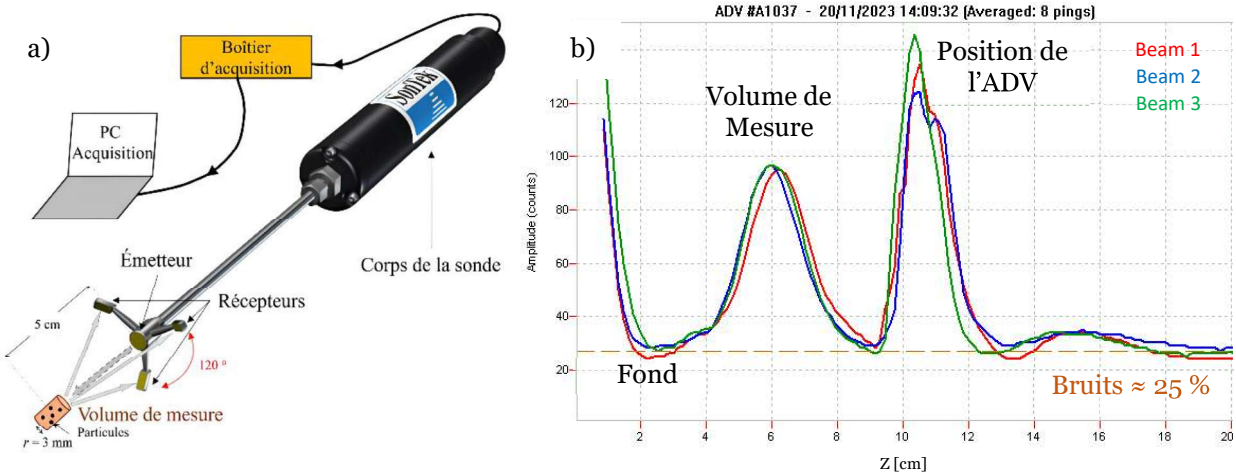


Fig. II-27 ADV : (a) Schéma de principe de mesure (Lejeune, 2023), (b) Amplitude du signal acoustique de retour en fonction de la distance verticale Z pour les trois faisceaux

Les mesures ont été effectuées dans l'axe longitudinal central du canal, à 2,9 m en aval du convergent, après la sonde de hauteur d'eau afin d'éviter toute interférence entre les deux dispositifs (cf. figure II-26). La sonde ADV a été positionnée à 7,8 cm au-dessus du fond du canal, de manière à optimiser la qualité du signal de retour dans la zone de mesure tout en obtenant des mesures de vitesse proches du lit rugueux. D'après le graphique d'intensité des signaux présenté en figure II-27-b, cette configuration place le volume d'échantillonnage à environ 4 cm du lit, avec une amplitude du signal acoustique de retour d'environ 95 counts et un rapport signal/bruit satisfaisant, de l'ordre de 25 %. Ces valeurs indiquent une qualité de signal suffisante pour garantir la fiabilité des mesures. Il est important de souligner qu'un abaissement de la sonde en-dessous de 7,8 cm entraînerait une dégradation du signal de retour, compromettant la qualité des mesures de vitesse. Cette hauteur correspond donc à la position optimale pour assurer une détection fiable des vitesses à proximité du fond rugueux. Les acquisitions ont été réalisées à l'aide du logiciel propriétaire fourni par SonTek, avec une fréquence d'échantillonnage de 20 Hz :

- Hydrogramme à débit constant : Pour chaque débit testé, par pas de 5 $l.s^{-1}$, 10 000 mesures à 20 Hz ont été enregistrées pour assurer une convergence statistique satisfaisante.
- Hydrogramme naturel : Un total de 39 hydrogrammes a été suivi, répartis comme suit :
    - 30 hydrogrammes correspondant à la répétition 10 fois des 3 hydrogrammes les plus court ($t_t/100$)
    - 9 hydrogrammes acquis une seule fois chacun, couvrant les autres distorsions temporelles des 3 crues ($t_t/50$, $t_t/30$, $t_t/15$),

Pour améliorer la qualité du signal acoustique, l'eau a été ensemencée avec des particules en polyamide 12 (nylon) fournies par la société Vestosint, d'un diamètre de 50 µm et d'une densité de 1,02. Ces particules fines de densité proche de celle de l'eau permettent de suivre le mouvement du fluide, facilitant ainsi la mesure des vitesses. Avant toute analyse, un prétraitement des données ADV a été réalisé afin d'éliminer les mesures de mauvaise qualité. Les séries temporelles ont été filtrées selon deux critères : un seuil de corrélation supérieur à 70 % et un rapport signal/bruit (SNR) supérieur à 20 dB. Ces filtres permettent d'exclure les données bruitées et d'assurer une base fiable pour l'étude des vitesses. Malgré ce tri, il convient de rappeler que, d'après Lejeune (2023), les mesures de vitesse par ADV comportent des incertitudes, principalement liées à la localisation spatiale du volume de mesure (incertitude-type d'environ 1,5 mm) ainsi qu'aux erreurs sur les grandeurs mesurées (estimées à environ 0,85 $mm.s^{-1}$), ce qui conduit à une incertitude élargie proche de 1,70 $mm.s^{-1}$. La sonde ADV étant positionnée au plus proche des rugosités du fond, les fluctuations importantes de vitesse observées résultent à la fois des structures turbulentes et d'une perte progressive des particules captées dans les rugosités au fil du temps.

II.4.3 Mesures de vitesse 2D2C

En complément des mesures ponctuelles réalisées par ADV, une seconde méthode a été employée, la *Particle Image Velocimetry* (PIV), afin de fournir une description spatiale de l'écoulement. Cette technique permet d'obtenir des champs de vitesse bidimensionnels (2D2C), en mesurant les composantes horizontale et verticale de la vitesse dans un plan central vertical du canal (cf. figure II-26). Le principe repose sur le suivi du déplacement de particules (ici, les particules de polyamide 12 de 50 µm de la société Vestosint) éclairées successivement par deux impulsions laser espacées dans le temps. La réflexion de la

lumière sur les particules est enregistrée à l'aide d'une caméra synchronisée avec les tirs laser (cf figure II-28). En comparant deux images consécutives et en connaissant l'intervalle de temps Δt entre les deux impulsions, il est possible de déterminer le vecteur déplacement des particules et donc le champ de vitesse instantané, selon une approche de corrélation croisée par interrogation d'images.

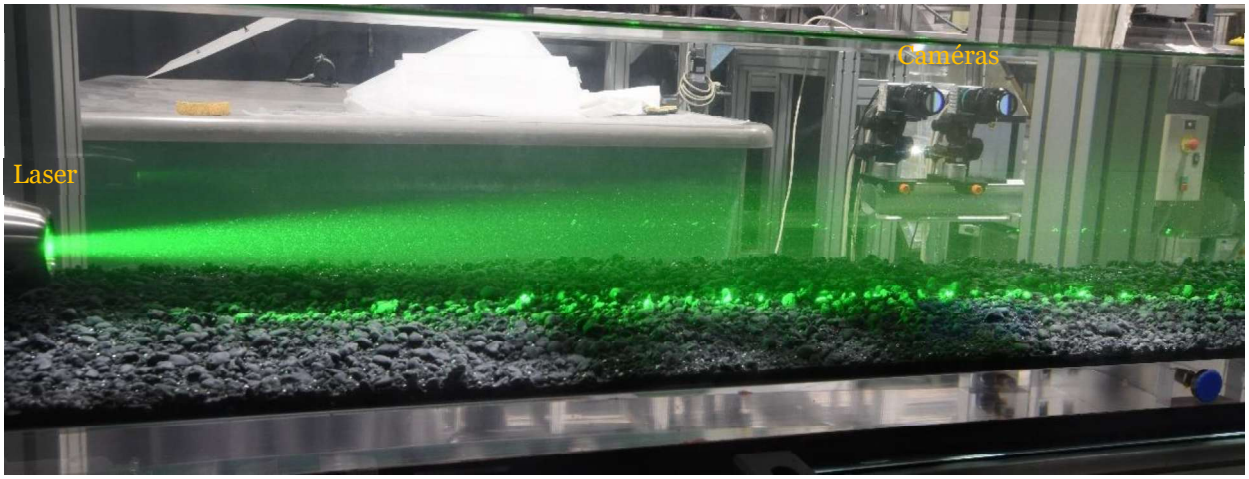


Fig. II-28 Photographie de la diffusion de lumière par les particules en suspension lors d'un tir laser

Pour ce faire, un laser Litron Nano L 50-50, émettant à une longueur d'onde de 532 nm, a été utilisé. Le faisceau laser a été introduit dans le canal grâce à un dispositif optique de type périscope inversé immergé, positionné en aval de la zone d'intérêt (cf. figure II-26). Il a été placé à une distance de 2 m de la zone de mesure afin d'éviter toute interférence avec l'écoulement. Le plan éclairé a été enregistré à l'aide du logiciel Dantec DynamicStudio, par deux caméras Dantec SpeedSense 1040 (2 320 × 1 726 pixels), chacune équipée d'un objectif AF Micro-Nikkor 105 mm f/2.8D et d'un filtre passe-bande centré sur 532 nm, destiné à minimiser la saturation des capteurs due aux reflets du laser sur les aspérités du fond rugueux. Cette configuration permet de couvrir un champ de mesure PIV de 440 × 160 mm, calibré à l'aide d'une mire (cf. figure II-29). Cette étape de calibration permet d'appliquer une correction géométrique aux images afin de compenser les distorsions optiques de l'objectif et d'assurer le raccordement entre les deux caméras.

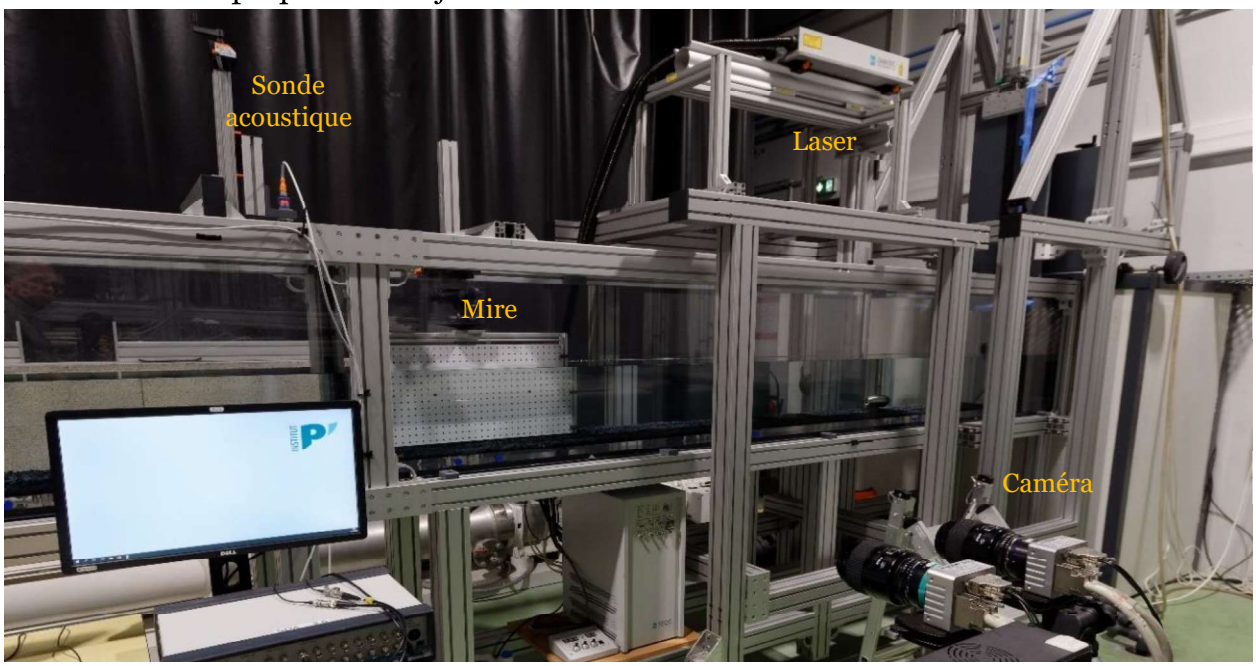


Fig. II-29 Photographie du montage expérimental avec la mire de calibration

Les images enregistrées ont ensuite été traitées à l'aide du logiciel DaVis de la société LaVision. Dans un premier temps, un raccordement géométrique des paires d'images a été effectué à l'aide de la calibration préalablement réalisée, permettant de corriger les distorsions optiques de l'objectif et d'aligner les images dans le repère physique du canal. Un prétraitement par soustraction temporelle (*Subtract Time Filter*) utilisant le minimum a ensuite été appliqué afin d'optimiser la détection des particules en mouvement. Cette étape consiste à retirer l'intensité minimale de chaque pixel sur l'ensemble des images, éliminant ainsi les variations statiques et le bruit de fond. Enfin, un masque binaire manuel, épousant la topographie du fond rugueux, a été appliqué à chaque paire d'images, excluant ainsi les zones non exploitables de l'analyse.

Le calcul des vecteurs vitesse a ensuite été réalisé par corrélation croisée entre les paires d'images, en utilisant une méthode à deux passes avec raffinement spatial. Les passes ont été effectuées sur des fenêtres de 32 × 32 pixels, avec un recouvrement de 50 %, correspondant à un vecteur tous les 3 mm. Cette taille de fenêtre a été choisie afin de garantir un *peak ratio* supérieur à 2, défini comme le rapport entre le maximum de la fonction de corrélation — correspondant au déplacement dominant des particules — et le second maximum local le plus élevé. Les incertitudes sur la corrélation, estimées à l'aide du logiciel DaVis (LaVision), sont de l'ordre du mm.s^{-1} pour les différentes conditions testées. Elles peuvent toutefois atteindre en moyenne 1,5 cm.s^{-1} (~ 0,3 pixels) dans les zones proches du fond rugueux pour les vitesses $\overline{u_x}$ et $\overline{u_z}$ (cf figure II-30). La zone de raccordement entre les deux images est également visible sur les cartes d'incertitude, générant des valeurs légèrement plus élevées dans cette région, de l'ordre de quelques mm.s^{-1}.

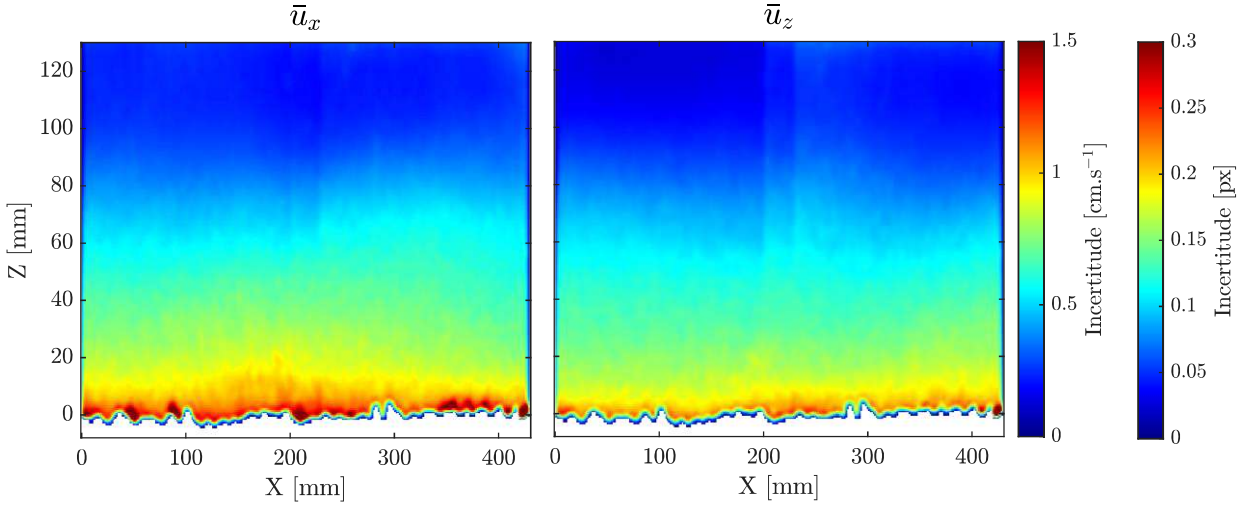


Fig. II-30 Incertitude des vitesses longitudinal et verticale pour un débit constant de 25 l.s^{-1}

Cette hausse des incertitudes proche du fond s'explique par la diminution de la vitesse des particules dans ces régions, entraînant des déplacements plus faibles entre deux images successives et réduisant ainsi la netteté du pic de corrélation. Par ailleurs, le manque de luminosité, ainsi que la présence d'écoulements tridimensionnels à proximité du fond, contribuent également à cette dégradation, en rendant plus difficile la détection précise des particules. Il convient de noter que ces incertitudes ne sont pas exhaustives et peuvent aussi provenir d'autres sources, telles que l'alignement optique, l'étalonnage spatial, les erreurs liées à la synchronisation temporelle, les conditions d'éclairage ou encore la température ambiante (Gomit et al., 2018). Dans cette étude, seule l'incertitude logicielle est prise en compte.

L'acquisition des données PIV a été adaptée en fonction des hydrogrammes. Pour les hydrogrammes à débit constant, 1 000 paires d'images ont été acquises à 2 Hz pour chaque débit, avec un pas de 2,5 l.s^{-1}, assurant ainsi la convergence statistique des champs de vitesse $\overline{u_x}$ et $\overline{u_z}$. Un exemple de convergence des vitesses à X = 76 mm et à différentes hauteurs pour un débit de 20 l.s^{-1} est présenté en figure II-31.

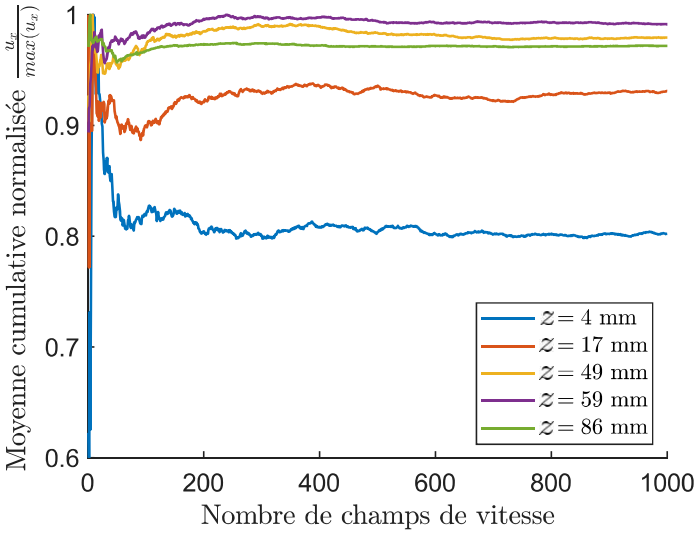


Fig. II-31 Convergence des vitesses longitudinales en X = 76 mm pour un débit constant de 20 l.s^{-1}

Le temps inter-image a été ajusté en fonction du débit maximal de l'hydrogramme, de façon à limiter le déplacement des particules à un maximum d'environ 8 pixels. Cette valeur constitue un compromis classique en PIV visant à garantir une corrélation fiable entre les paires d'images et à réduire les risques d'erreurs d'association des particules lors du calcul des vecteurs de vitesse (Raffel et al., 2018). Lors des cas naturels, l'enregistrement de l'intégralité des hydrogrammes s'est avéré techniquement impossible en raison de plusieurs contraintes expérimentales : la durée prolongée des hydrogrammes naturels (par exemple, la **crue 3** à $t_t/15$ dure 8 heures) et la taille considérable des données générées, estimée à 118 To pour 100 répétitions de cet hydrogramme. Pour contourner ces contraintes, des fenêtres temporelles ont été sélectionnées sur les phases de montée des hydrogrammes naturels, en cohérence avec la littérature (Wang et al., 2015; Phillips et al., 2018; Wang et al., 2021; Przyborowski et al., 2022; Bombar et al., 2023). Le protocole retenu a été appliqué à une fréquence d'acquisition de 20 Hz pour :

- La répétition 10 fois de la phase de montée la plus courte, correspondant à la **Crue 1** à $t_t/100$
- L'enregistrement complet de l'hydrogramme le plus court, également celui de la **Crue 1** à $t_t/100$
- 11 fenêtres couvrant les phases de montée des autres hydrogrammes, dont la **Crue 3** à $t_t/15$ est décomposée en douze sous-fenêtres de 2 000 images afin de limiter la taille totale des données.

II.4.4 Traitement des données instationnaires : application de la méthode VITA aux hydrogrammes naturels

Le traitement des données issues des hydrogrammes à débit constant repose sur le calcul de moyennes temporelles en chaque point de l'espace. En revanche, dans le cas des hydrogrammes naturels, le caractère instationnaire de l'écoulement rend inopérante

l'utilisation de moyennes temporelles classiques, puisque chaque point de mesure ne correspond qu'à un instant unique du cycle hydrologique. L'estimation de grandeurs statistiques nécessiterait alors la répétition d'un même hydrogramme sur un grand nombre de cycles, afin de reconstituer une moyenne d'ensemble décrivant l'évolution des grandeurs physiques à chaque instant de l'hydrogramme. Cette approche se heurte toutefois à une contrainte majeure liée à la durée élevée des temps d'acquisition, ce qui rend irréaliste la répétition d'un grand nombre d'hydrogrammes. Il devient donc nécessaire de recourir à des méthodes alternatives capables d'extraire des informations dynamiques pertinentes malgré un nombre restreint de répétitions. La méthode VITA (*Variable Interval Time Averaging*), proposée par Blackwelder & Kaplan (1976), répond à cet objectif. Elle repose sur l'idée que les événements intermittents, tels que les éjections et les balayages turbulents, s'accompagnent d'une augmentation locale de la variance des vitesses fluctuantes. Plutôt que d'utiliser une moyenne temporelle classique qui suppose la stationnarité, la méthode VITA applique une moyenne glissante sur des intervalles de durée $2\,T_{VITA}$ intervalles choisis pour représenter l'échelle temporelle des structures turbulentes étudiées. Cette opération agit comme un filtre passe-bas dont la fréquence de coupure est de l'ordre de $\frac{1}{2\,T_{VITA}}$ tout en permettant de suivre l'évolution locale et rapide du signal. La moyenne temporelle utilisée dans cette méthode est formalisée comme suit :

$$\bar{\psi}(x,y,z,t) = \lim_{T_{VITA}\to\infty} \frac{1}{2T_{VITA}} \times \int_{t-T_{VITA}}^{t+T_{VITA}} \psi(x,y,z,s)ds \approx \frac{1}{2N+1}\sum_{i=-N}^{N} \psi_i(x,y,z) \qquad \textbf{II-11}$$

Où ψ désigne une grandeur physique caractéristique de l'écoulement (u_x, u_y, u_z, h), T_{VITA} est la demi-largeur de la fenêtre d'analyse et N est le nombre d'échantillons dans cette fenêtre

La demi-largeur de fenêtre T_{VITA} utilisée dans la méthode VITA a été déterminée à partir d'une analyse de sensibilité, dont l'objectif est de conserver les fluctuations intenses du signal tout en atténuant les fluctuations de faible amplitude, généralement assimilables au bruit. Pour cela, plusieurs valeurs de demi-largeur de fenêtre T_{VITA} , comprises entre 1 et 20 secondes, ont été testées sur les données issues de 10 répétitions expérimentales (ADV, PIV et hauteur d'eau). Une moyenne temporelle de ces 10 répétitions a été calculée, puis lissée sur 3 secondes par convolution discrète du signal avec une fenêtre uniforme centrée. Ce lissage permet d'atténuer le bruit résiduel, les 10 répétitions n'étant pas suffisantes pour l'éliminer totalement. Cette courbe moyenne sert alors de référence dans le calcul de la corrélation de Pearson r_{AB} (équation II-12) selon Pearson (1896). Cette corrélation constitue une mesure statistique quantifiant la force et la direction de la relation linéaire entre deux variables A et B, prenant des valeurs comprises entre -1 pour une corrélation négative parfaite et +1 pour une corrélation positive parfaite, 0 indiquant l'absence de corrélation linéaire.

$$r_{AB} = \frac{Cov(A,B)}{\sqrt{Var(A)\times Var(B)}} \qquad \textbf{II-12}$$

où $Cov(X,Y)$ est la covariance entre les variables A et B et $Var(A)$ et $Var(B)$ leurs variances respectives.

À titre d'exemple, pour les mesures ADV acquises lors de la **crue 3** à $t_t/100$ (cf figure II-32-a), le coefficient de corrélation de Pearson augmente fortement pour des valeurs de T_{VITA} inférieures à 6 secondes, ce qui reflète l'efficacité du filtrage dans l'atténuation des

fluctuations présentes aux petites échelles temporelles. Au-delà de 6 secondes, la corrélation continue de croître plus lentement, avant de se stabiliser autour de 12 secondes. Cela indique qu'une grande partie de la structure commune du signal est déjà capturée et qu'un lissage supplémentaire n'apporte plus de gain significatif.

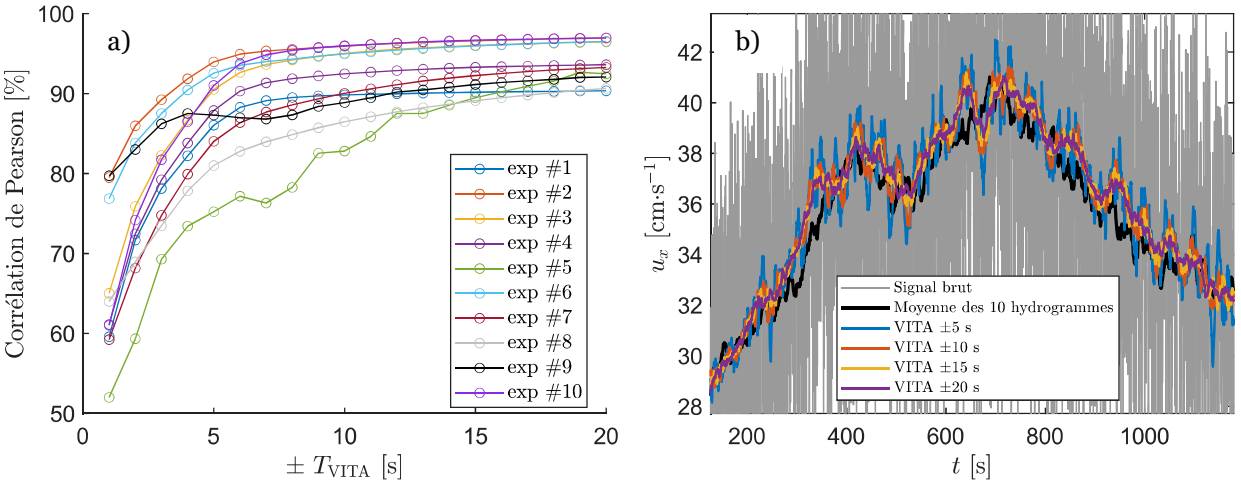


Fig. II-32 Analyse des corrélations de Pearson entre les vitesses ADV u_x et la moyenne de référence : (a) pour différente valeurs de T_{VITA} appliquée à l'hydrogramme de la **crue 3** à $t_t/100$, (b) Exemple de superposition des signaux filtrés pour différentes fenêtres VITA

Ces observations sont similaires pour les autres grandeurs mesurées (ADV, PIV et hauteur d'eau) sur les hydrogrammes à $t_t/100$. Dans tous les cas, la corrélation avec la référence augmente rapidement pour les petites valeurs de T_{VITA}, puis tend à se stabiliser au-delà d'un certain seuil. En conséquence, une valeur de T_{VITA} de 10 secondes a été retenue comme optimum pour les hydrogrammes à $t_t/100$, soit 1,3% du t_t de la **crue 1**, 0,5% du t_t de la **crue 2**, de 0,2% du t_t de la **crue 3**. Cette valeur de référence est ensuite adaptée proportionnellement pour les autres échelles temporelles, de manière à maintenir un nombre équivalent de points dans chaque fenêtre de filtrage, ce qui assure une comparabilité entre les différentes distorsions temporelles. Ainsi, les valeurs retenues sont :

- T_{VITA} = 20 sec à $t_t/50$,
- T_{VITA} = 33,33 sec pour $t_t/30$,
- T_{VITA} = 66,66 sec pour $t_t/15$,

La méthode VITA présente des incertitudes liées au choix de la taille de la fenêtre de lissage (Chanson & Docherty, 2010). Ce paramètre influence la capacité de la méthode à isoler les fluctuations basse fréquence du signal tout en atténuant le bruit de mesure. Cependant, une fenêtre trop longue tend également à lisser les fluctuations caractéristiques des écoulements instationnaires. Bien que ces incertitudes soient difficiles à quantifier directement, leur évaluation nécessite la disponibilité d'une référence fiable, ce qui fait défaut dans cette étude en raison de la forte variabilité des coefficients de corrélation observée entre les différentes expériences. Pour caractériser cette variabilité, il serait nécessaire, pour chaque instrument de mesure, de constituer une base de données de 100 hydrogrammes identiques afin d'analyser la dispersion des grandeurs et de déterminer la taille de fenêtre la plus représentative. Une telle base de données permettrait d'évaluer statistiquement les conditions nécessaires à la conservation des fluctuations turbulentes et offrirait un appui pour le choix de la taille de fenêtre de lissage.

II.5 Mesures en présence de sédiments mobiles

Pour compléter les mesures hydrodynamiques, un suivi optique des déplacements de sédiments a été mis en place. Cette approche permet d'analyser la dynamique sédimentaire à une échelle locale, en particulier les processus d'initiation du transport ainsi que l'évolution du déplacement du tas sédimentaire en réponse aux variations de débit. Le suivi optique a été réalisé dans la même zone que les mesures PIV hydrodynamiques, mais sur une distance plus étendue, de manière à mieux suivre les déplacements des sédiments (cf. figure II.33). Cette configuration permet une comparaison directe entre les champs de vitesse, les événements de mise en mouvement des particules, ainsi que la vitesse de déplacement de l'apport sédimentaire.

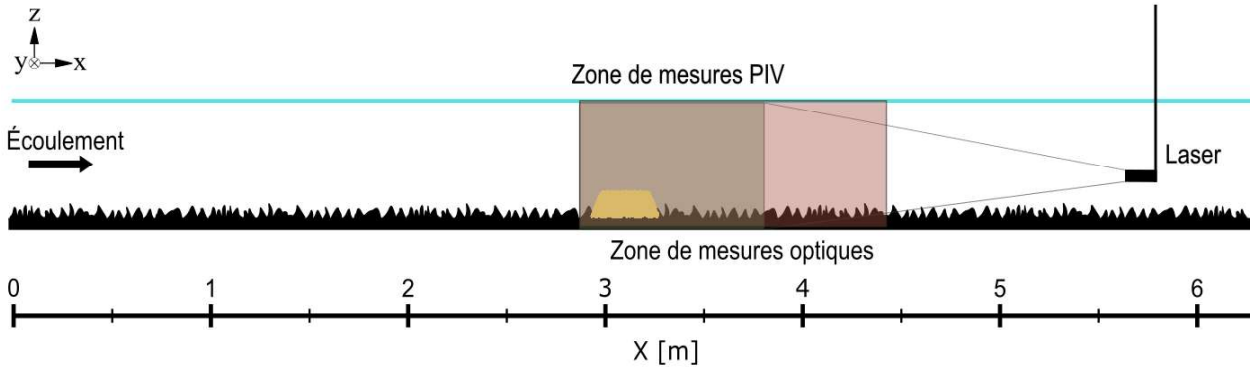


Fig. II-33 Schéma des zones de mesures optiques et de leurs localisations dans le canal

II.5.1 Mesures optiques de la limite de mise en mouvement des sédiments sur fond fixe rugueux

Dans cette expérience, une centaine de particules ont été déposées de manière aléatoire sur le fond rugueux. L'objectif est d'identifier les limites de mise en mouvement des sédiments sous des condition d'hydrogrammes par paliers et naturels et de comparer avec les contraintes de cisaillement mesurées. Ce protocole permet d'évaluer l'influence des paramètres hydrodynamiques sur l'initiation du transport, notamment lors des phases de variation de débit. L'analyse vise ainsi à caractériser l'impact des hydrogrammes naturels sur l'évolution du paramètre de Shields, souvent négligé dans les approches classiques de prédiction du transport sédimentaire. Pour cela, une caméra couleur Hikrobot (MV-CA050-20UC) d'une résolution de 2592 × 2048 pixels a été utilisée, positionnée à 90 cm en parallèle du canal avec un angle d'inclinaison de 12 degrés. Elle est équipée d'un objectif de 50 mm (MVL-KF5024M-25MP), offrant un champ d'environ 23,5 mm de longueur centré sur la position prévue du tas sédimentaire. Les images sont acquises à une fréquence de 10 Hz, suffisante pour suivre la mise en mouvement des particules sédimentaires dans les conditions expérimentales étudiées. Grâce à ce dispositif, les déplacements sédimentaires ont été filmés lors de dix hydrogrammes par paliers (cf. figure II-25), afin d'éviter des mouvements brusques des particules lors des variations soudaines de débit. Les hydrogrammes naturels les plus courts ont été répétés dix fois, soit un total de trente séries, pour permettre une analyse statistique de la mise en mouvement et vérifier la répétabilité des événements. Les neuf autres distorsions temporelles des hydrogrammes ont été analysées une seule fois, en raison des contraintes liées à la durée des expériences et au volume de données générées.

Pour analyser les déplacements des particules sédimentaires au cours des hydrogrammes, un suivi optique a été réalisé à partir des séquences vidéo, selon une approche distincte

des méthodes de détection appliquées sur du sable (Vah et al., 2022). Cette méthode repose sur l'analyse de flots optiques, permettant de quantifier les mouvements locaux entre images successives. Elle est rendue possible grâce à la résolution de la caméra, qui assure que chaque particule occupe plusieurs pixels (environ 1300 ici), permettant ainsi d'en détecter le déplacement avec les variations de luminance entre deux images. Le traitement débute par la conversion des images dans l'espace colorimétrique YUV afin d'extraire le canal de luminance (Y), ce qui facilite la détection des variations de luminosité, les particules jaunes contrastant fortement avec le fond sombre. L'algorithme de Farneback (Farnebäck, 2003), reconnu pour son efficacité à estimer les déplacements à petite échelle dans des images comportant un bruit modéré, est ensuite appliqué. Une fois le champ de déplacement calculé, la magnitude des vecteurs est calculée afin d'identifier les zones de mouvement significatif. Un seuil de 7 pixels est fixé pour ne conserver que les déplacements supérieurs à cette valeur, éliminant ainsi les variations dues aux vibrations des particules. Les pixels détectés sont représentés en vert (cf. figure II-34).



Fig. II-34 Exemples de détection du mouvement des particules par flot optique

Les pixels identifiés comme correspondant à des particules en mouvement par l'algorithme de Farneback ont ensuite été comptés image par image. Étant donné qu'une particule occupe en moyenne environ 1300 pixels, ce comptage permet de suivre le nombre de particules mobiles au cours des hydrogrammes et d'estimer quantitativement le seuil de mobilité des sédiments en fonction des variations hydrodynamiques. Cette approche relie directement le mouvement observé aux contraintes de cisaillement mesurées et permet de suivre l'évolution du paramètre de Shields au cours des hydrogrammes testés.

II.5.2 Mesures optiques du déplacement du tas de sédiments

Le déplacement du tas sédimentaire sur un fond rugueux a été étudié à l'aide de deux caméras couleur Hikrobot (MV-CA050-20UC) d'une résolution de 2592 × 2048 pixels, positionnées parallèlement au canal à une hauteur de 1,50 m. Chaque caméra était équipée d'un objectif de 25 mm (MVL-KF2524M-25MP), offrant un champ de vue de 1,50 m tout en limitant les déformations géométriques sur les bords de l'image (cf. Figure II-35). À l'aide de ce montage, deux méthodes distinctes ont été mises en place : le suivi du débit solide par calcul de flot optique appliqué au déplacement des particules sur le tas et le suivi de la morphologie du tas grâce à une ligne laser. Ces deux méthodes ont nécessité l'utilisation d'une mire de 2 m positionnée dans le plan médian du canal, afin de corriger les effets de perspective lors de la calibration des images dans le logiciel DaVis (LaVision).

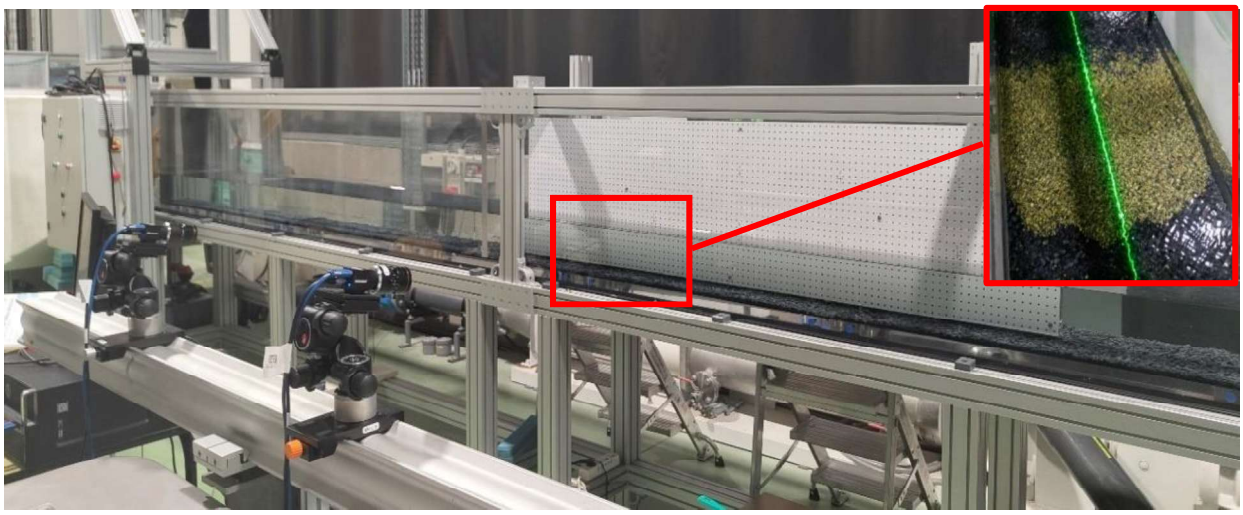


Fig. II-35 Photographie du positionnement des caméras, de la mire d'étalonnage et de la localisation de la ligne laser

Pour l'évaluation du débit solide, les caméras ont été inclinées de 12° par rapport à la verticale afin de limiter le fait que les particules situées au premier plan ne masquent le déplacement de celles situées en arrière-plan. Par la suite, le traitement repose sur les principes décrits en partie II.5.1 (Farnebäck, 2003). La principale différence réside dans l'emploi de deux caméras équipées d'objectifs à champ relativement large, ainsi que dans la nécessité de travailler en noir et blanc pour permettre le raccordement des images dans le logiciel DaVis (LaVision). Par ailleurs, la distance séparant les caméras de la zone observée réduit la taille apparente des particules sur les images. Cela impose un seuil de détection de 0,5 pixel, adapté au recul important et au nombre élevé de particules visibles. Dans ces conditions, la taille caractéristique d'une particule est d'environ 150 pixels (cf. Figure II-36). Les tests préliminaires montrent que les particules se déplacent principalement à la surface du tas, sans mouvements superposés sur plusieurs niveaux de sédiments. Dans ces conditions, la détection reste globalement fiable pour l'estimation du débit solide, même si certaines particules peuvent être ponctuellement masquées par d'autres sur quelques images.

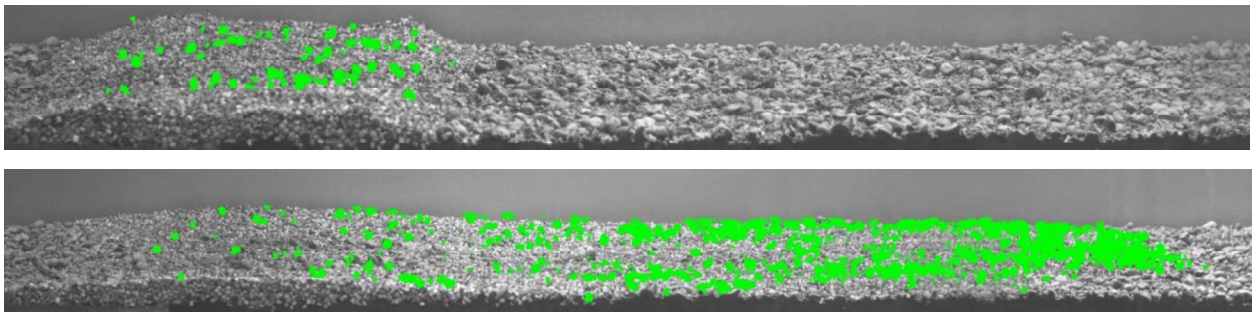


Fig. II-36 Exemples de détection du mouvement des particules sur un tas à l'aide du flot optique (vue de la caméra gauche)

La seconde méthode repose sur la détection d'une ligne laser projetée au centre du canal, traversant la surface libre avec une faible réfraction (cf. Figure II-35). Cette technique, entièrement non intrusive, permet un suivi 2D continu de la géométrie du dépôt. L'objectif de cette expérimentation est de suivre l'évolution morphologique du tas sédimentaire en fonction des conditions hydrodynamiques, afin de compléter les mécanismes de transport liés aux variations de débit. Pour obtenir une précision satisfaisante dans la mesure de la hauteur du tas, les caméras sont positionnées parallèlement à l'axe du canal avec un angle d'environ 1°, permettant de distinguer

clairement la réflexion de la ligne laser. Les images sont ensuite recalibrées à l'aide de la mire dans le logiciel DaVis afin de restituer correctement la hauteur réelle.

Par la suite, le traitement s'effectue image par image. À chaque pas de temps, une image est extraite et une région d'intérêt (ROI) centrée sur la ligne laser est isolée. Cette zone est prétraitée pour corriger les effets optiques résiduels, tels que les variations de luminosité et le bruit, puis binarisée afin de détecter les pixels les plus lumineux correspondant à l'impact du faisceau laser sur la surface du tas ou sur le fond. Pour chaque colonne de la ROI, les indices verticaux des pixels binarisés sont identifiés. Un polynôme glissant de degré 4 est ensuite ajusté sur des fenêtres de 600 pixels consécutifs pour estimer la position verticale de la ligne laser. Cette interpolation permet de reconstruire une ligne continue, alors que la projection brute présente des discontinuités liées à la rugosité du faux fond ou au masquage ponctuel par les sédiments. Elle garantit ainsi une continuité spatiale satisfaisante, même dans les zones de faible intensité lumineuse ou affectées par de légers défauts de projection (cf. Figure II-37).

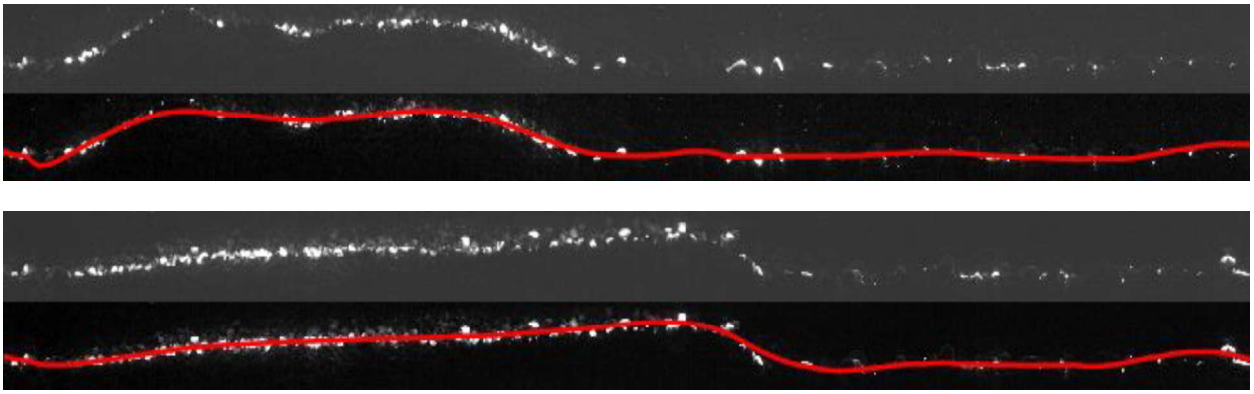


Fig. II-37 Exemples d'extraction de la géométrie du tas à partir d'images brutes, montrant la configuration initiale (haut) et son évolution en cours de transport (bas)

Les profils transversaux extraits à chaque pas de temps sont regroupés afin de construire une carte spatio-temporelle de l'évolution du dépôt sédimentaire (cf. Fig. II-38-b). Cette représentation permet de suivre la morphologie du tas Z_{tas} en fonction de la position longitudinale X et du temps t.

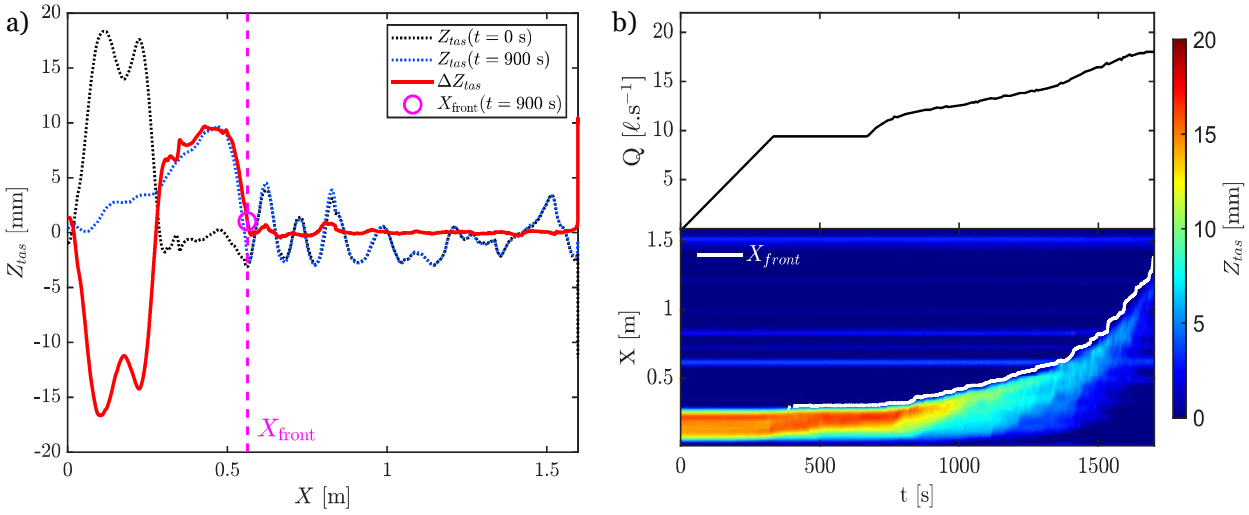


Fig. II-38 Suivi de l'apport sédimentaire expérimental : (a) Méthode de détection du front sédimentaire X_{front}, (b) Évolution spatio-temporelle de la morphologie du tas Z_{tas} et X_{front} au cours de la **crue 3** à $t_t/30$

La détection du front sédimentaire X_{front} est réalisée en comparant les profils au profil initial. Pour chaque profil, la variation de hauteur du tas ΔZ_{tas} est définie comme la différence entre la hauteur initiale et la hauteur à l'instant t (cf Figure II-38-a). Une variation supérieure à 1 mm — soit environ un tiers du diamètre des sédiments cylindriques — est considérée comme significative, permettant d'éliminer le bruit de mesure et les fluctuations optiques mineures. L'application de ce critère permet d'identifier le moment et la position où le tas sédimentaire commence à se déplacer. Le front de progression est ensuite déterminé, pour chaque instant, comme la dernière abscisse où ce seuil est franchi. Il est représenté sous forme d'une ligne blanche sur la carte spatio-temporelle (cf. Fig. II-38-b), visualisant ainsi le déplacement longitudinal du tas au cours des hydrogrammes. Cette approche permet également de quantifier les vitesses de déplacement $u_{X_{tas}}$ et d'érosion du tas $u_{Z_{tas}}$ en calculant la dérivée temporelle de $X_{front}(t)$ et de $Z_{tas_{max}}(t)$, fournissant ainsi une estimation des processus sédimentaires induits par l'écoulement. L'ensemble de ces résultats sera analysé en détail dans la partie IV, consacrée à l'interprétation des mécanismes de transport sédimentaire. L'ensemble des cas expérimentaux réalisés est présenté dans le tableau II-5 et est identique pour les deux méthodes de mesure utilisées. Plusieurs cas de référence ont été reproduits afin d'évaluer la reproductibilité des acquisitions, tandis que les hydrogrammes de plus longue durée n'ont été effectués qu'une seule fois en raison des contraintes liées au stockage et à la durée d'acquisition.

Hydrogramme	Données
Quasi-constant	10, 15, 20 l.s^{-1} (répétés 3 fois chacun)
Naturel	Répétition 3 fois pour chaque hydrogramme à $t_t/100$ (9 cas) + 1 acquisition pour les 9 autres distorsion temporelle

Tableau II-5 Ensemble des jeux de données réalisées lors du suivi par ligne laser et de flot optique sur le tas

II.5.3 Mesures de vitesse par PIV autour d'un tas de sédiments mobiles

En complément du suivi morphologique du tas de sédiments, une analyse des champs de vitesse a été réalisée à l'aide de la vélocimétrie par images de particules (PIV). Cette méthode permet de caractériser l'écoulement dans la colonne d'eau et d'identifier les structures turbulentes susceptibles d'interagir avec le dépôt sédimentaire. L'objectif principal est de relier les fluctuations hydrodynamiques locales, en particulier les contraintes de cisaillement instantanées, aux événements de mise en mouvement observés sur le tas. Les acquisitions ont été réalisées dans les mêmes conditions que les mesures hydrodynamiques, en utilisant des particules en polyamide 12 dopées à la rhodamine, fournies par la société Vestosint. Un laser Litron Nano L 50-50, émettant à une longueur d'onde de 532 nm, a servi de source d'éclairage. Le faisceau laser a été introduit dans le canal à l'aide d'un dispositif optique sous-marin de type périscope inversé, placé en aval de la zone d'intérêt (cf. figure II-33). Les particules dans le plan laser sont suivies par deux caméras Dantec SpeedSense 1040 (2 320 × 1 726 pixels), chacune équipée d'un objectif AF Micro-Nikkor 105 mm f/2.8D (cf. figure II-39). Des filtres passe-bande centrés sur 532 nm sont ajoutés pour limiter la saturation des

capteurs causée par les réflexions sur le fond rugueux et les sédiments. Ce dispositif permet de visualiser un champ de mesure de 500 mm × 100 mm.

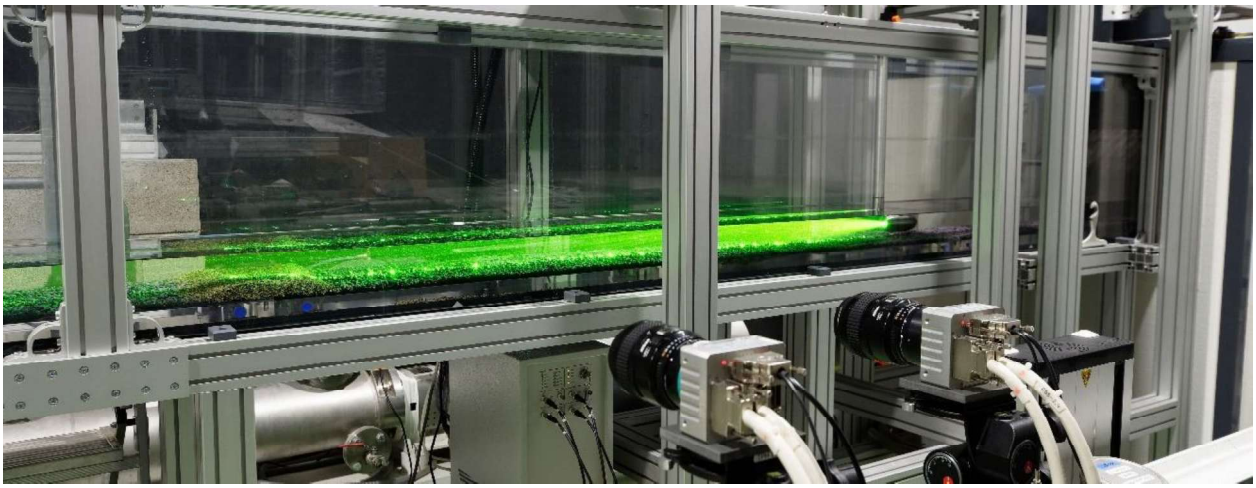


Fig. II-39 Montage expérimental pour les mesures PIV en présence de sédiments

À l'aide de cette méthode, le nombre de mesures réalisables a été limité en raison du temps d'acquisition et de traitement important qu'elle implique. L'étude s'est donc concentrée sur les trois hydrogrammes quasi-constant présentés précédemment (10 $l.s^{-1}$, 15 $l.s^{-1}$ et 20 $l.s^{-1}$), ainsi que sur les trois hydrogrammes à $t_t/100$ (réalisés une seule fois chacun) et l'hydrogramme de la **Crue 1** à $t_t/50$. Pour chaque cas, les acquisitions sont interrompues dès que le tas sédimentaire a traversé l'ensemble du champ de mesure. Cette contrainte a parfois limité l'analyse, en particulier pour les hydrogrammes longs, empêchant l'évaluation complète de l'impact de toutes les phases de l'écoulement sur la dynamique sédimentaire. Par la suite, les images enregistrées ont été traitées à l'aide du logiciel DaVis de la société LaVision. Comme pour les mesures de vitesse par PIV de la partie II.4.3, les images ont été raccordées à l'aide de la calibration, avec un filtre binaire appliqué pour exclure les zones correspondant aux rugosités du fond. En complément, un filtre automatique a été utilisé pour détecter et masquer les régions occupées par les sédiments statiques ou en mouvement. Concrètement, les pixels dont l'intensité est trop faible (inférieure à 7 dans l'échelle interne du logiciel) sont considérés comme « non exploitables », générant ainsi un masque spécifique à chaque image. Cette procédure permet de limiter l'influence des sédiments et de maintenir une analyse PIV sur les zones de fluide où les particules traçantes sont visibles. Cependant, elle crée parfois des zones d'ombre, notamment dans les régions où l'intensité de la fluorescence des particules de rhodamine est insuffisante, ce qui affecte particulièrement les mesures proches de la surface libre (cf figure II-40). Sur ces images masquées, la corrélation croisée des paires d'images a été réalisée uniquement dans les zones non masquées, selon une approche à deux passes avec des fenêtres de 32 × 32 pixels et un recouvrement de 50 %, permettant d'obtenir le champ de vitesse instantané à chaque instant (cf. figure II-40). Ces champs de vitesse pourront être traités selon la même méthode VITA développée dans la section II.4.4, mais sans effectuer de moyenne spatiale en raison des variations de vitesse liées à l'avancement du tas et à la recirculation du fluide en aval, qui rendent les vitesses non homogènes spatialement. Cette méthode sera discutée dans le chapitre IV.

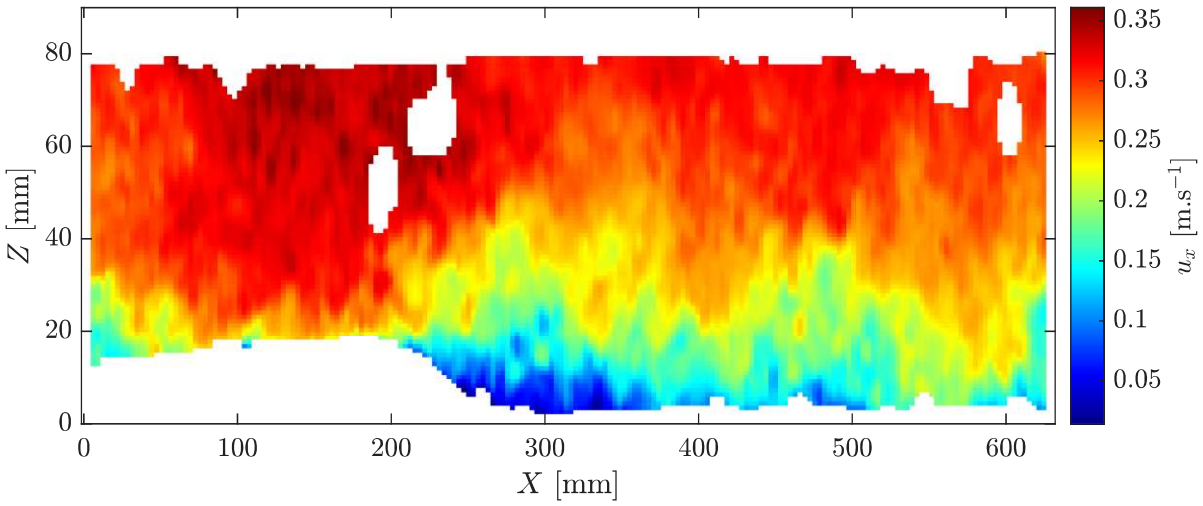


Fig. II-40 Champ instantané de vitesses lors du suivi PIV de l'apport sédimentaire

II.6 Conclusions

Au terme de ce chapitre, les mesures réalisées sur le site de la Maronne permettent de dresser un premier bilan des dynamiques sédimentaires en contexte de crue, révélant la vulnérabilité des frayères artificielles. L'analyse croisée des levés topographiques et des observations *in situ* met en évidence une forte mobilisation des sédiments injectés au centre du lit, conséquence d'une année hydrologique exceptionnelle marquée par plusieurs crues majeures. Ces résultats soulignent les limites du suivi d'un site en période de crue, en raison des débits élevés, de l'imprévisibilité des événements et de l'absence de contrôle sur leur intensité. Ces constats ont conduit à la mise en place d'un dispositif expérimental en laboratoire, permettant une analyse contrôlée et reproductible des dynamiques instationnaires et une meilleure compréhension de l'instabilité des apports sédimentaires. Les données *in situ* ont servi à définir la similitude entre le site naturel et le canal expérimental, en tenant compte des rapports d'échelle afin de reproduire fidèlement les hydrogrammes caractéristiques, la rugosité hydraulique équivalente et l'apport sédimentaire. En combinant une similitude basée sur le nombre de Froude, pour reproduire les caractéristiques des écoulements à surface libre, et le critère de Shields, pour assurer la représentativité de la mobilité des sédiments, le dispositif expérimental permet de reproduire de manière cohérente les scénarios de crue observés sur le terrain. Cette approche garantit la transposabilité des grandeurs physiques et permet de quantifier les paramètres responsables du déplacement des sédiments apportés.

Dans ce but, l'écoulement a été caractérisé à l'aide de sondes acoustiques et de mesures de vitesses ponctuelles et spatiales, afin de suivre l'évolution des grandeurs physiques au cours d'un hydrogramme de crue. L'ensemble des mesures instationnaires a été post-traité à l'aide de la méthode VITA, permettant de filtrer les transitoires et d'extraire les vitesses moyennes évolutives. Cette approche a permis de suivre l'évolution temporelle des corrélations turbulentes $\overline{u_x{}'u_z{}'}$, responsables en grande partie des variations de la contrainte de cisaillement τ. En complément, l'utilisation conjointe de la méthode du *Viscous Sublayer Profile* et de l'approche *Clauser Plot* a permis d'estimer τ_0 et son évolution, tout en prenant en compte les limites de cette dernière pour des parois à rugosité développée. Ces approches seront comparées entre elles et mises en relation avec différents indicateurs d'instationnarité (section I.1.3), afin d'évaluer leur cohérence et leur sensibilité aux conditions de crue. Par ailleurs, ces analyses seront confrontées aux

mesures sédimentaires obtenues par des méthodes de flot optique, permettant de détecter les seuils de mise en mouvement des sédiments et de les relier au paramètre de Shields critique θ_c, à la fois pour des hydrogrammes naturels et à débit constant. Le suivi laser de la surface du tas sédimentaire et les mesures PIV associées ont également fourni des diagnostics complémentaires sur les processus de transport du tas, ainsi que sur les vitesses de déplacement et d'érosion.

Au total, près de 200 h d'hydrogrammes expérimentaux ont été acquis et traités, couvrant à la fois les mesures hydrodynamiques et les observations sédimentaires (tableaux II-3 et II-4). Cet ensemble de données, construit à partir d'hydrogrammes constants, quasi-constants et naturels, constitue une base solide pour caractériser l'évolution des grandeurs hydrodynamiques ainsi que la réponse des sédiments aux régimes instationnaires. Ces mesures permettent d'analyser l'influence des phases transitoires des hydrogrammes sur la stabilité et le transport des matériaux déposés. Les chapitres suivants exploitent l'ensemble de ces jeux de données pour décrire et quantifier les transformations induites par les hydrogrammes sur l'écoulement (chapitre III) et sur le dépôt sédimentaire (chapitre IV), ouvrant la voie à une compréhension approfondie des dynamiques hydrosédimentaires en contexte de crue.

Chapitre III Caractérisation hydrodynamique de l'écoulement

III.1 Paramètres hydrodynamiques lors d'hydrogramme à débit constant 96
III.1.1 Evaluation des hauteurs d'eau 96
III.1.2 Evaluation des données cinématiques 97
III.1.3 Contraintes de cisaillement en proche paroi 103
III.1.4 Synthèse des relations hydrodynamiques de référence établies dans le canal expérimental sur fond rugueux 105
III.1.5 Evaluation de la rugosité du canal 107
III.2 Influence des variations de débit sur les paramétres hydrodynamiques 110
III.2.1 Comparaison des variations des hauteurs d'eau issues des hydrogrammes avec les hauteurs d'eau de référence 110
III.2.2 Comparaison des variations de vitesse et des fluctuations turbulentes issues des hydrogrammes avec les relations de référence 114
III.2.3 Comparaison des variations de vitesse cisaillement issues des hydrogrammes avec la référence 122
III.3 Conclusions 124

Ce troisième chapitre vise à comprendre comment les crues modifient la dynamique de l'écoulement, en particulier l'évolution des contraintes de cisaillement sur le fond rugueux. En s'appuyant sur l'ensemble des mesures hydrodynamiques acquises (cf figure II-26) et traitées au chapitre précédent, l'objectif est d'identifier et de quantifier les différences par rapport aux régimes à débit constant et d'évaluer l'impact des variations de débit sur la dynamique de l'écoulement. Pour ce faire, des hydrogrammes à débit constant sont d'abord utilisés pour caractériser l'écoulement sur le lit rugueux du canal expérimental, constituant une référence permettant de comparer les régimes soumis aux hydrogrammes naturels. Les grandeurs mesurées sont ensuite analysées à l'aide de traitements adaptés pour suivre l'évolution temporelle des vitesses moyennes, du tenseur de Reynolds et des vitesses de cisaillement au cours des crues. Cette approche permet de comprendre comment la variabilité temporelle du débit influence la dynamique de l'écoulement et pour identifier les paramètres des hydrogrammes responsables des modifications observées. Les résultats seront enfin confrontés aux observations sédimentaires du chapitre suivant afin de relier la dynamique hydrodynamique aux processus de transport des sédiments.

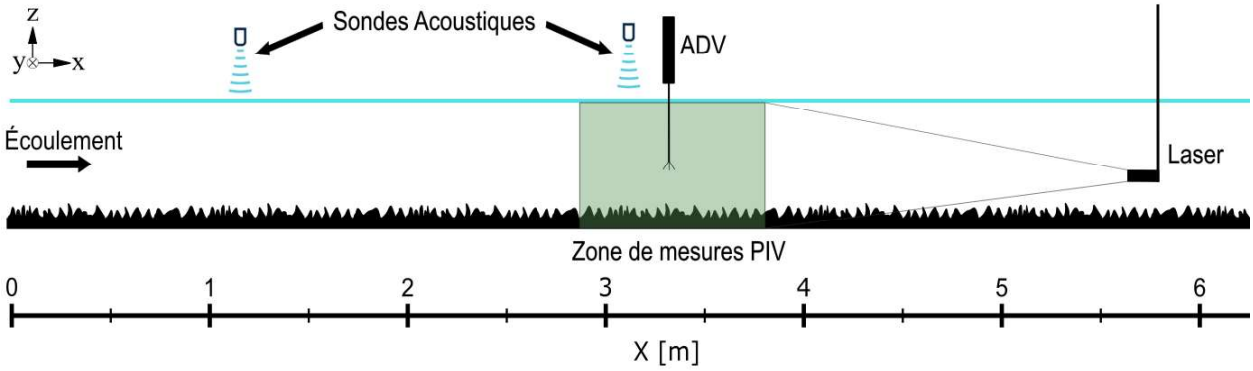


Fig. II-26 Schéma d'implantation des dispositifs de mesures et de leurs localisations dans le canal

III.1 Paramètres hydrodynamiques lors d'hydrogramme à débit constant

L'objectif de cette partie est de caractériser l'écoulement sur fond rugueux à l'aide d'hydrogrammes à débit constant (section II.3). L'étude porte sur 19 différents débits, dans le but d'établir les relations entre le débit et les paramètres hydrodynamiques : $h(Q)$, $\langle \overline{u_i} \rangle(Q)$, $\langle \overline{u'_i\, u'_j} \rangle(Q)$, $u_\tau(Q)$. Ces relations constituent une référence pour l'analyse des hydrogrammes naturels, permettant de mettre en évidence les spécificités des écoulements instationnaires (cf. section I.1.3) par rapport aux grandeurs caractéristiques obtenues à débit constant. Par ailleurs, la caractérisation de la rugosité hydraulique k_s du canal sera également abordée, en lien avec les questionnements soulevés dans la section II.2.3.

III.1.1 Evaluation des hauteurs d'eau

Les hauteurs d'eau ont été mesurées en deux points distincts du canal (cf. figure II-26) pour différents débits, afin de déterminer les relations $h_1(Q)$ et $h_2(Q)$. Pour chaque débit imposé en amont et maintenu durant l'ensemble des enregistrements, les hauteurs d'eau ont été échantillonnées et moyennées sur 1000 valeurs consécutives, garantissant la convergence statistique des résultats. L'interpolation des hauteurs moyennées a été

réalisée à l'aide d'un polynôme de degré 2 (cf. figure III-1), fournissant des corrélations de $R^2 \approx 0{,}998$ et attestant de la qualité des régressions $h_1(Q)$ et $h_2(Q)$.

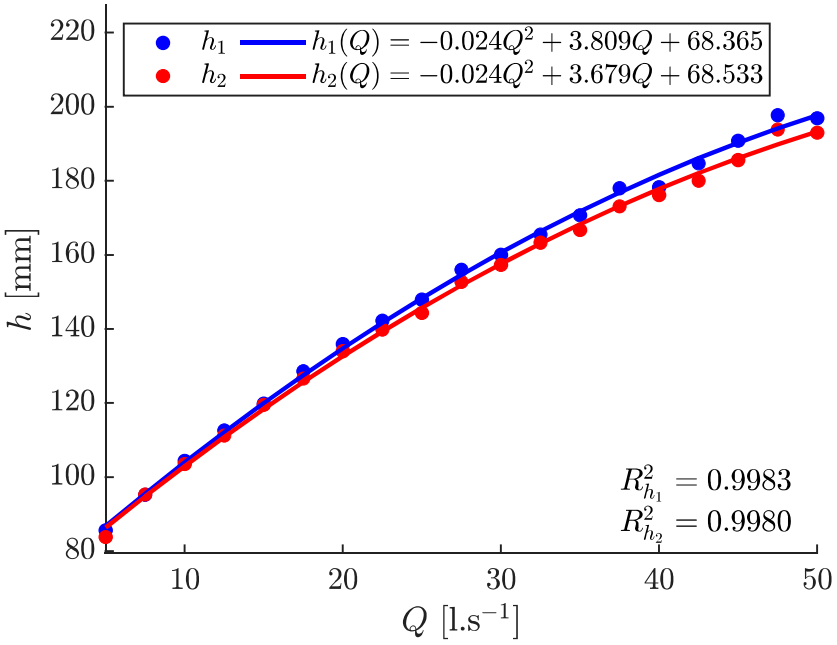


Fig. III-1 Relation entre l'évolution débit et les hauteurs d'eau mesurées

Les hauteurs d'eau $h_1(Q)$ et $h_2(Q)$ sont pratiquement identiques pour les faibles débits, mais tendent à se différencier à mesure que le débit augmente. Cet écart traduit l'accroissement des pertes de charge avec le débit, principalement lié à l'intensification de la contrainte sur les rugosités du fond et à l'augmentation de la surface de frottement latéral. Pour les analyses suivantes, les valeurs de $h_2(Q)$ seront retenues pour définir $h(Q)$, ce point étant situé proche de la zone de mesures de vitesse.

III.1.2 Evaluation des données cinématiques

Lors des campagnes expérimentales, deux techniques complémentaires ont été employées pour mesurer les vitesses (cf. figure II-26). L'anémométrie Doppler acoustique (ADV) fournit des mesures ponctuelles et locales, permettant de caractériser les variations des trois composantes de la vitesse. La vélocimétrie par image de particules (PIV), quant à elle, permet de reconstituer spatialement le champ de vitesses et de reconstruire les profils dans le plan X–Z. Les vitesses locales mesurées par l'ADV ont été moyennées sur 1000 échantillons afin d'obtenir une estimation représentative de la vitesse moyenne temporelle $\overline{u_i}(Q)$ (cf figure III-2-a), mesurée à 4 cm au-dessus du fond. L'analyse de ces mesures montre que l'écoulement sous hydrogramme à débit constant est globalement unidirectionnel et horizontal, avec des composantes moyennes transverse $\overline{u_y}(Q)$ et verticale $\overline{u_z}(Q)$ respectivement de 1,4 cm.s^{-1} et 0,4 cm.s^{-1}. Théoriquement, pour un écoulement unidirectionnel et uniforme, ces composantes devraient être nulles ou rester dans la plage d'incertitude de ± 0,17 cm.s^{-1}. Les écarts observés peuvent s'expliquer par des courants transverses liés à la conception du canal expérimental, par la précision du capteur à proximité du fond rugueux, ainsi que par de petites déviations locales de l'écoulement induites par les rugosités. La composante principale $\overline{u_x}(Q)$ augmente avec le débit selon une loi puissance, en accord avec la relation

empirique de type Chézy (équation I.15) reliant vitesse et débit, avec un coefficient de corrélation $R^2 \approx 0{,}998$.

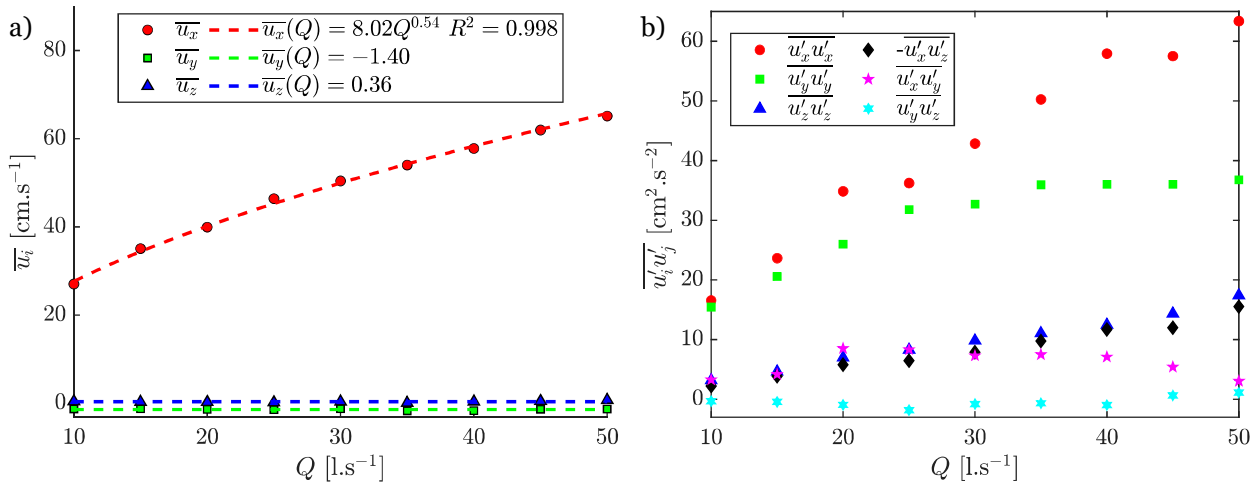


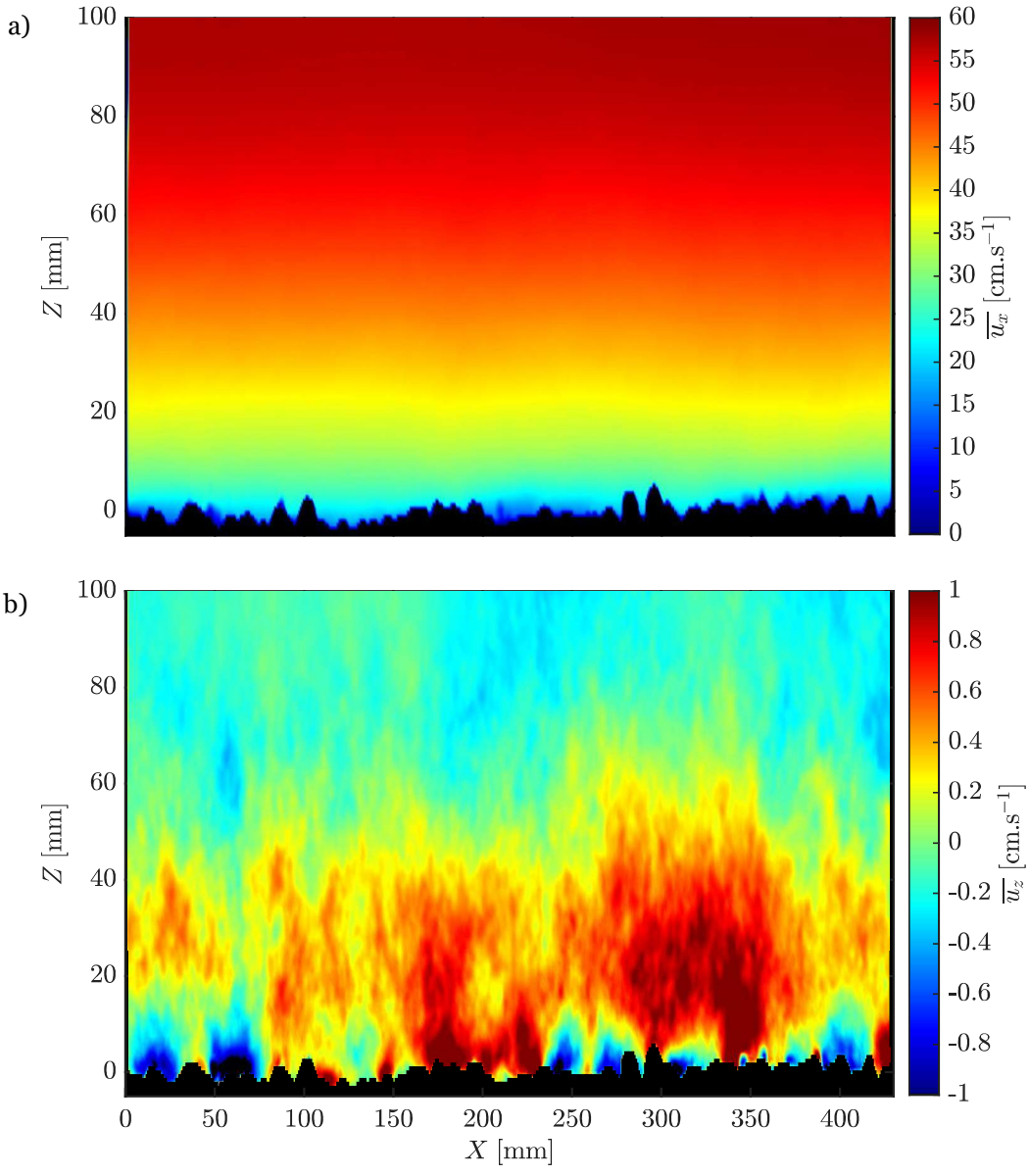
Fig. III-2 Mesures ADV en fonction du débit : a) vitesses moyennes, b) composantes du tenseur de Reynolds

Les mesures ADV permettent également de calculer la moyenne temporelle des fluctuations turbulentes locales à 40 mm du fond (cf. figure III-2-b), regroupées dans le tenseur de Reynolds $\overline{u'_\iota\, u'_\jmath}$ (équation I-4). L'analyse des composantes diagonales révèle une hiérarchie entre les fluctuations. Aux faibles débits, $\overline{u'_x\, u'_x}$ et $\overline{u'_y\, u'_y}$ sont du même ordre de grandeur, indiquant une répartition homogène de l'énergie turbulente dans le plan horizontal. Lorsque le débit augmente, $\overline{u'_x\, u'_x}$ poursuit une croissance régulière et devient la composante dominante, tandis que $\overline{u'_y\, u'_y}$ se stabilise pour un débit supérieur à 30 l.s^{-1}. La composante verticale $\overline{u'_z\, u'_z}$, trois à quatre fois plus faible que la longitudinale, croît avec le débit, indiquant une intensification progressive du brassage vertical. Ces résultats montrent que l'énergie turbulente est répartie de manière inégale selon les directions, avec une dominance croissante de la composante longitudinale lorsque le débit augmente. L'analyse des composantes croisées du tenseur de Reynolds permet d'évaluer le couplage entre directions et le transfert turbulent de quantité de mouvement à 40 mm au-dessus du fond. À débits inférieurs à 30 l.s^{-1}, les contraintes $-\overline{u'_x\, u'_z}$ et $\overline{u'_x\, u'_y}$ augmentent avec un même ordre de grandeur, suggérant que les contributions au transfert turbulent longitudinal–vertical et longitudinal–transversal sont comparables. Pour des débits plus élevés, la contrainte $-\overline{u'_x\, u'_z}$ continue d'augmenter et devient le terme dominant du cisaillement turbulent, tandis que $\overline{u'_x\, u'_y}$ décroît. Enfin, $\overline{u'_y\, u'_z}$ reste globalement nul avec peu de variation avec le débit.

Pour conclure, les données ADV montrent que l'écoulement est majoritairement unidirectionnel, caractérisé par une dominance croissante de la composante longitudinale de l'énergie turbulente lorsque le débit augmente. Les fluctuations transversales,bien que non négligeables aux faibles débits, tendent à se stabiliser pour les régimes plus élevés, suggérant une contrainte géométrique liée à la largeur du canal. Néanmoins, il est difficile de généraliser sur l'ampleur et la répartition spatiale des fluctuations turbulentes à partir des mesures ponctuelles à 40 mm du fond. De plus, certaines limitations de l'ADV peuvent affecter la précision des résultats puisque le nombre de particules présentes dans la zone de mesure et la taille des traceurs influencent la fidélité des mesures et le volume de mesure agit comme une moyenne spatiale pouvant

atténuer les fluctuations locales, en particulier dans la couche limite turbulente. Pour pallier ces limitations, il est possible de répéter les mesures ADV à différentes positions et hauteurs afin d'obtenir une représentation plus complète des dynamiques du fluide sur le fond rugueux. Une autre approche consiste à recourir à la vélocimétrie par image de particules (PIV) dans les plans XY et XZ, ce qui permet d'accéder à la distribution spatiale de l'écoulement. Dans la configuration de l'expérience, la mesure dans le plan XY est limitée par l'opacité du fond rugueux et par les irrégularités de la surface libre, qui déforment l'image et empêchent l'acquisition de champs exploitables. L'analyse des champs de vitesses se concentre sur le plan XZ, avec des mesures effectuées à des débits espacés de 2,5 $l.s^{-1}$, afin de vérifier certaines observations issues des mesures ADV et d'estimer les contraintes de cisaillement proches de la paroi τ_0.

Comme détaillé dans la partie II.4.3, les champs de vitesse 2D ont été moyennés sur 1000 images, assurant ainsi une convergence statistique et permettant de représenter la distribution spatiale des vitesses moyennes dans le plan XZ (cf. figure III-3-a et III-3-b) ainsi que des contraintes associées (cf. figure III-3-c, III-3-d et III-3-e). Le repère vertical a été positionné de manière à ce que $Z = 0$ corresponde à la valeur moyenne des rugosités dans le plan de mesure PIV.



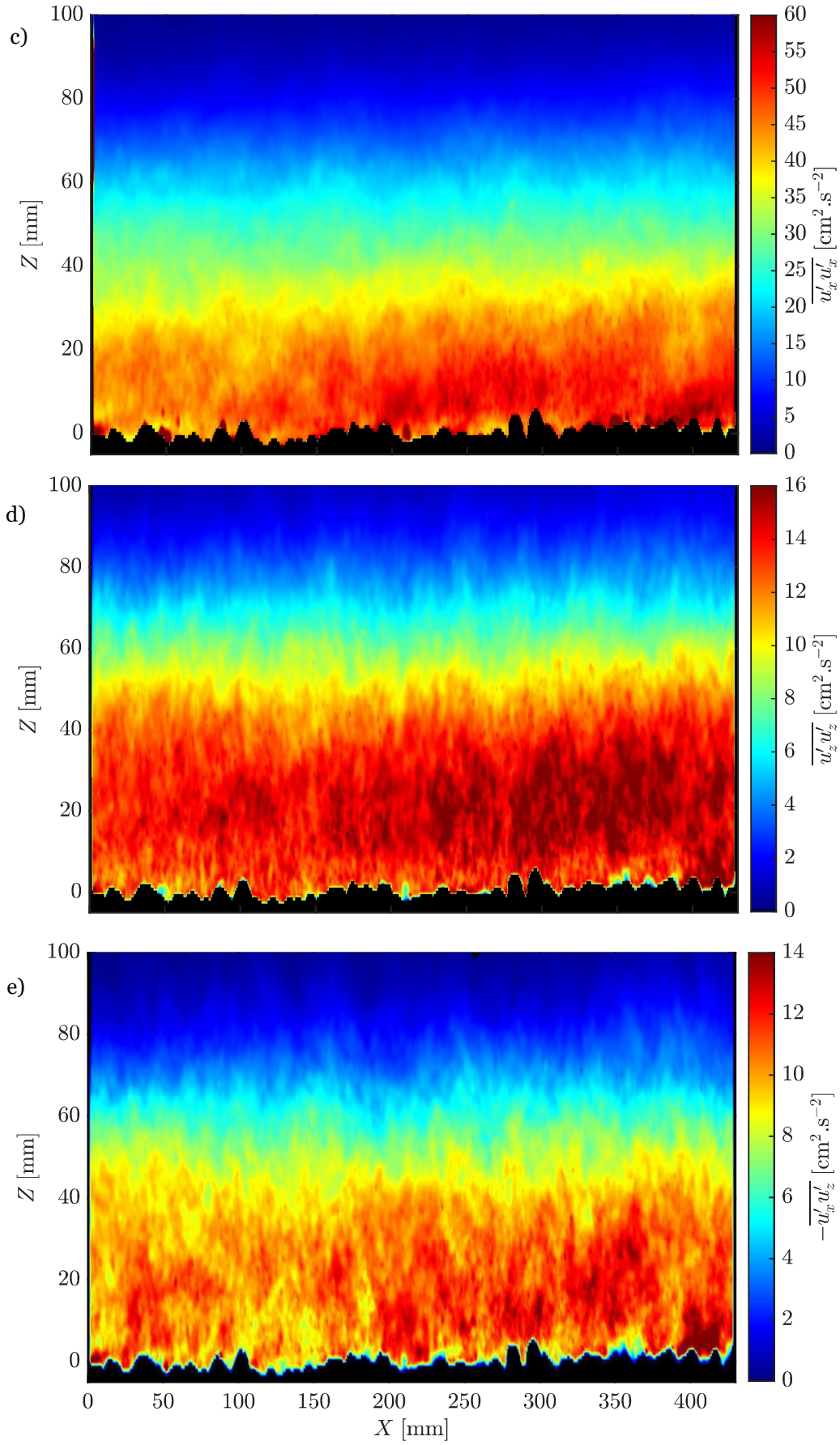


Fig. III-3 Représentation spatiale des grandeurs de l'écoulement pour un débit de 25 l·s^{-1} mesurées par PIV : a) champ de vitesse moyen longitudinal, b) champ de vitesse moyen vertical, c) champ des fluctuations longitudinales moyennes, d) champ des fluctuations verticales moyennes, e) champ des fluctuations croisées moyennes

L'ensemble de ces graphiques fournit des informations spatiales sur la répartition des grandeurs dans la zone de mesure. Premièrement, les vitesses longitudinales $\overline{u_x}$ (figure III-3-a) sont nettement supérieures aux vitesses verticales $\overline{u_z}$ (figure III-3-b), confirmant que l'écoulement est principalement unidirectionnel, comme déjà observé avec l'ADV. De plus, $\overline{u_x}$ apparaît homogène le long de l'axe X, indiquant que la couche limite est pleinement développée. En revanche, les vitesses verticales moyennes $\overline{u_z}$ (figure III-3-b) présentent des variations spatiales localisées, dont la position reste globalement inchangée pour l'ensemble des débits testés. La persistance de ces zones d'intensification suggère une influence géométrique du fond rugueux, dans la mesure où certaines irrégularités peuvent modifier localement la distribution du champ de vitesse. Toutefois, l'amplitude de ces vitesses verticales, comprise entre –1 et 1 cm.s^{-1}, est du même ordre de grandeur que l'incertitude de mesure (≈ 1,2 cm.s^{-1}). Ces variations ne peuvent donc pas être quantifié de manière certaine et il n'est pas possible d'identifier un mécanisme physique à partir des seules données. Par ailleurs, une disparité spatiale comparable apparaît sur les fluctuations $\overline{u'_x\, u'_x}$ et $\overline{u'_z\, u'_z}$, de manière plus marquée (figure III-3-c et d). Leurs amplitudes augmentent visiblement dans la zone proche de la paroi, avec des hausses de l'ordre de 25 à 30 % lorsque l'on progresse vers l'aval de la zone de mesure, quelle que soit la valeur du débit. Au-delà d'environ 40 mm de hauteur, ces fluctuations restent globalement stables, ce qui indique que la zone affectée par les effets du fond est confinée à une épaisseur limitée. Cette évolution traduit une intensification de l'énergie turbulente dans la région proche de la paroi suivant l'axe X. La contrainte de cisaillement $-\overline{u'_x\, u'_z}$ (figure III-3-e), ne montre pas d'évolution marquée selon X, même si des variations locales d'intensité sont perceptibles. Les mesures montrent une augmentation systématique des fluctuations $\overline{u'_x\, u'_x}$ et $\overline{u'_z\, u'_z}$ vers l'aval dans la zone proche du fond. Cette évolution indique une amplification locale de l'intensité turbulente, probablement induite par l'interaction de l'écoulement avec la rugosité. Toutefois, l'étendue spatiale de ce phénomène demeure inconnue. Une extension des champs de mesure en amont et en aval permettrait de déterminer si cette croissance est strictement locale ou si elle s'inscrit dans un développement longitudinal plus global.

L'ensemble de ces grandeurs a ensuite été moyenné spatialement le long de l'axe X, ce qui permet de définir des moyennes temporelles et longitudinales représentatives de l'écoulement au-dessus du fond rugueux : $\langle\overline{u_x}\rangle$, $\langle\overline{u_z}\rangle$, $\langle\overline{u'_x\, u'_x}\rangle$, $\langle\overline{u'_z\, u'_z}\rangle$, $\langle-\overline{u'_x\, u'_z}\rangle$. Ces résultats ont été comparés aux mesures obtenues par ADV, représentées par des croix (cf. figure III-4). Les profils de vitesse moyenne $\langle\overline{u_x}\rangle$ obtenus par PIV (cf figure III-4-a) concordent globalement avec les mesures ADV, avec un écart maximal de 4 %. Cette cohérence indique que les deux méthodes restituent correctement les vitesses longitudinales moyennes à l'échelle globale. En revanche, les vitesses verticales moyennes $\langle\overline{u_z}\rangle$ (cf figure III-4-b) présentent des écarts pouvant dépasser 100 % entre les mesures ADV et PIV. Cette différence est probablement liée à l'hétérogénéité spatiale du champ vertical et aux incertitudes élevées associées à cette composante en PIV. De même, les fluctuations turbulentes mesurées par ADV sont systématiquement inférieures aux valeurs moyennées obtenues par PIV sur l'ensemble du domaine (figure III-4-c, d et e). Cela montre que la mesure ponctuelle ADV, moyennée dans un volume de 0,09 cm^3, ne permet pas de rendre compte de l'évolution spatiale des vitesses et des fluctuations au-dessus du fond rugueux, puisqu'elle ne capture que la dynamique locale à l'emplacement du capteur. Par conséquent, il n'est pas pertinent d'utiliser les valeurs ADV pour estimer la contrainte de cisaillement moyenne exercée sur le fond rugueux. En revanche, ces mesures conservent un intérêt pour analyser localement l'évolution temporelle des grandeurs hydrodynamiques en lien avec l'instationnarité.

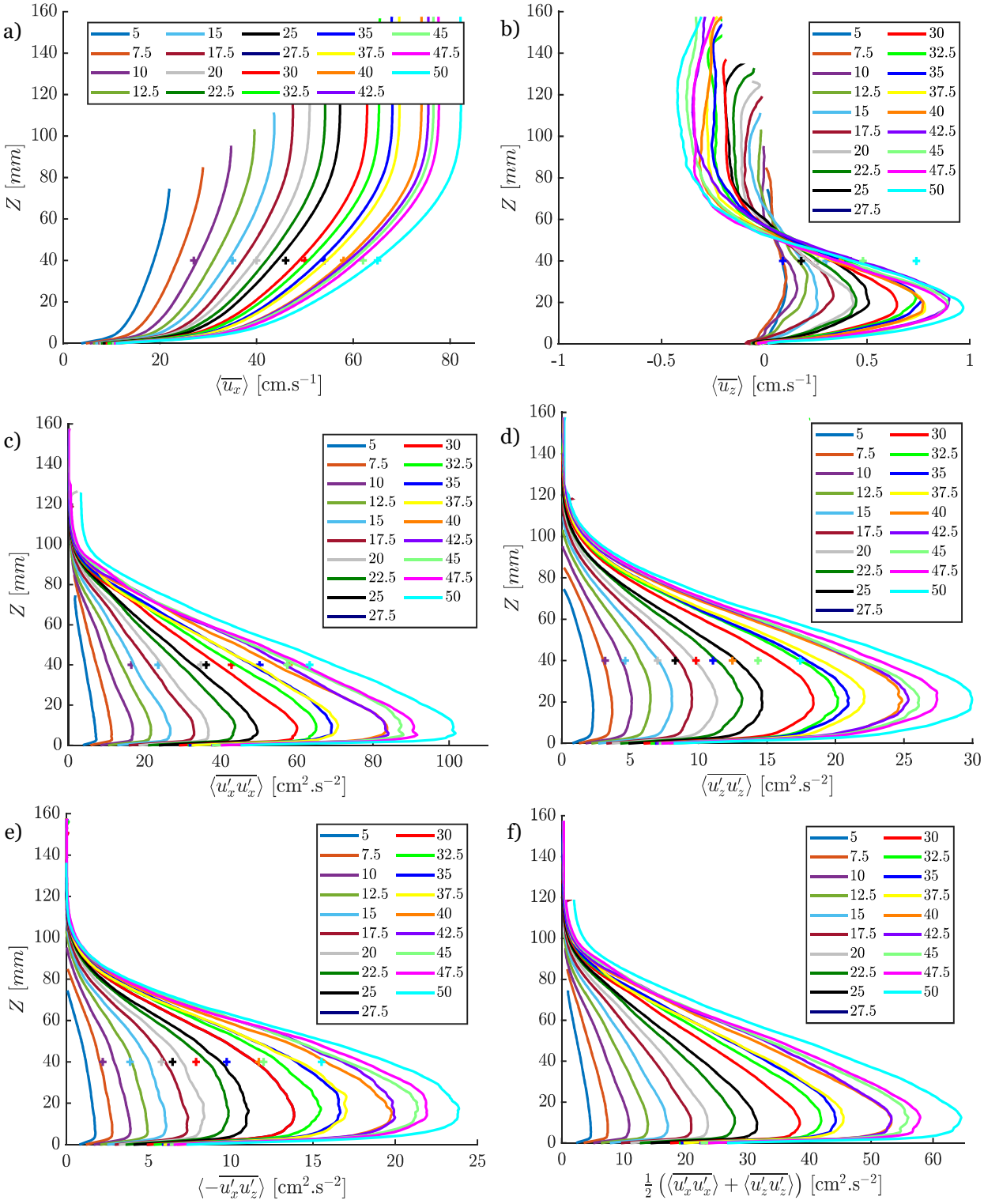


Fig. III-4 Comparaison des grandeurs moyennes de l'écoulement issus des mesures PIV (courbes) et ADV (croix) : a) profil de vitesse moyenne longitudinal, b) profil de vitesse moyenne verticale, c) profil des fluctuations longitudinales moyennes, d) profil des fluctuations verticales moyennes, e) profil des fluctuations croisées moyennes, e) profil de l'énergie cinétique turbulente moyenne 2D

L'analyse des profils moyens issus de la PIV met en évidence une augmentation systématique de l'ensemble des grandeurs lorsque le débit croît, avec notamment un épaississement de la couche limite visible sur le développement de $\langle \overline{u_x} \rangle$. Cette évolution s'accompagne d'une hausse de l'énergie cinétique turbulente moyenne (figure III-4-f),

définie en 2D par $\frac{1}{2}\left[\langle\overline{u'_x\,u'_x}\rangle + \langle\overline{u'_z\,u'_z}\rangle\right]$, de l'intensité des vitesses verticales moyennes $\langle\overline{u_z}\rangle$, ainsi que de la contrainte de cisaillement turbulente moyenne $\langle-\overline{u'_x\,u'_z}\rangle$. Ces trois grandeurs présentent un maximum situé entre 10 et 20 mm de hauteur, ce qui indique que cette zone correspond à la région la plus énergétiquement active de la couche limite, où le transfert de quantité de mouvement entre le fond rugueux et l'écoulement principal est le plus intense. De plus, les fluctuations longitudinales $\langle\overline{u'_x\,u'_x}\rangle$ sont environ trois fois supérieures aux fluctuations verticales, confirmant que la turbulence est anisotrope, comme l'indiquent également les mesures locales de l'ADV.

Au-dessus de 50–55 mm, les vitesses verticales moyennes $\langle\overline{u_z}\rangle$ présentent une tendance descendante, passant de valeurs légèrement positives à négatives et atteignant environ 50 % du maximum observé. Ce renversement de signe pourrait résulter de l'apparition de courants secondaires induits par la géométrie relativement étroite du canal, dont le rapport hauteur/largeur varie de 4,75 à 1,9 (< 5), favorisant l'apparition de courants secondaires de second type de Prandtl (Nezu & Nakagawa, 1993; Oukacine, 2020; Kadivar et al., 2021). Ces courants secondaires peuvent modifier localement la distribution des vitesses dans le plan vertical et contribuer à l'augmentation des fluctuations transversales $\overline{u'_y\,u'_y}$ observées par ADV. Les vitesses verticales mesurées restent toutefois proches de l'incertitude expérimentale près de la surface libre (≈ 0,2 cm.s^{-1}), ce qui rend leur interprétation incertaine malgré la cohérence des valeurs en fonction du débit.

En résumé, les mesures ADV et PIV montrent que l'écoulement est majoritairement unidirectionnel, avec une couche limite pleinement développée et une turbulence fortement anisotrope, les fluctuations longitudinales étant nettement prédominantes par rapport aux fluctuations verticales. Les comparaisons entre ADV et PIV indiquent que l'ADV restitue efficacement le caractère local de l'écoulement, mais n'est pas adapté pour estimer la contrainte de cisaillement globale sur le fond rugueux. Pour approfondir cette étude, une caractérisation tridimensionnelle de l'écoulement, soit par balayage de plusieurs plans PIV dans la largeur et la longueur du canal, soit par PIV tomographique, permettrait de compléter et préciser ces premières observations, et de suivre l'évolution des structures turbulentes en fonction de l'hydrogramme, comme l'ont montré Dunbar et al. (2023). Dans la suite de l'analyse, seules les données PIV seront utilisées pour l'estimation de la contrainte de cisaillement, en s'appuyant sur quelques méthodes décrites dans la littérature (cf partie I.1.2).

III.1.3 Contraintes de cisaillement en proche paroi

L'objectif de cette section est de déterminer la vitesse de cisaillement à la paroi $u_\tau(Q)$ en fonction du débit, afin de constituer une référence pour analyser l'évolution de la contrainte de cisaillement au cours d'un hydrogramme. Plusieurs méthodes peuvent être employées pour estimer cette contrainte. La première, dite *Viscous Sublayer Profile*, consiste à exploiter la zone linéaire du profil de vitesse très proche de la paroi. Toutefois, la résolution de la PIV près de la paroi n'étant pas suffisante pour cette approche, l'estimation repose sur une extrapolation des contraintes de Reynolds jusqu'à la paroi, selon l'équation I-5 :

$$\tau_0 = \lim_{Z \to 0} \left(\mu \frac{\partial \langle \overline{u_x} \rangle}{\partial Z} - \rho_{eau} \langle \overline{u'_x \, u'_z} \rangle \right) = \rho_{eau} \, {u_\tau}^2 \qquad \text{III-1}$$

L'une des limites de cette méthode réside dans la définition de la zone de régression utilisée pour extrapoler les contraintes de Reynolds jusqu'à la paroi. Dans ce travail, une fenêtre comprise entre 0,2 et 0,4 de la hauteur de la couche limite δ a été retenue pour effectuer une régression affine, correspondant à la zone où la corrélation est maximale ($R^2 \approx 0{,}98$) (cf figure III-5-a). Une seconde méthode consiste en l'utilisation du *Clauser Plot*, qui permet d'estimer indirectement la vitesse de frottement à partir du profil de vitesse moyen. Cette approche repose sur la loi logarithmique de Nikuradse, présentée dans la section I.1.2.

$$u^+ = \frac{1}{\kappa} \, ln(z^+) + 5{,}1 - \Delta u^+ \qquad \text{III-2}$$

La méthode consiste à effectuer une régression sur le profil logarithmique u^+ en fonction de $\ln(z^+)$, dans la région entre $z^+ > 30$ et $u^+ < 10$ (cf figure I-2). Cette méthode conduit à des corrélations de l'ordre de $R^2 \approx 0{,}99$ (cf figure III-5-b). Cependant, il convient de souligner que cette méthode est fortement sensible au choix des bornes de la zone de régression et à la valeur cible utilisée pour le calcul. Cette sensibilité indique que l'application du *Clauser Plot* sur des parois rugueuses peut être peu fiable pour estimer la contrainte de cisaillement sans une connaissance précise de Δu^+ ou sans données indépendantes de $u_\tau(Q)$ permettant de calibrer le décalage.

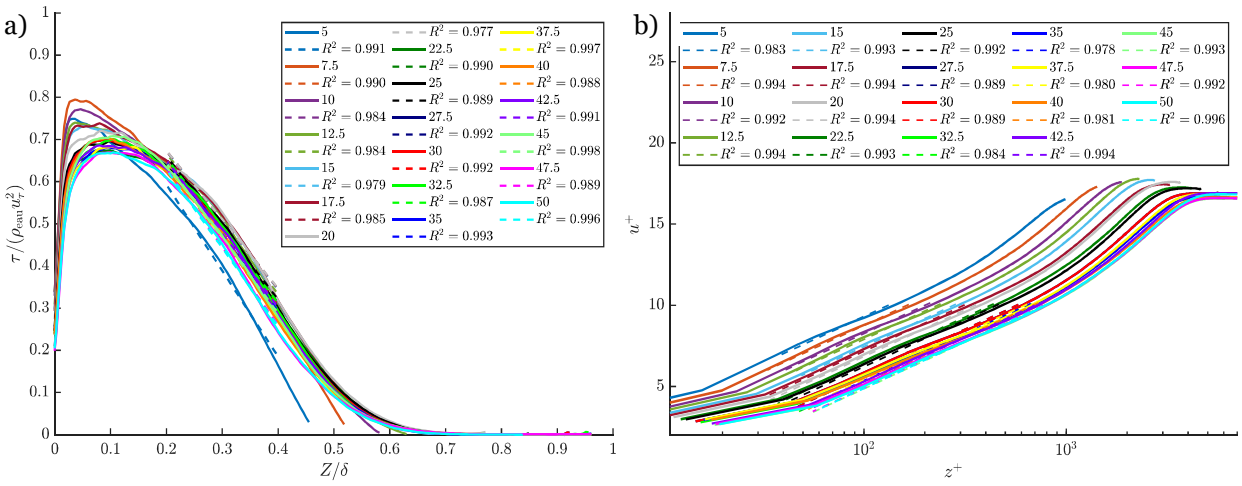


Fig. III-5 Méthode d'estimation de la vitesse de frottement $\boldsymbol{u_\tau}$: a) Extrapolation des contraintes de Reynolds à la paroi par régression linéaire *b)* Méthode du *Clauser Plot* par régression log-linéaire

L'utilisation de ces deux premières méthodes fournit des régressions satisfaisantes et permet d'estimer la vitesse de cisaillement à la paroi en fonction du débit. Une troisième approche consiste à déterminer u_τ à partir du frottement pariétal directement calculé à partir du profil des contraintes de Reynolds :

$${u_\tau}^2 = max\left[\langle \overline{u'_x \, u'_z} \rangle\right] \qquad \text{III-3}$$

L'ensemble des estimations de u_τ est présenté dans la figure III-6. La comparaison entre la méthode du *Clauser plot* et la méthode d'extrapolation des contraintes de Reynolds montre qu'avec une valeur cible de $\Delta u^+ = 14$, les deux courbes se superposent, confirmant

la cohérence de ce choix. En revanche, la méthode basée sur le maximum des contraintes de cisaillement sous-estime la vitesse de frottement à la paroi d'environ 16 %.

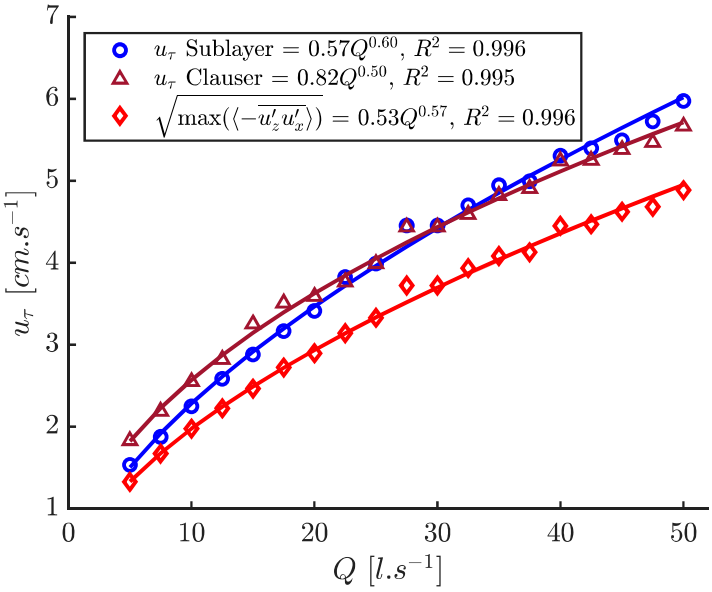


Fig. III-6 Comparaison de différentes méthodes d'estimation de u_τ

Pour les trois méthodes d'estimation de $u_\tau(Q)$, une régression de type fonction puissance aQ^b, a été réalisée, donnant des ajustements satisfaisants pour toutes les méthodes. Toutefois, la formulation retenue pour les analyses ultérieures est celle issue de la méthode du *Viscous Sublayer Profile*.

III.1.4 Synthèse des relations hydrodynamiques de référence établies dans le canal expérimental sur fond rugueux

Dans une perspective de caractérisation globale de l'écoulement à débit constant, cette section synthétise l'ensemble des mesures hydrodynamiques réalisées dans le canal expérimental à fond rugueux afin d'établir des relations de référence reliant les principales grandeurs hydrodynamiques au débit imposé Q, exprimé en $l.s^{-1}$. Les mesures comprennent notamment les hauteurs d'eau h, exprimées en mm, les vitesses moyennes $\langle \overline{u_i} \rangle$ et les vitesses de cisaillement u_τ, exprimées en $cm.s^{-1}$, ainsi que les fluctuations turbulentes moyennes $\langle \overline{u'_i\, u'_j} \rangle$, exprimées en $cm^2.s^{-2}$. L'objectif de cette démarche est de disposer de relations mathématiques de référence permettant de décrire l'évolution des caractéristiques hydrodynamiques en fonction du débit Q et, pour les mesures issues de la PIV, de la coordonnée verticale Z, exprimée en mm. L'ensemble de ces relations, qui constitue une base indispensable pour l'analyse des mécanismes hydrodynamiques instationnaires, est établi dans les unités précédemment énumérées, par souci de cohérence avec celles utilisées dans le reste du chapitre.

Parmi ces relations, deux ont déjà été mises en évidence dans les sections III 1.1 et III 1.3 :

$$h(Q) = -0{,}024\,Q^2 + 3{,}679Q + 68.533 \qquad \textbf{III-4}$$

$$u_\tau(Q) = 0{,}57\,Q^{0{,}60} \qquad \textbf{III-5}$$

Pour les mesures PIV, les mesures sont disponibles sous forme de champs en fonction du débit Q et de la coordonnée verticale Z. Il est donc possible de construire une fonction $f(Q,Z)$ décrivant la variation des vitesses moyennes et des fluctuations turbulentes en fonction de ces deux variables. Mathématiquement, il s'agit de représenter un nuage de points tridimensionnel par une surface continue adaptée à la forme expérimentale des profils (cf. figure III-7). La forme analytique de la fonction est choisie pour représenter à la fois les variations spatiales et la dépendance au débit (cf figure III-4). Il ne s'agit pas d'une interpolation stricte passant par tous les points, mais d'un ajustement permettant de reproduire les tendances générales tout en limitant l'influence des incertitudes de mesures. La qualité de l'ajustement est évaluée par le coefficient de corrélation R^2, garantissant que la fonction $f(Q,Z)$ décrit fidèlement l'évolution des grandeurs hydrodynamiques. Ces fonctions sont valables pour des hauteurs comprises entre 0 et 80 mm, au-delà desquelles certaines vitesses manquent pour les faibles débits, rendant l'ajustement moins fiable.

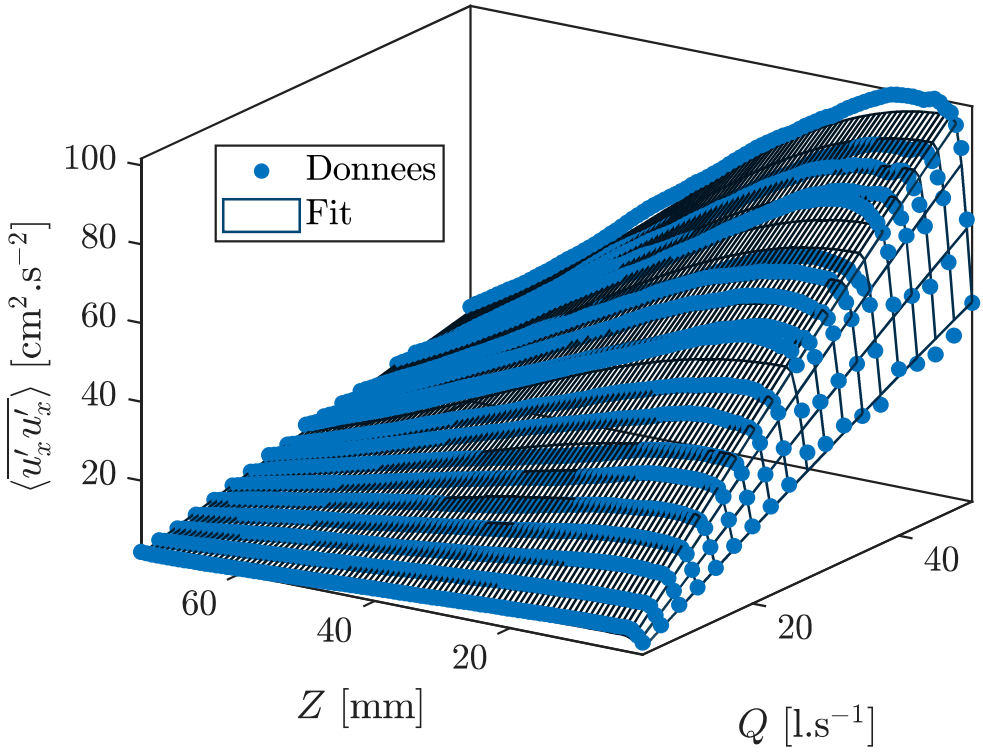


Fig. III-7 Exemple de fonction ajustée représentant les fluctuations longitudinales $\langle \overline{u'_x u'_x} \rangle$ à partir des données expérimentales PIV.

Pour les vitesses longitudinales, une régression log-linéaire a été appliquée sur Z selon la forme de la formule de Nikuradse, en interaction avec des termes polynomiaux en Q jusqu'au troisième ordre. Cette formulation permet de représenter la forme physique du profil de vitesse en fonction de la hauteur, mais aussi son évolution en fonction du débit, avec un coefficient de corrélation R^2 de 0,996.

$$\langle \overline{u_x} \rangle (Q,Z) = e^{0{,}3\ ln\, Z + 0{,}00002\, Q^3 - 0{,}0022\, Q^2 + 0{,}092 Q + 1{,}46} \qquad \textbf{III-6}$$

Pour les fluctuations turbulentes $\langle \overline{u'_\iota u'_\jmath} \rangle$, un ajustement simple n'a pas pu être envisagé en raison de la forte asymétrie des profils en Z, caractérisés par une pente élevée sur 0–20 mm. Les modèles purement polynomiaux reproduisent mal cette évolution. Une

approche hybride a donc été adoptée, combinant un polynôme de degré 2 en Q et une gaussienne asymétrique en Z. Les équations III-7 à III-9 obtenues présentent des coefficients de corrélation correctes (respectivement 0,995, 0,989 et 0,989), confirmant la qualité de l'ajustement pour l'ensemble des fluctuations.

Enfin, pour le profil vertical moyen $\langle\overline{u_z}\rangle$, une difficulté supplémentaire a été rencontrée car une inversion de la hiérarchie des courbes est observée autour de 45 mm, les vitesses passant de valeurs positives à négatives. Pour obtenir une régression satisfaisante, un développement sur polynômes de Tchebychev de degré 3 a été employé. Cette base orthogonale permet de reproduire à la fois l'asymétrie et le renversement de signe, tout en ajustant l'ensemble des profils expérimentaux avec un coefficient de corrélation R^2 satisfaisant de 0,982.

$$\langle\overline{u'_x\,u'_x}\rangle(Q,Z) = (-0{,}0041\,Q^2 + 2{,}29\,Q - 6)\,e^{-\frac{(Z-3{,}29)^2}{2\sigma(Z)^2}},$$

$$\sigma(Z) = \begin{cases} 2{,}57\ pour\ Z \le 3{,}29 \\ 42{,}54\ pour\ Z > 3{,}29 \end{cases} \qquad \textbf{III-7}$$

$$\langle\overline{u'_z\,u'_z}\rangle(Q,Z) = (-0{,}003\,Q^2 + 0{,}78\,Q - 2{,}22)\,e^{-\frac{(Z-15{,}32)^2}{2\sigma(Z)^2}},$$

$$\sigma(Z) = \begin{cases} 13{,}3\ pour\ Z \le 15{,}32 \\ 40{,}42\ pour\ Z > 15{,}32 \end{cases} \qquad \textbf{III-8}$$

$$\langle-\overline{u'_x\,u'_z}\rangle(Q,Z) = (-0{,}0011\,Q^2 + 0{,}57\,Q - 1{,}68)\,e^{-\frac{(Z-10{,}62)^2}{2\sigma(Z)^2}},$$

$$\sigma(Z) = \begin{cases} 8{,}84\ pour\ Z \le 10{,}62 \\ 40{,}90\ pour\ Z > 10{,}62 \end{cases} \qquad \textbf{III-9}$$

$$\langle\overline{u_z}\rangle(Q,Z) = \begin{bmatrix} 1 \\ Z \\ 2Z^2-1 \\ 4Z^3-3Z \end{bmatrix}^T \begin{bmatrix} -1{,}2\mathrm{E}^{-2} & 2{,}8\mathrm{E}^{-4} & -1{,}4\mathrm{E}^{-6} & 0 \\ -4\mathrm{E}^{-3} & 2{,}2\mathrm{E}^{-3} & 8{,}5\mathrm{E}^{-6} & -1{,}3\mathrm{E}^{-7} \\ 7{,}3\mathrm{E}^{-5} & -2{,}5\mathrm{E}^{-5} & -2{,}8\mathrm{E}^{-7} & 2{,}7\mathrm{E}^{-9} \\ -2{,}5\mathrm{E}^{-7} & 8{,}7\mathrm{E}^{-8} & 1{,}4\mathrm{E}^{-9} & -1{,}2\mathrm{E}^{-11} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 \\ Q \\ 2Q^2-1 \\ 4Q^3-3Q \end{bmatrix} \qquad \textbf{III-10}$$

L'ensemble de ces relations permet d'obtenir une caractérisation spatiale complète des grandeurs hydrodynamiques. Il devient ainsi possible de reconstruire l'évolution des grandeurs en intégrant l'évolution temporelle des débits correspondant aux crues 1, 2 et 3 dans les équations établies. Ces évolutions, basées sur des formulations obtenues à partir d'hydrogrammes à débit constant, définissent des courbes de référence, notées « ref », permettant de comparer directement ces prédictions aux mesures réalisées lors des variations de débit des hydrogrammes, comme présenté dans la section III.2.

III.1.5 Evaluation de la rugosité du canal

Suite à la caractérisation hydrodynamique du canal réalisée dans la section précédente, les grandeurs telles que la hauteur d'eau, les vitesses moyennes, les fluctuations turbulentes et la vitesse de cisaillement sont désormais connues dans la zone étudiée. Cependant, la description complète d'un écoulement turbulent sur un fond rugueux

nécessite également une évaluation de la rugosité équivalente du fond k_s. Comme montré au chapitre II, l'estimation de ce paramètre à partir des mesures topographiques soulève de nombreuses questions sur sa définition et sa représentation. L'objectif de cette section est donc de déterminer k_s à partir des grandeurs hydrodynamiques mesurées, afin d'apporter des éléments de discussion sur la caractérisation de cette grandeur.

Il existe plusieurs méthodes permettant d'estimer la rugosité hydraulique à partir des données hydrodynamiques, reposant sur des approches expérimentales. L'une de ces méthodes consiste à se baser sur la relation proposée par Nikuradse (1933) et à intégrer l'équation I-13 sur Z de $\in [0, \delta]$, en supposant que la contribution de la zone $0 < z < k_s$ est négligeable. Dans ce cas, pour un écoulement turbulent rugueux, l'expression suivante est obtenue :

$$\int_0^{\delta} u_x(Z)\, dZ = u_\tau \delta \left[\frac{1}{\kappa}\left(\ln\frac{\delta}{k_s} - 1\right) + 8{,}5\right] \qquad \textbf{III-11}$$

$$\Rightarrow k_s = \delta \exp\left(-\frac{\kappa \int_0^{\delta} u_x(Z)\, dZ}{\delta u_\tau} + 8{,}5\kappa - 1\right) \qquad \textbf{III-12}$$

Par ailleurs, à l'aide de la méthode de *Clauser plot*, il est également possible de déterminer k_s à partir du décalage logarithmique Δu^+ , selon la relation proposée par Ligrani & Moffat (1986) :

$$k_s = \frac{\nu}{u_\tau} e^{\kappa(\Delta u^+ + 3{,}02)} \qquad \textbf{III-13}$$

D'autres méthodes, décrites dans la littérature, reposent sur la relation de Chézy (équation I-14) et sur l'estimation du coefficient de frottement C (Stefanyshyn et al., 2021). Dans le cas de ce canal, l'estimation des pertes de charge à l'échelle globale ne peut pas être réalisée simplement à partir des différences de hauteur d'eau, en raison de la contribution significative des parois latérales. Il est alors possible d'obtenir une estimation locale des pertes de charge sur le fond rugueux en s'appuyant sur l'évaluation de la contrainte de cisaillement au fond u_τ :

$$u_d = \frac{1}{h}\int_0^{h} u_x(Z)\, dZ = C\frac{u_\tau}{\sqrt{g}} \qquad \textbf{III-14}$$

Pour un lit rugueux, C peut être exprimé sous plusieurs formes :

- Forme empiriques historique (Strickler, 1923)

$$C = A\sqrt{g}\left(\frac{R_h}{k_s}\right)^{1/6} \qquad \textbf{III-15}$$

$$\Rightarrow k_s = \frac{\frac{bh}{b+2h}}{\left(\frac{u_d}{A\, u_\tau}\right)^6} \qquad \textbf{III-16}$$

Avec A = 6,67 (Strickler, 1923) ou A = $\sqrt{\frac{8}{0{,}113}}$ (Williamson, 1951)

- Forme logarithmique issue des équations de Colebrook & White (1937), adaptée aux écoulements turbulents rugueux (Fenton, 2010):

$$C = -2\sqrt{8g}\ log\left(\frac{k_s}{12\,R_h} + \left(\frac{2}{Re_f}\right)^{0,9}\right) \quad \textbf{III-17}$$

$$\Rightarrow k_s = 12\,\frac{bh}{b+2h}\left[10^{-\frac{u_d}{2\sqrt{8}\,u_\tau}} - \left(\frac{2\,\nu}{u_d\left(\frac{bh}{b+2h}\right)}\right)^{0,9}\right] \quad \textbf{III-18}$$

Ces formulations permettent d'obtenir une estimation de la rugosité équivalente k_s à partir des différentes relations issues de la caractérisation hydraulique du canal (équation III-4 à III-6). De plus, lors de l'utilisation de la méthode du *Clauser Plot* dans la section III-3, il est possible d'exprimer l'évolution de Δu^+ en fonction du débit Q, avec un coefficient de corrélation de 0,995.

$$\Delta u^+(Q) = -0{,}002\,Q^2 + 0{,}206\,Q + 7{,}135 \quad \textbf{III-19}$$

Les calculs réalisés pour l'ensemble des débits expérimentaux montrent que les valeurs de k_s restent globalement du même ordre de grandeur, bien qu'elles présentent des variations de l'ordre de quelques millimètres selon la méthode et le débit considéré. Ces différences peuvent être attribuées à la sensibilité des méthodes d'estimation de la vitesse de frottement u_τ, ainsi qu'à la dépendance des approches aux relations empiriques employées. En effet, aucune formulation universelle ne permet de décrire de manière satisfaisante l'ensemble des conditions d'écoulement, chaque modèle reposant sur des hypothèses spécifiques de validité (Stefanyshyn et al., 2021). L'ensemble des rugosités moyennes est présenté dans le tableau III-1, en fonction de la méthode utilisée. Les incertitudes indiquées correspondent à des incertitudes de type A à 95 %, calculées à partir de la dispersion des 19 valeurs de k_s obtenues pour chaque débit expérimental :

Méthode	k_s moyen [mm]	Incertitude [mm]
Strickler (1923)	2,30	± 0,26
Nikuradse (1933)	11,87	± 1,29
Williamson (1951)	9,26	± 1,04
Ligrani & Moffat (1986)	7,59	± 0,47
Fenton (2010)	6,99	± 0,75

Tableau III-1 Valeurs de la rugosité équivalente estimées à partir des différents modèles de prédiction

D'après les résultats obtenus, la méthode de Strickler fournit la valeur de k_s la plus faible et la plus éloignée des autres estimations. Cette différence s'explique par le fait que la méthode Strickler repose sur une approche énergétique simplifiée, qui ne prend pas suffisamment en compte les effets turbulents. En conséquence, elle tend à sous-estimer la rugosité effective pour des écoulements fortement turbulents. Les autres méthodes fournissent des valeurs de k_s comprises entre 7 et 12 mm, avec des variations notables selon le débit testé. La formulation de Ligrani & Moffat présente la plus faible dispersion

en fonction du débit, ce qui la rend relativement stable ; toutefois, elle reste très sensible à l'estimation de Δu^+, ce qui peut constituer une limite dans certaines conditions expérimentales. En combinant les quatre méthodes (Nikuradse, Williamson, Ligrani & Moffat et Fenton), il est possible d'obtenir une estimation plus représentative de la rugosité globale du canal, tenant compte des spécificités et limites propres à chaque approche empirique. Cette approche conduit à une moyenne globale de :

$$k_s = 8{,}924 \pm 0{,}635 \text{ mm}$$

Cette estimation montre que l'estimation de k_s issue de la moyenne des quatre méthodes se rapproche davantage du modèle de Forooghi et al. (2017) utilisé dans la section II.2.3 (k_s=10,1 mm) que de l'estimation basée sur la taille des grains (D_{84} = 6,3 mm). Cela souligne que les relations empiriques fondées uniquement sur les dimensions granulaires ne capturent pas pleinement la complexité de l'écoulement turbulent sur des surfaces rugueuses. La disposition, l'orientation et l'imbrication des particules influencent significativement la rugosité hydraulique effective, et l'utilisation de simples dimensions granulaires tend à sous-estimer la résistance réelle à l'écoulement.

III.2 Influence des variations de débit sur les paramétres hydrodynamiques

III.2.1 Comparaison des variations des hauteurs d'eau issues des hydrogrammes avec les hauteurs d'eau de référence

À partir des hauteurs d'eau mesurées au cours des hydrogrammes et des hauteurs de référence reconstruites pour des débits constants à l'aide de l'équation III-4, l'objectif de cette analyse est d'évaluer l'influence des variations de débit sur la dynamique de la surface libre. Les signaux expérimentaux ont été préalablement filtrés à l'aide de la méthode VITA, avec une largeur de fenêtre adaptée aux temps caractéristiques propres à chaque expérience, afin d'assurer la comparabilité entre les différentes crues. Cette approche permet de confronter, pour chaque hydrogramme, l'évolution réelle de la hauteur d'eau à celle prédite par la courbe de référence, et d'identifier d'éventuels déphasages ou écarts liés au caractère instationnaire de l'écoulement (cf. figure III-8). La normalisation du temps par la durée totale de l'hydrogramme t_t permet de comparer l'influence des différentes formes d'hydrogrammes ($t_t/100$, $t_t/50$, $t_t/30$, $t_t/15$) sur les variations de hauteur d'eau. De manière générale, les hauteurs d'eau mesurées en h_2 suivent la tendance prédite par la référence pour l'ensemble des hydrogrammes, indiquant que les variations de débit n'ont qu'une influence limitée sur la hauteur maximale atteinte. Toutefois, un écart maximal d'environ 3 mm est observé après le pic de crue, période durant laquelle les hauteurs issues des hydrogrammes dépassent légèrement celles du modèle. Des observations analogues sont faites en h_1. L'explication la plus probable de cet écart réside dans une instabilité des mesures du capteur, liée à la présence de rides sur la surface libre, plutôt que dans une réponse physique significative de la hauteur d'eau à l'instationnarité du débit. En effet, même pour la **Crue 2**, dont le débit reste constant sur de longues périodes, des écarts de hauteur de même ordre de grandeur sont observés tout au long de la phase haute de la crue. Ces variations restent en outre proches des incertitudes associées aux capteurs de l'ordre (±2mm), ce qui ne permet pas de conclure à une modification significative de la hauteur d'eau induite par les variations de débit.

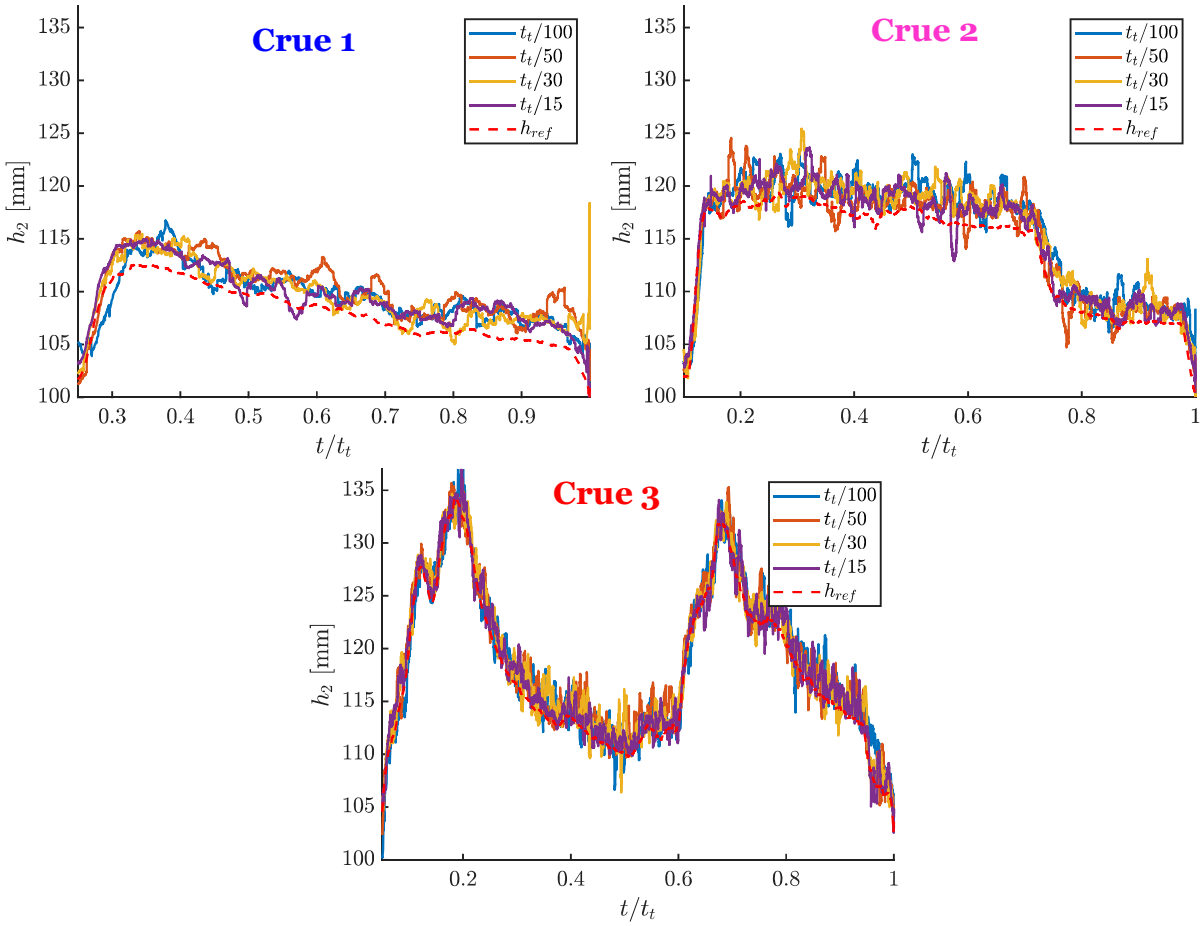


Fig. III-8 Evolution de la hauteur d'eau mesurée au second capteur h_2 au cours des différents hydrogrammes

Par ailleurs, ces données permettent d'évaluer le décalage temporel $\Delta_{Q \Leftrightarrow h}$ entre le pic de débit, représenté par le maximum de la hauteur de référence h_{ref}, et le maximum de la hauteur d'eau effectivement mesurée au cours des hydrogrammes. Afin de quantifier ce décalage de manière objective et reproductible, une analyse de corrélation de Pearson a été réalisée entre les deux signaux. Cette méthode permet d'identifier le déphasage temporel entre le maximum de corrélation et le pic de débit, et donc de caractériser le temps de réponse de la hauteur d'eau vis-à-vis des variations de débit. L'évolution de ce décalage apporte ainsi une information sur l'inertie du système et sur la capacité de l'écoulement à s'ajuster aux régimes instationnaires :

$\Delta_{Q \Leftrightarrow h}$ [s] [% de t_m]	$t_t/100$	$t_t/50$	$t_t/30$	$t_t/15$
Crue 1	18 s (43 %)	22 s (26 %)	36 s (26 %)	60 s (21 %)
Crue 2	11 s (22 %)	17 s (16 %)	29 s (17 %)	62 s (18 %)
Crue 3	52 / 13 / 33 s (16 / 7 / 9 %)	60 / 26 / 66 s (9 / 7 / 9 %)	129 / -14 / 53 s (12 / - 2 / 4 %)	230 / 29 / - s (10 / 2 / - %)

Tableau III-2 Déphasages temporels observés entre le pic de débit et le pic de hauteur d'eau pour les différents hydrogrammes

Les résultats présentés dans le tableau III-2 correspondent au décalage temporel $\Delta_{Q\Leftrightarrow h}$, exprimé en secondes ainsi qu'en pourcentage de la durée du temps de monté de l'hydrogramme, pour l'ensemble des crues étudiées. Dans le cas de la **crue 3**, caractérisée par la présence de plusieurs pics, trois valeurs distinctes de$\Delta_{Q\Leftrightarrow h}$, ont été déterminées, permettant d'analyser l'évolution du déphasage au cours d'événements successifs.

Dans l'ensemble des expériences, $\Delta_{Q\Leftrightarrow h}$ augmente lorsque le temps de montée t_m de la crue s'allonge. Ce comportement traduit l'existence d'un temps de réponse, correspondant au délai nécessaire pour que les conditions locales d'écoulement s'ajustent aux variations imposées du débit (Song & Graf, 1996). Le retard observé entre le débit et la hauteur d'eau peut s'expliquer par l'adaptation des champs locaux de vitesse, de pression et des contraintes de cisaillement. Des études sur les interactions entre un canal principal et une plaine inondable lors d'une crue montrent que de tels décalages résultent de la redistribution de la turbulence et des contraintes de cisaillement à l'interface canal/plaine (Kaddi et al., 2024). Par analogie, dans le canal à fond rugueux, le retard observé pourrait être attribué aux différences de vitesse et de cisaillement entre le fluide proche du fond rugueux et celui situé près de la surface libre. Plus le temps de montée est long, plus le système met de temps à s'adapter aux variations de turbulence et de cisaillement, ce qui pourrait expliquer l'augmentation de $\Delta_{Q\Leftrightarrow h}$. Néanmoins, en raisonnant en pourcentage du temps de montée t_m, l'analyse des déphasages montre que les crues à montée rapide $t_t/100$ présentent des valeurs de $\Delta_{Q\Leftrightarrow h}$ plus élevées que les crues à montée plus progressive. Pour ces dernières, le décalage reste relativement stable autour de 23 % de t_m pour la **Crue 1**, 17 % de t_m pour la **Crue 2** et 10 % de t_m pour la **Crue 3**. Cette tendance suggère l'existence d'une ou plusieurs valeurs critiques du temps de montée au-delà desquelles les effets d'instationnarité deviennent moins significatifs, stabilisant ainsi le retard entre le débit et la hauteur d'eau. Il est d'ailleurs remarquable que ce sont ces crues à montée rapide qui font apparaître des phénomènes d'hystérésis prononcé, comme illustré sur la figure III-9. Il est également intéressant de noter que, lors d'une crue présentant plusieurs pics, les pics suivants affichent un $\Delta_{Q\Leftrightarrow h}$ nettement plus faible que le premier. Cela suggère que le décalage dépend non seulement du temps de montée t_m, mais aussi de l'amplitude des variations de débit ΔQ et de l'influence des pics antérieurs. Ce phénomène pourrait s'expliquer par le fait que le canal n'est plus à l'état initial après le premier pic, la redistribution des vitesses et des pressions étant déjà amorcée, réduisant ainsi l'inertie du système.

Afin de compléter ces observations, une analyse des hystérésis entre la hauteur d'eau et le débit a été réalisée (cf. Figure III-9). De manière générale, les hydrogrammes caractérisés par des temps de montée longs présentent une évolution de la hauteur d'eau qui suit étroitement celle du débit, sans décalage notable entre les phases de montée et de descente. Ce comportement est particulièrement visible pour la **crue 3**, dont les temps de montée varient entre 660 et 2200 s, et dont la courbe se superpose à la courbe de référence. Des tendances similaires sont observées pour les crues **1** et **2** lorsque les temps de montée dépassent respectivement 84 s et 339 s, indiquant une réponse quasi simultanée du débit et de la hauteur d'eau. En revanche, pour des temps de montée plus courts (42 s pour la **Crue 1** $t_t/100$, entre 51 et 169 s pour la **crue 2** $t_t/100$ à $t_t/30$ et 330 s sur la **crue 3** $t_t/100$), une hystérésis apparaît. Enfin, la **crue 2** $t_t/100$ constitue un cas particulier, car elle présente une hystérésis également lors de la phase de décrue, la hauteur d'eau peinant à s'ajuster à la baisse rapide du débit. Ces observations sont cohérentes avec les travaux de Bombar (2016), qui ont montré que l'intensité de l'hystérésis entre la vitesse moyenne et la hauteur d'eau diminue lorsque l'instationnarité

de l'écoulement est faible. Pour des hydrogrammes présentant un débit maximal Q_{max} similaire, les phases de montée et de descente deviennent plus proches lorsque le temps de montée est long, traduisant une réponse quasi stationnaire du système.

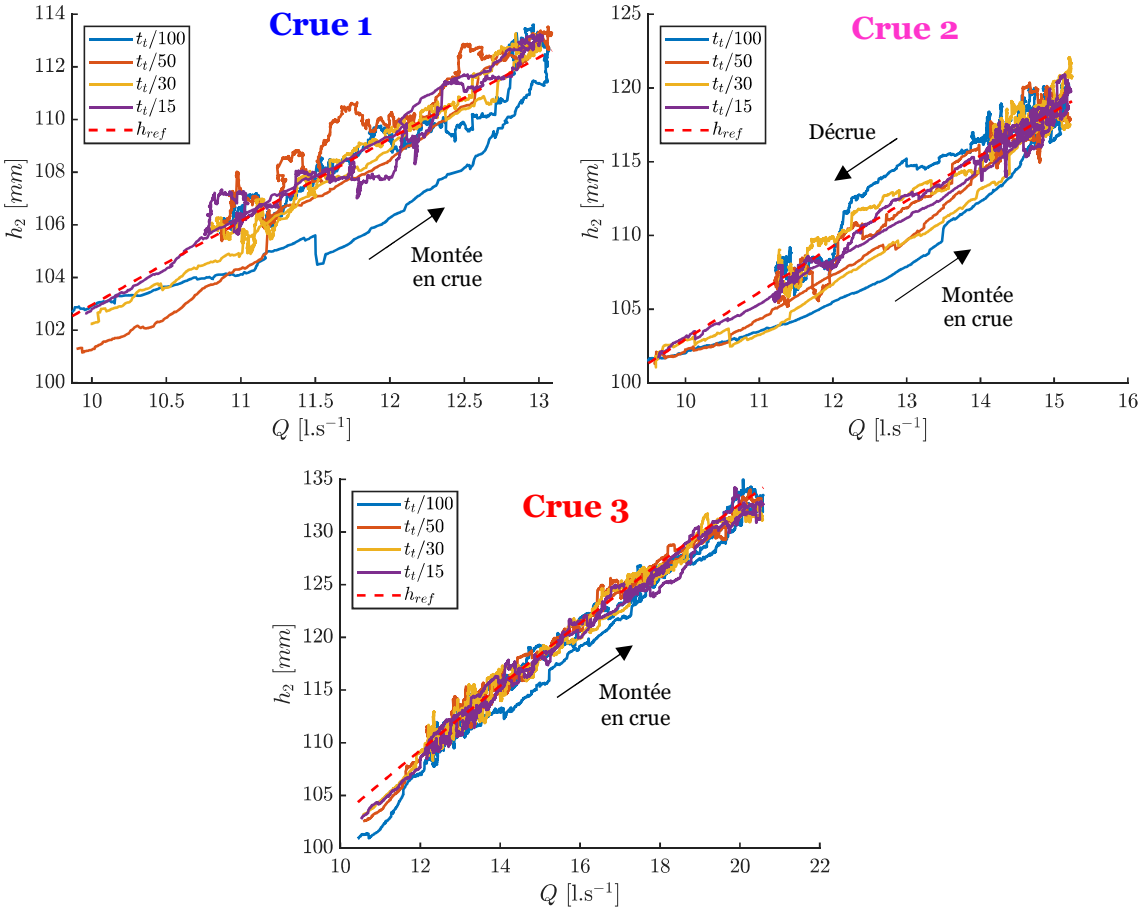


Fig. III-9 Hystérésis entre le débit et la hauteur d'eau pour différents hydrogrammes expérimentaux

Dans cette analyse, bien qu'aucune différence significative ne soit observée sur la hauteur d'eau maximale entre les écoulements permanents et instationnaires, la principale distinction réside dans le temps nécessaire à l'établissement des conditions hydrauliques. Les résultats issus des hystérésis suggèrent l'existence, pour chaque amplitude de variation de débit ΔQ, d'un temps de montée t_m au-delà duquel la hauteur d'eau et le débit évoluent de manière quasi synchrone. Cependant, une question demeure, car si les écarts temporels les plus importants sont bien associés aux hydrogrammes présentant une hystérésis, un déphasage non nul et quasi constant persiste également pour les hydrogrammes n'en présentant pas. Il est possible qu'une part de ce déphasage soit liée aux dispositifs de mesure. Le capteur de hauteur d'eau, dont la gamme de mesure est relativement large, présente un niveau de bruit non négligeable, renforcé par les perturbations de la surface libre. De plus, la distance entre la pompe et la section de mesure peut introduire un retard entre le débit effectivement injecté et celui enregistré par le débitmètre. Néanmoins, l'amplitude du retard observé, parfois supérieure à 30 s et non constante d'un hydrogramme à l'autre, suggère que ces seuls biais instrumentaux ne suffisent pas à expliquer l'ensemble du phénomène. L'analyse des données cinématiques, présentée dans la suite du chapitre, pourra apporter des éléments complémentaires pour approfondir l'interprétation de ce phénomène, en lien avec les hypothèses évoqués précédemment sur l'influence de la turbulence.

III.2.2 Comparaison des variations de vitesse et des fluctuations turbulentes issues des hydrogrammes avec les relations de référence

Les observations présentées dans la section III.1.2 ont mis en évidence une évolution locale des vitesses mesurées par ADV. Dans la continuité de ces résultats, l'analyse est ici restreinte à la composante longitudinale de la vitesse moyenne $\overline{u_x}$, mesurée à 40 mm au-dessus du fond, dont les variations locales suivent la tendance générale observée par PIV. À partir des signaux de vitesse filtrés par la méthode VITA, les composantes moyennes $\overline{u_x}$ sont calculées à chaque instant des hydrogrammes (cf. figure III-9). Globalement, les vitesses mesurées reproduisent la dynamique de la vitesse de référence, mais elles restent légèrement inférieures, avec des écarts atteignant jusqu'à 4 cm·s^{-1} à proximité du pic de débit. Ces différences peuvent s'expliquer par plusieurs facteurs, notamment la difficulté de maintenir un ensemencement homogène lors d'hydrogrammes longs, le passage de structures turbulentes dans la couche limite générant de fortes fluctuations (cf. figure III-11), ainsi que l'effet du filtrage VITA, susceptible d'atténuer les vitesses maximales lors des variations rapides de débit.

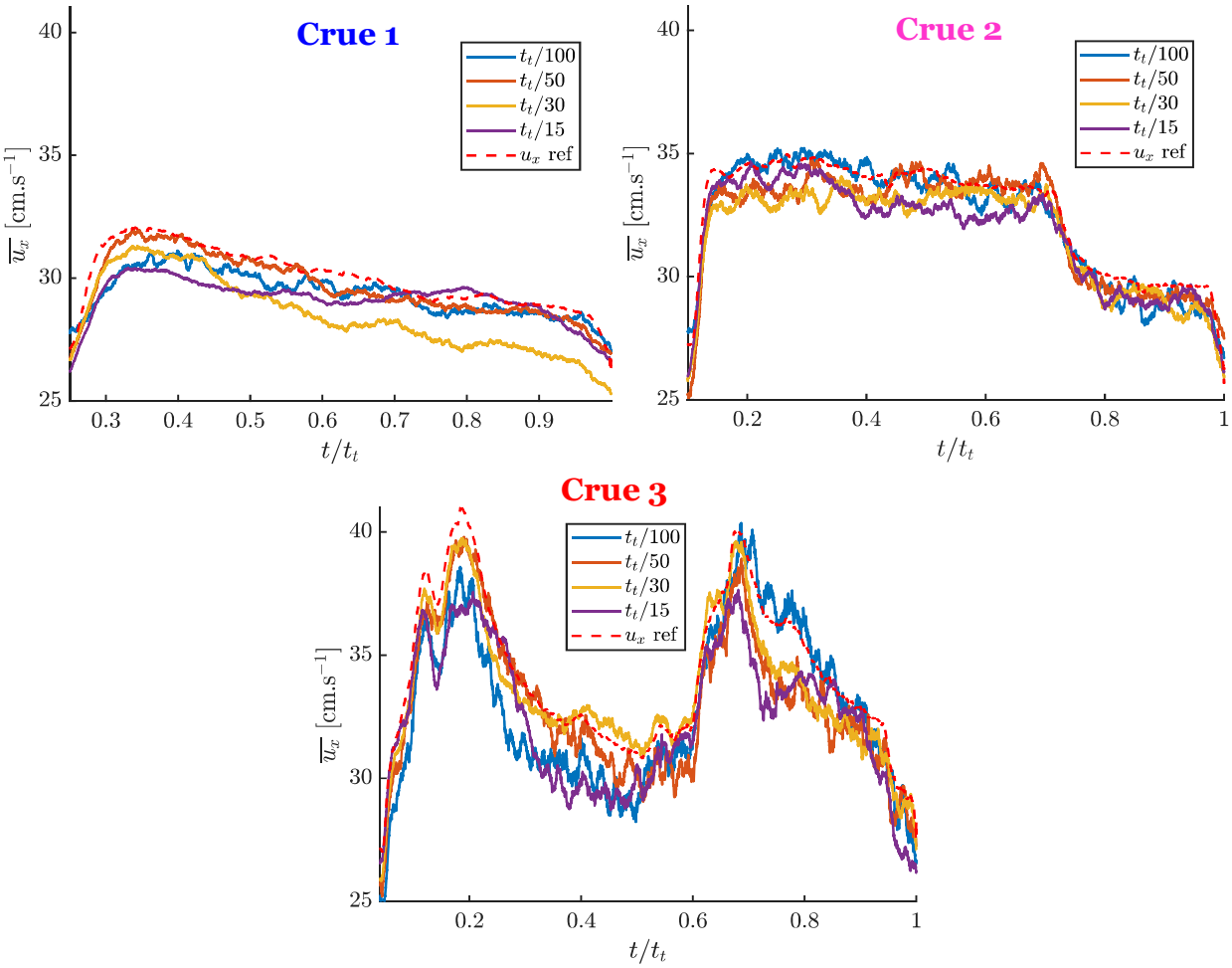


Fig. III-10 Comparaison de l'évolution des vitesse longitudinale mesurée par ADV pour différents hydrogrammes

En effet, l'analyse des fluctuations locales $\overline{u'_x\,u'_x}$ (cf figure III-11) complète cette interprétation. Aux instants correspondant au pic de débit, les fluctuations sont environ 1,5 fois supérieures à celles observées en PIV à un débit constant. Durant la phase de décrue, ces fluctuations ne retrouvent pas les niveaux statistiques observés avant la

montée du débit, suggérant soit la persistance de structures turbulentes localement, soit une perte significative de particules d'ensemencement, dégradant ainsi la qualité de la mesure. Ces effets combinés limitent la capacité de l'ADV à restituer fidèlement la vitesse maximale, et empêchent de conclure à une modification réelle de $\overline{u_x}$ uniquement sur la base de ces mesures.

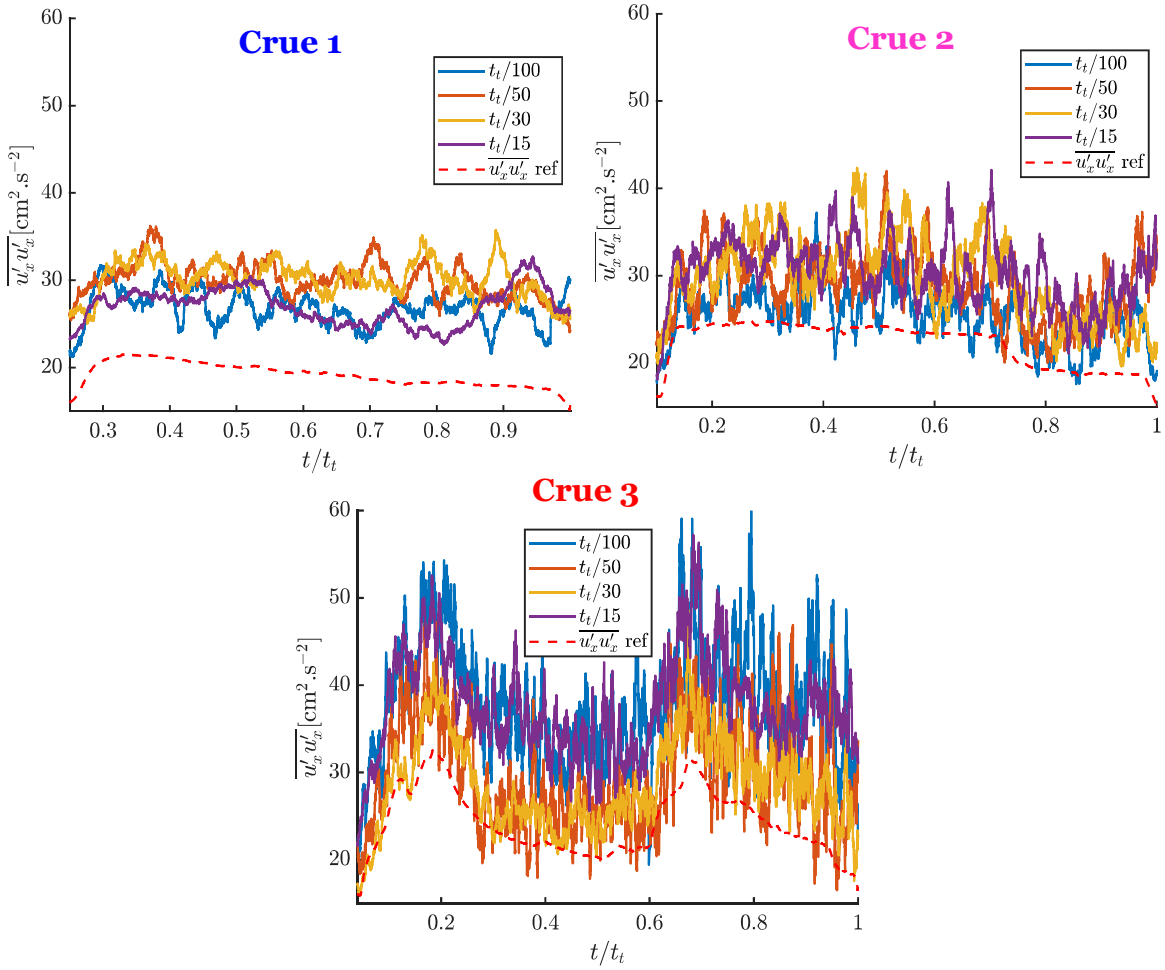


Fig. III-11 Comparaison de l'évolution de $\overline{u'_x\, u'_x}$ mesurée par ADV pour différents hydrogrammes

Par contre, comme pour l'analyse de la hauteur d'eau, il est possible d'identifier un décalage entre le pic de débit, caractérisé par u_x *ref*, et le pic de vitesse, noté $\Delta_{Q \Leftrightarrow u_x}$. Ce décalage a été évalué de manière qualitative, les fortes fluctuations du signal rendant l'application d'une corrélation de Pearson peu fiable. Les instants correspondant aux valeurs maximales de vitesse ont été déterminés par lecture graphique, permettant de quantifier le retard par rapport à la vitesse de référence. Les résultats présentés dans le tableau III-3 montrent une grande dispersion des valeurs de $\Delta_{Q \Leftrightarrow u_x}$. Selon Song & Graf (1996), ce décalage devrait être négatif, la vitesse s'établissant avant le pic de débit. Dans les résultats obtenus, cette tendance n'est que partiellement observée. Pour les temps de montée courts et abrupts (**Crue 1** $t_t/100$ et **Crue 2**), un retard du débit par rapport à la vitesse est constaté, contrairement aux observations de la littérature. En revanche, pour les temps de montée plus longs, la vitesse longitudinale atteint son pic avant le débit, ce qui correspond au comportement décrit par Song & Graf.

$\Delta_{Q\Leftrightarrow u_x}$ [s] [% de t_m]	$t_t/100$	$t_t/50$	$t_t/30$	$t_t/15$
Crue 1	42 s (100 %)	−10 s (−12 %)	−12 s (−9 %)	−108 s (−39 %)
Crue 2	15 s (29%)	19 s (19 %)	36 s (21 %)	0 s (0 %)
Crue 3	−13 / −9 / 22 s (−4/ −5 / 6 %)	9 / 34 / 60 s (1/ 9 / 8 %)	−57 / 14 / −43 s (−5 / 2 / −3 %)	−230 / 0 / 29 s (−10 / 0 / 1 %)

Tableau III-3 Déphasages temporels observés entre le pic de débit et le pic de vitesse longitudinal pour les différents hydrogrammes

Une étude des hystérésis a été réalisée afin de mieux comprendre ce phénomène et d'interpréter les observations précédentes. Comme pour les hauteurs d'eau, aucune hystérésis nette n'a été mise en évidence pour les crues à montée longue. Seule la **Crue 1** $t_t/100$ présente une dissymétrie entre les phases de montée et de décrue, clairement observable sur la figure III-12. Pour les montées issues de la **crue 2**, un léger décalage entre les deux phases est perceptible, mais il reste peu significatif (cf. figure III-12). Il est également intéressant de constater que les hystérésis apparaissent sur les hydrogrammes présentant les instationnarités de Nezu les plus importantes. Toutefois, l'hystérésis la plus marquée se situe sur le second β significatif, comme l'illustre le tableau II-2, ce qui ne permet pas d'expliquer complétement l'apparition du phénomène.

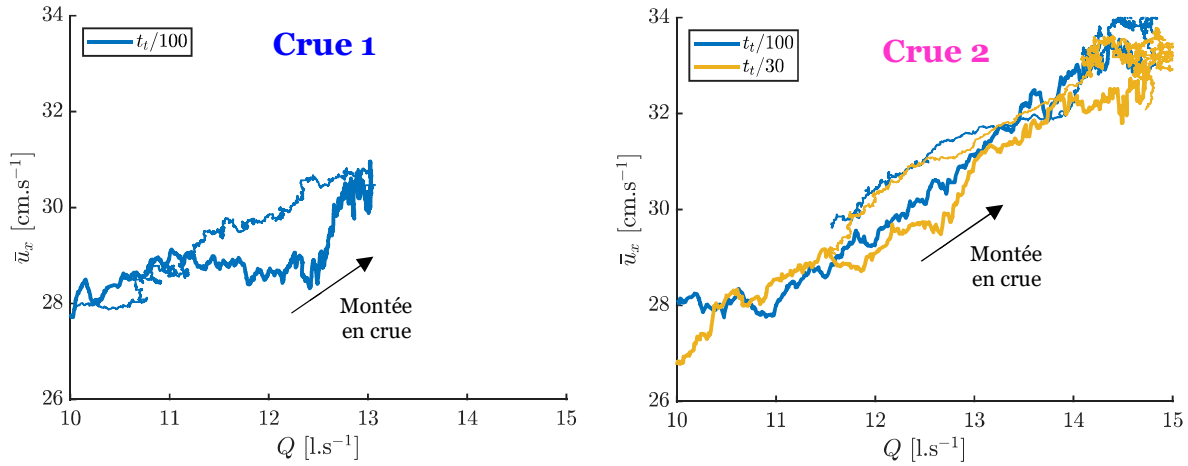


Fig. III-12 Hystérésis entre le débit et la vitesse longitudinal pour la **crue 1** $t_t/100$ et la **crue 2** $t_t/100$ et $t_t/30$

L'hystérésis observée pour la **crue 1** peut expliquer le temps de retard plus important mesuré, traduisant une inertie accrue du système dans l'ajustement de la vitesse longitudinale aux variations de débit. En revanche, les autres temps de retard important, issus de la **crue 2**, ne sont pas associés à une hystérésis aussi significative. Une légère différence entre les phases de montée et de descente est perceptible, mais elle peut résulter des fluctuations de mesure du capteur plutôt que d'un comportement physique réel de l'écoulement. Dans ce contexte, il est difficile de dégager une relation claire entre $\Delta_{Q\Leftrightarrow u_x}$ et la présence d'hystérésis à partir des données ADV. Les fortes fluctuations des signaux compliquent l'identification précise des instants correspondant aux maximas de vitesse, augmentant l'incertitude sur l'évaluation du décalage et rendant difficile l'observation d'un éventuel phénomène d'hystérésis.

Afin d'obtenir des champs moyens de vitesse et de fluctuations, l'analyse cinématique locale est complétée par des mesures PIV dans le plan X–Z, permettant de suivre l'évolution spatiale de l'écoulement au cours des hydrogrammes. Cette étude est menée selon le même protocole que celui décrit au chapitre II pour les débits constants, assurant la cohérence entre les deux approches. Elle permet de reconstruire, à chaque instant, les profils verticaux de vitesse et d'obtenir une vision spatiale de l'évolution de l'écoulement, en particulier lors des phases de montée où l'instationnarité est la plus marquée. Les champs de vitesses instantanés obtenus par PIV sont traités point par point dans le plan X–Z à l'aide d'un filtrage temporel VITA, appliqué de manière similaire à celui utilisé pour les données ADV. Ce traitement permet d'extraire, à chaque instant, les composantes moyennées localement $\overline{u_x}$ et $\overline{u_z}$. À partir de ces champs moyens, les $\boldsymbol{u'_i\,u'_i}$ sont ensuite calculées sur l'ensemble des images de chaque hydrogramme. Le filtre VITA est de nouveau appliqué aux fluctuations afin d'estimer les grandeurs turbulentes $\overline{u'_x\,u'_x}$, $\overline{u'_z\,u'_z}$, $-\overline{u'_x\,u'_z}$. L'ensemble des champs temporels est moyenné spatialement suivant l'axe X afin d'obtenir une représentation tridimensionnelle des grandeurs moyennes $\langle\overline{u_i}\rangle$ et $\langle\overline{u_i'u_i'}\rangle$, en fonction de Z et du temps. L'ensemble de la démarche de traitement est récapitulé dans le schéma de la figure III-13 avec le même code couleur que le texte.

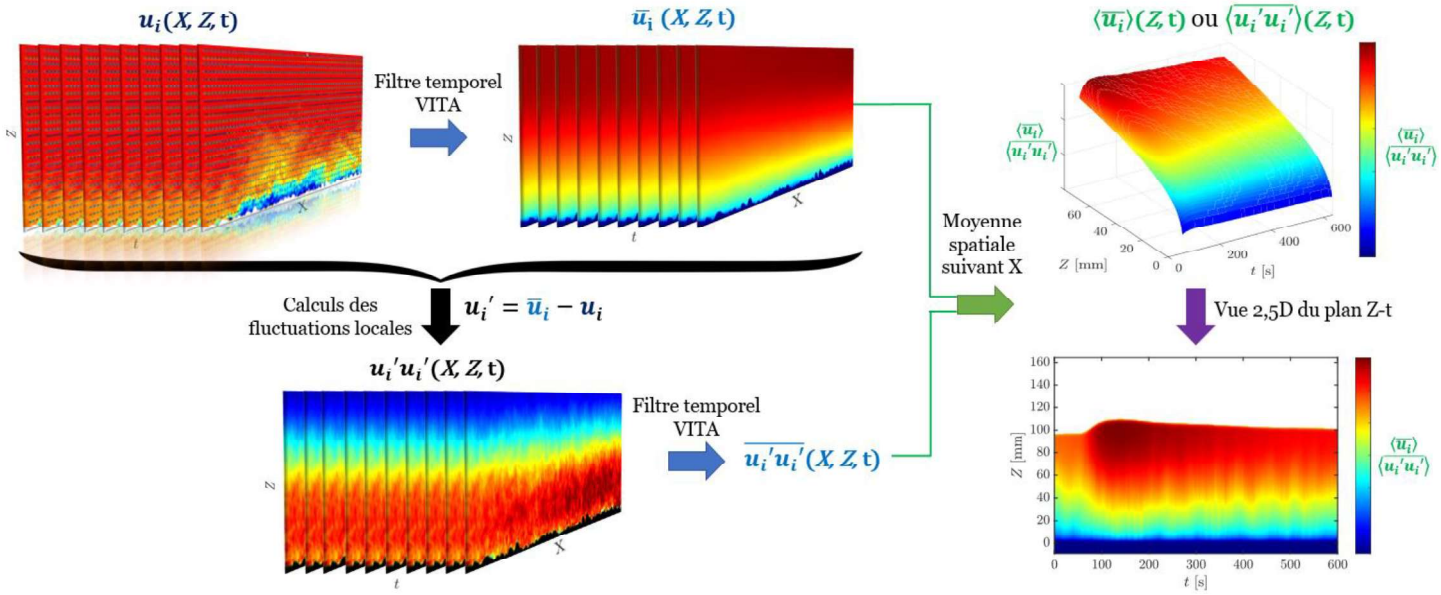


Fig. III-13 Schéma explicatif du traitement des données PIV et de l'obtention des graphiques spatio-temporels des vitesses moyennes et des contraintes du tenseur de Reynolds

Dans la suite de cette partie, le choix a été fait de présenter les résultats sous forme de représentations dans le plan tZ. Ces représentations 2,5D permettent d'analyser l'évolution spatio-temporelle des champs de vitesse et des fluctuations moyennes au cours de l'hydrogramme (figures III-14). L'analyse des champs de vitesse moyenne $\langle\overline{u_x}\rangle$ met en évidence une augmentation progressive de l'épaisseur de la couche limite au cours de la montée en crue, en cohérence avec l'augmentation du débit. De faibles oscillations de $\langle\overline{u_x}\rangle$ sont également observées le long de l'axe Z, avec des amplitudes plus marquées à l'approche du pic de crue. L'analyse des vitesses verticales $\langle\overline{u_z}\rangle$ montre que leurs valeurs restent très faibles au regard de celles de $\langle\overline{u_x}\rangle$, indiquant que, malgré l'instationnarité de l'hydrogramme, l'écoulement conserve un caractère essentiellement unidirectionnel selon l'axe X. Les faibles variations de $\langle\overline{u_z}\rangle$ observées sont du même ordre de grandeur que l'incertitude de mesure et ne peuvent donc pas être interprétées quantitativement.

Elles pourraient toutefois traduire le passage local de structures turbulentes au sein de la couche limite. Cette hypothèse est partiellement étayée par l'analyse des contraintes de Reynolds $\langle \overline{u_x{}' u_x{}'} \rangle$, $\langle \overline{u_z{}' u_z{}'} \rangle$, $\langle -\overline{u_x{}' u_z{}'} \rangle$ (cf figure III-14), qui afichent des zones d'intensification cohérentes avec les variations locales de vitesse précédemment observées. L'intensité des fluctuations turbulentes croît progressivement au cours de la montée en crue, en lien avec l'augmentation des vitesses moyennes, avec quelques renforcements localisés dans la zone proche du fond rugueux. Les fluctuations longitudinales $\langle \overline{u_x{}' u_x{}'} \rangle$ demeurent dominantes, tandis que les composantes verticales $\langle \overline{u_z{}' u_z{}'} \rangle$ et de cisaillement $\langle -\overline{u_x{}' u_z{}'} \rangle$ présentent des intensités du même ordre de grandeur.

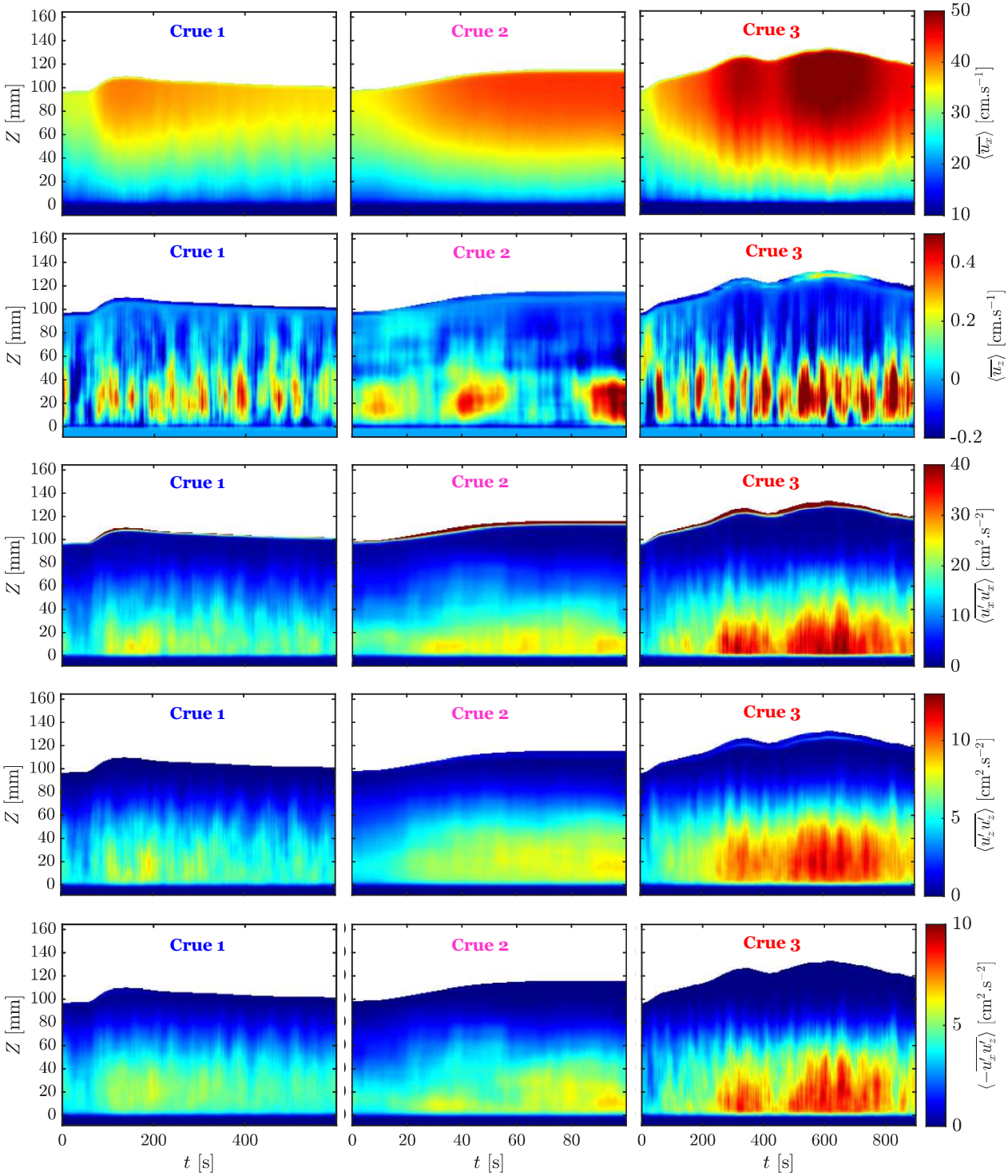


Fig. III-14 Évolutions spatio-temporelles des vitesses moyennes et des fluctuations moyennes lors des crues **1** à **3** à $t_t/100$

Ces résultats suggèrent une intensification de l'activité turbulente au cours de la montée en crue, notamment près du fond rugueux. Toutefois, l'analyse des seules cartes spatio-temporelles ne permet pas de conclure de manière quantitative sur l'amplitude réelle de cette intensification. Afin d'évaluer plus précisément l'effet de l'instationnarité, les champs expérimentaux de vitesses moyennes et de contraintes de Reynolds sont comparés aux relations établies sur les hydrogrammes à débit constant (équations III-7 à III-10). Pour cela, les écarts entre les grandeurs mesurées et leurs valeurs de référence sont calculés et représentés sous forme de cartes 2D en fonction du temps et de la hauteur (cf. figure III-15). Ces cartes permettent d'identifier les variations significatives, c'est-à-dire supérieures aux incertitudes de mesure, par rapport à l'écoulement permanent. Les valeurs positives (couleurs chaudes) traduisent des grandeurs supérieures à la référence, tandis que les valeurs négatives (couleurs froides) indiquent une diminution. Les maximas locaux de vitesse sont signalés par des croix noires, ce qui permet d'estimer le décalage temporel entre les pics de vitesse et ceux du débit, matérialisés par la ligne violette.

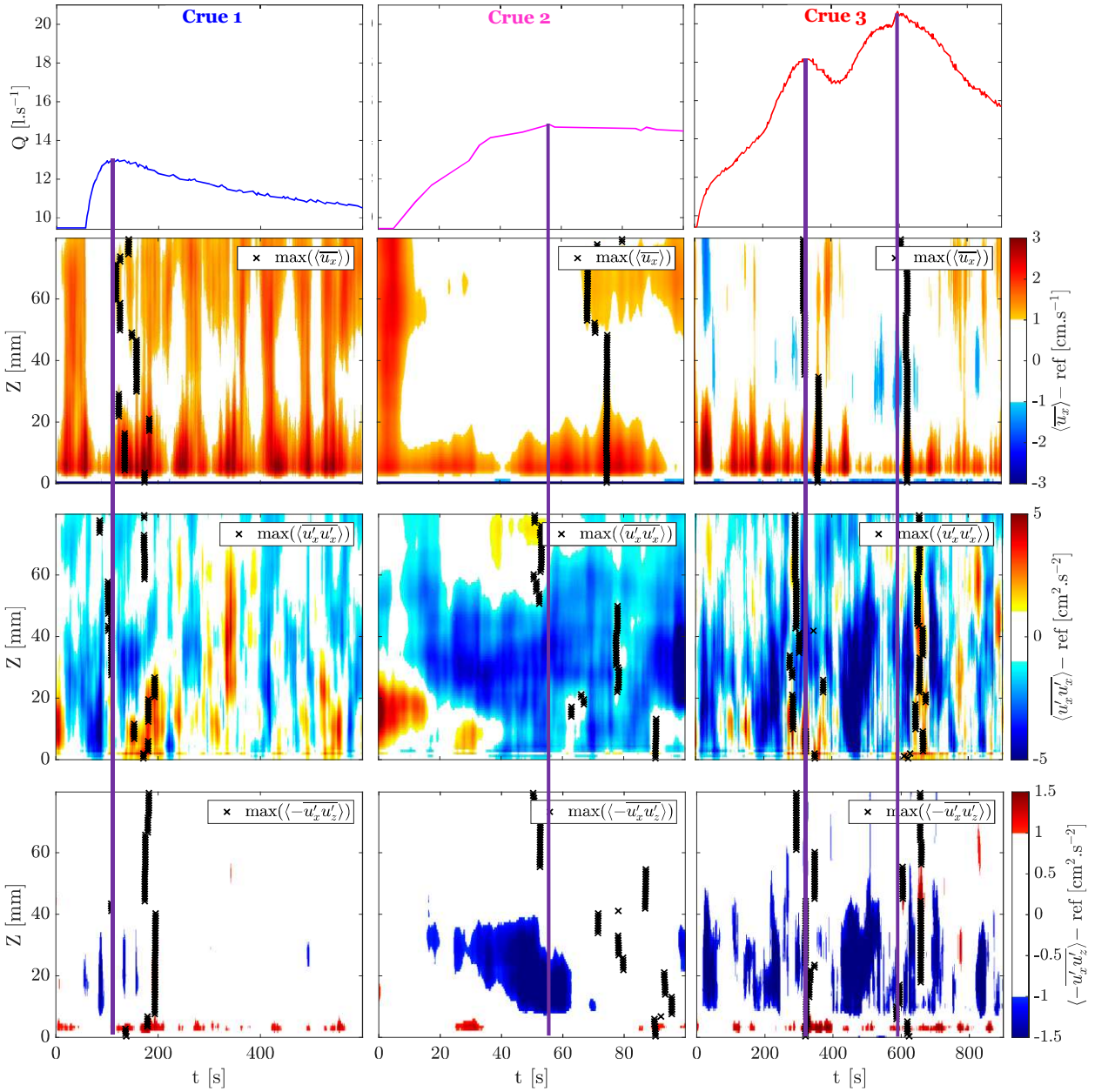


Fig. III-15 Évolutions spatio-temporelles des écarts de vitesses et contraintes de Reynolds lors des crues 1 à 3 à $t_t/100$

L'analyse des écarts entre les champs mesurés et les valeurs de référence met en évidence plusieurs tendances dans l'évolution des paramètres hydrodynamiques au cours des hydrogrammes. La vitesse moyenne longitudinale $\langle \overline{u_x} \rangle$ apparaît globalement légèrement supérieure à la référence, d'environ 3 cm.s^{-1}, dans la zone proche du fond comprise entre 0 et 20 cm, aussi bien pendant la phase de montée que lors de la décrue (cf. **Crue 1**). Au-dessus de cette zone, quelques écarts ponctuels sont observés, mais les valeurs restent proches de celles de l'écoulement à débit constant. Concernant les contraintes du tenseur de Reynolds, la composante longitudinale $\langle \overline{u_x{}' u_x{}'} \rangle$ est majoritairement inférieure à la valeur de référence durant la phase de montée pour l'ensemble des crues. Pour les crues **1** et **3**, une augmentation localisée apparaît après le pic de crue entre 0 et 20 cm de hauteur ce qui est cohérent avec les résultats de la littérature sur l'augmentation du nombre de structures turbulentes et de leur taille (Dunbar et al., 2023). Cette tendance n'est pas observée pour la **Crue 2**, ce qui peut s'expliquer par une durée d'acquisition PIV insuffisante pour caractériser correctement la phase post-pic. Les composantes $\langle \overline{u_z{}' u_z{}'} \rangle$ et $\langle -\overline{u_x{}' u_z{}'} \rangle$, ne présentent pas de variation identifiable par rapport à la référence, avant ou après le pic de débit. Quelques écarts locaux sont observés, principalement dans la zone très proche du fond (0–5 cm), sans toutefois mettre en évidence une modification systématique des fluctuations. De plus, il est également intéressant de noter que l'analyse des hydrogrammes présentant des phases de montée plus longues ($t_t/15$) montre que les variations par rapport à l'écoulement permanent restent relativement faibles. Ce résultat suggère que la pente de montée du débit conditionne l'intensité des effets instationnaires, en accord avec les observations de la littérature (Pathirana et al., 2008).

Outre l'évolution temporelle des différents paramètres, la figure III-15 affiche les instants correspondant aux pics de vitesse et de contraintes turbulentes au cours des hydrogrammes (indiqués par des **croix noires**), qui peuvent être comparés aux pics de débit (représentés par la **ligne violette**). Il est ainsi possible d'analyser l'évolution spatiale du décalage temporel $\Delta_{Q \Leftrightarrow u_x}$ et $\Delta_{Q \Leftrightarrow u_i{}' u_i{}'}$ en fonction de la coordonnée verticale Z. Ce décalage n'est pas uniforme sur le profil vertical et deux zones distinctes apparaissent pour l'ensemble des hydrogrammes : une région proche du fond rugueux, où le retard du fluide est plus important, et une région proche de la surface libre, où le décalage est plus faible, voire légèrement avancé pour certaines grandeurs. La hauteur de transition entre ces zones varie selon les hydrogrammes, autour de 40 mm pour les crues **1** et **2**, et à environ 30 mm pour le premier pic de la **crue 3**. En revanche, pour le second pic de la **crue 3**, le décalage est relativement homogène sur l'ensemble du profil, traduisant une réponse plus cohérente de la colonne d'eau aux variations de débit.

Ces résultats suggèrent l'existence de deux régions distinctes dans l'écoulement durant la crue. La première, proche du fond rugueux (R), présente une réponse retardée aux variations de débit, probablement due à l'inertie locale du fluide et aux pertes d'énergie induites par le cisaillement et la rugosité du fond. Cette zone se caractérise par un retard important des vitesses et des contraintes turbulentes, suivi d'un ajustement progressif de l'écoulement, entraînant une intensification temporaire des fluctuations turbulentes près du fond. La seconde région, dans la partie supérieure (S) de la colonne d'eau, réagit plus rapidement, traduisant une meilleure adaptation du fluide aux fluctuations du débit. Ces zones différenciées apparaissent également dans l'analyse de la vitesse en fonction du débit pour différentes hauteurs Z (cf. figure III-16). Des ruptures de pente sont observées, correspondant aux phases d'accélération du fluide pour s'ajuster aux variations de débit mais cette réponse dynamique n'est pas simultanée sur l'ensemble de la colonne d'eau, le fluide réagissant plus rapidement en surface qu'au voisinage du fond. La transition entre

ces deux zones se situe approximativement autour de Z=30 mm, légèrement différente des décalages de pic identifiés dans la figure III-15. Cette limite permet de calculer la moyenne de l'accélération longitudinale $\langle \overline{d\langle \overline{u_x} \rangle / \mathrm{dt}} \rangle$ pour les zones R et S pendant la phase de montée des trois hydrogrammes. L'accélération moyenne est environ 15 % plus élevée dans la zone proche des rugosités que dans la zone supérieure, traduisant l'effort du fluide pour compenser le retard près du fond et pouvant expliquer l'intensification locale des contraintes de cisaillement observée après le pic.

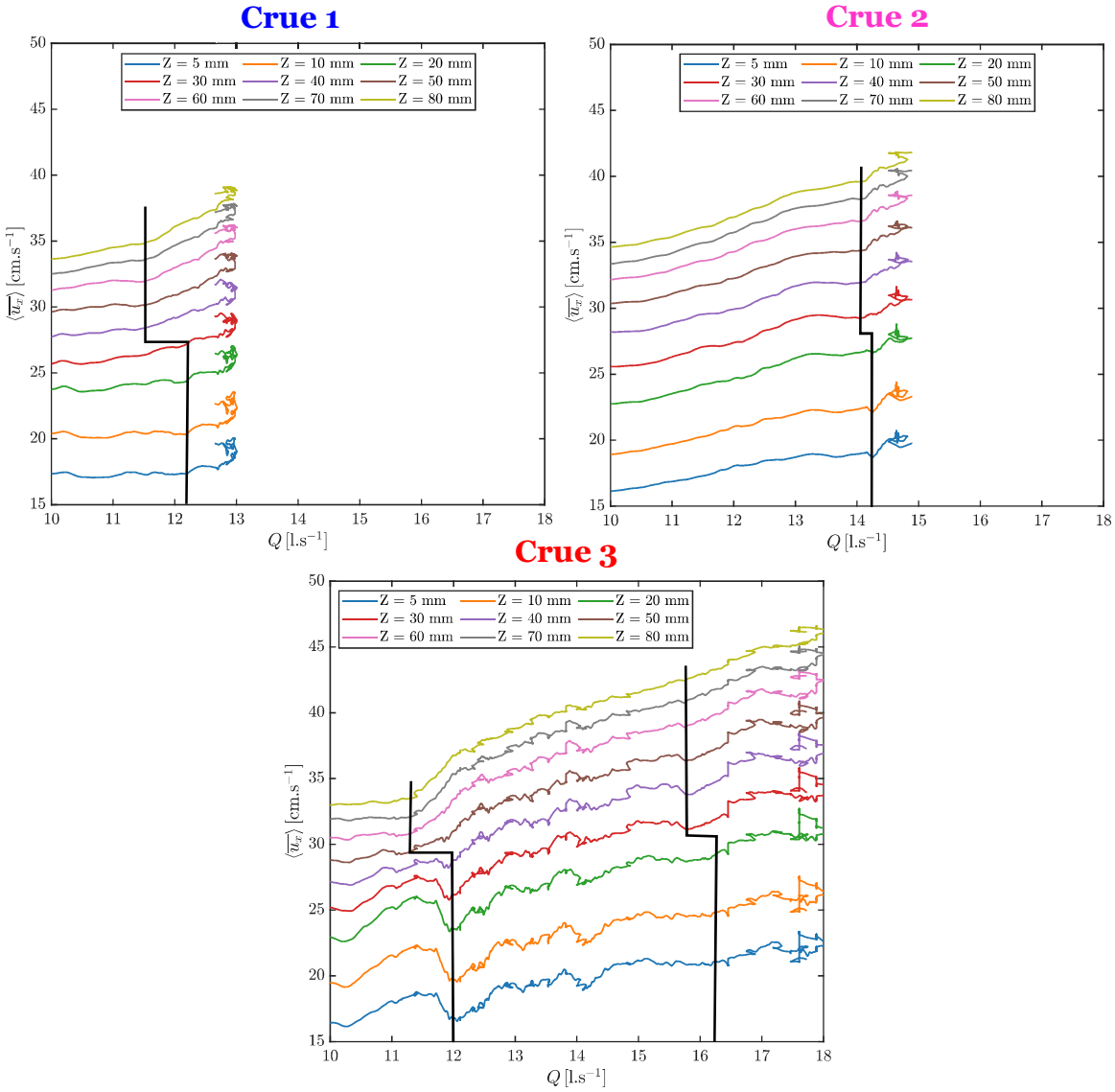


Fig. III-16 Evolution des vitesses longitudinales en fonction de la montée des crues **1** à **3** à $t_t/100$ à différentes hauteur Z

Ces observations permettent de calculer des décalages moyens, notés $\overline{\Delta_{Q \Leftrightarrow u_x}}$ et $\overline{\Delta_{Q \Leftrightarrow u_t' u_t'}}$, pour chacune des deux régions identifiées dans la colonne d'eau (cf tableau III-4). Les valeurs montrent que le retard est systématiquement plus important près du fond rugueux (zone R) que dans la partie supérieure (zone S), confirmant ainsi une réponse différenciée du fluide selon la hauteur. L'ensemble des décalages est globalement positif, avec des contraintes turbulentes présentant généralement des retardements plus marqués que la vitesse moyenne. Quelques valeurs négatives de vitesse sont détectées, mais elles restent très faibles, ce qui indique que, dans nos expériences avec un fond très

rugueux, le fluide a tendance à réagir plus lentement à l'établissement du débit. Ces observations diffèrent de celles rapportées dans la littérature, où les expériences ont été réalisées dans des canaux plus larges avec des variations de débit plus importantes. Dans le cadre de ce travail, les expériences ont été menées dans un canal étroit, fortement rugueux et présentant de faibles variations de débit. Ces conditions peuvent influencer la réponse de l'écoulement, en particulier en renforçant la turbulence et en ralentissant l'établissement du flux, ce qui explique en partie le décalage plus marqué observé entre la vitesse et le débit.

[s] [% de t_m]	**Crue 1** $t_t/100$	**Crue 2** $t_t/100$	**Crue 3** $t_t/100$
$\overline{\Delta_{Q\Leftrightarrow u_x}}(R)$	19 s (45 %)	20 s (39%)	47 s/29 s (14% / 16%)
$\overline{\Delta_{Q\Leftrightarrow u_x}}(S)$	16 s (36%)	17 s (24%)	8 s/26 s (2%/ 14%)
$\overline{\Delta_{Q\Leftrightarrow u_x{}'u_x{}'}}(R)$	22 s (55%)	48 s (69%)	−8 s /62 s (−2%/ 34%)
$\overline{\Delta_{Q\Leftrightarrow u_x{}'u_x{}'}}(S)$	7 s (17%)	6 s (12%)	−22 s /62 s (−7%/ 34%)
$\overline{\Delta_{Q\Leftrightarrow u_z{}'u_z{}'}}(R)$	33 s (79%)	68 s (133%)	17 s /30 s (5%/ 17%)
$\overline{\Delta_{Q\Leftrightarrow u_z{}'u_z{}'}}(S)$	21 s (48%)	51 s (90%)	0 s /17 s (0%/ 9%)
$\overline{\Delta_{Q\Leftrightarrow -u_x{}'u_z{}'}}(R)$	29 s (64%)	72 s (133%)	9 s /30 s (3%/ 17%)
$\overline{\Delta_{Q\Leftrightarrow -u_x{}'u_z{}'}}(S)$	11 s (28%)	55 s (108%)	1 s /50 s (0%/ 28%)

Tableau III-4 Déphasages temporels observés entre le pic de débit et les pics de vitesse et de contraintes de Reynolds pour les crues **1** à **3** à $t_t/100$

III.2.3 Comparaison des variations de vitesse cisaillement issues des hydrogrammes avec la référence

Afin de compléter l'étude sur l'évolution des contraintes du tenseur de Reynolds au cours des différentes crues, il est nécessaire de relier ces contraintes à l'intensification du cisaillement responsable de la mise en mouvement des sédiments. Dans la partie II.1.3, différentes méthodes ont été présentées pour estimer la contrainte de cisaillement au niveau du fond. L'objectif de cette section est d'appliquer ces méthodes afin d'évaluer la vitesse de cisaillement tout au long des hydrogrammes, en prenant comme référence la formule issue de l'équation III-5 pour l'ensemble des comparaisons.

Une des premières observations concerne le profil de $\langle -\overline{u_x{}'u_z{}'} \rangle$, qui présente fréquemment plusieurs maximas locaux le long de l'axe vertical Z. Ce phénomène

s'explique par la réponse non uniforme des couches de fluide R et S aux variations de débit et par l'augmentation de la taille des structures turbulentes pendant la phase de montée des crues. Cette variabilité verticale rend les profils moins lisses et introduit des biais dans les méthodes employées précédemment pour les hydrogrammes à débit constant, entraînant des estimations plus incertaines de la vitesse de cisaillement. Pour pallier ces difficultés, et compte tenu des variations relativement faibles de u_t entre 10 et 20 l.s^{-1} (cf III.1.3), la vitesse de cisaillement u_t a été estimée en prenant la moyenne des trois méthodes suivantes : *Clauser plot*, *Sublayer profile* et estimation basée sur le maximum des contraintes$\langle -\overline{u_x{}'u_z{}'}\rangle$. Cette approche permet d'obtenir une estimation plus représentative du cisaillement de fond le long de l'hydrogramme (cf. figure III-17).

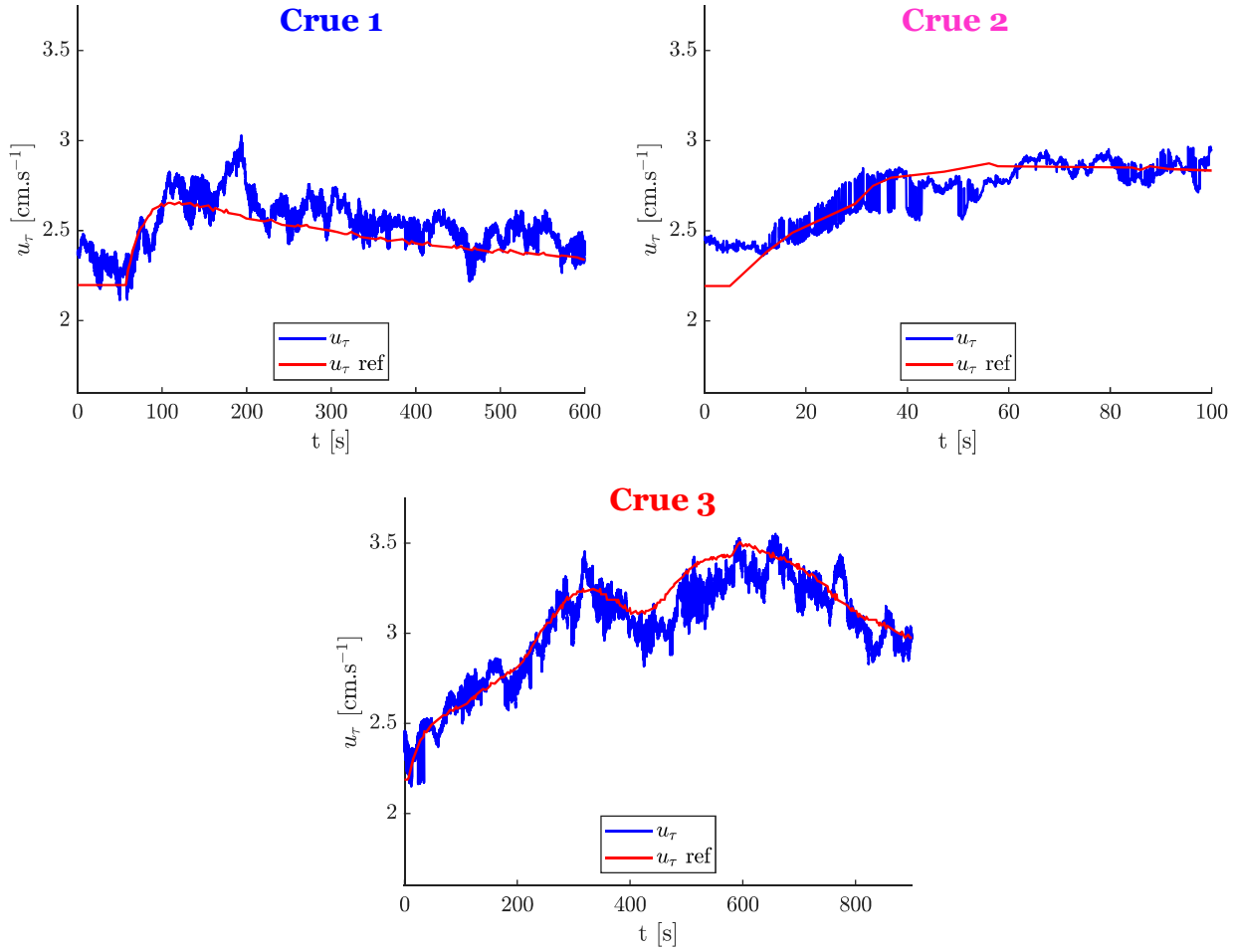


Fig. III-17 Évolution temporelle de la vitesse de cisaillement lors des crues **1** à **3** à $t_t/100$ comparée à la référence

L'analyse des vitesses de cisaillement pendant les hydrogrammes révèle plusieurs phases caractéristiques lors des montées des crues. Au début de la montée, un temps de latence est observé avant que les vitesses proches du fond n'augmentent. Ce retard correspond au décalage temporel identifié dans la partie III-2-2, la réponse de la zone proche du lit ayant plus d'inertie que celle de la surface libre. La phase suivante montre une augmentation des vitesses de cisaillement près du fond, traduisant l'effort du fluide pour s'adapter à l'augmentation du débit et compenser le retard initial des couches proches du lit. Cette compensation entraîne des accélérations importantes près de la paroi, pouvant produire des pics de cisaillement supérieurs aux valeurs de référence pendant la montée

et au pic de la crue. Pour les **crue 1** et **crue 3**, ces pics atteignent jusqu'à +11 % par rapport à la valeur de référence, tandis que pour la **crue 2**, aucun pic significatif n'est détecté. Il est toutefois possible que le pic apparaisse plus tard, la fenêtre temporelle analysée n'étant peut-être pas suffisante pour le capturer. Ces graphiques permettent également d'évaluer le décalage temporel $\Delta_{Q \Leftrightarrow u_\tau}$ entre les pics de débit et les pics de cisaillement. Selon la crue, le pic de contrainte survient à des instants différents par rapport au maximum de débit. Pour la **crue 3**, il précède légèrement le pic de débit (environ −15 et −13 s), tandis que pour les crues **1** et **2**, il se situe légèrement après le maximum (+5 s et + 15 s). Des pics secondaires de cisaillement persistent également après le pic principal, respectivement à +78 s, +11 s et +62 s, indiquant que la couche proche du fond continue de répondre aux variations de débit même après le maximum. Cette persistance traduit le maintien des structures turbulentes dans la couche limite, qui entretiennent localement des contraintes de cisaillement plus élevées. Enfin, pour la **crue 2** présentant une montée plus lente (t_t/15), les vitesses de cisaillement restent inférieures à la référence (jusqu'à −12 %), confirmant que le temps de montée influence directement l'intensité des contraintes de cisaillement, avec des réponses plus marquées pour des montées rapides.

III.3 Conclusions

La caractérisation hydrodynamique du canal a permis d'établir une base solide pour l'ensemble des paramètres d'écoulement en fonction du débit Q et de la hauteur Z. Les relations établies entre vitesses moyennes, composantes du tenseur de Reynolds et contraintes de cisaillement fournissent un référentiel pour reconstruire l'évolution des grandeurs de référence lors de différents hydrogrammes. Cette approche permet ainsi de comparer les écoulements instationnaires aux conditions de référence à débit constant. Par ailleurs, cette caractérisation a permis de réaliser une analyse de la rugosité hydraulique et de la comparer avec des formulations empiriques issues de la littérature. Les méthodes utilisées (Nikuradse, Williamson, Ligrani & Moffat et Fenton) fournissent des valeurs de k_s comprises entre 7 et 12 mm, tandis que la méthode de Strickler sous-estime cette rugosité en raison de sa simplification énergétique et de la faible prise en compte des effets turbulents. En combinant les quatre approches, une estimation représentative de 8,9 mm est obtenue, cohérente avec la valeur de 10,1 mm obtenue par le modèle de Forooghi et nettement supérieure à l'estimation basée uniquement sur la taille des grains (6,3 mm). Ces résultats montrent que la rugosité hydraulique effective dépend non seulement des dimensions granulaires, mais aussi de la disposition, de l'imbrication et de l'orientation des particules. L'emploi de mesures 3D pour caractériser la rugosité permet ainsi d'obtenir une estimation plus réaliste et pertinente pour l'évaluation des contraintes de cisaillement.

En utilisant les données de référence établies à débit constant comme référence, cette partie constitue un premier résultat sur la réponse du système aux hydrogrammes. De manière générale, les hauteurs d'eau suivent étroitement la tendance prédite par le modèle de référence, avec des écarts maximaux faibles (≈ 5 mm), principalement attribuables à des instabilités locales de la surface libre. Aucun effet d'augmentation significative des hauteurs d'eau n'a été observé, même pour des crues présentant des amplitudes ou des temps de montée différents. En revanche, les vitesses longitudinales et les contraintes du tenseur de Reynolds, en particulier dans la zone proche du fond rugueux, présentent des valeurs supérieures à la référence à l'approche du pic de crue. Les vitesses de cisaillement montrent également cette tendance à l'augmentation, avec

des pics pouvant dépasser +11 % par rapport à la référence, traduisant une intensification locale de la turbulence près du fond. Il est également intéressant de noter la persistance de ces pics après le pic de crue, montrant que les phénomènes d'instationnarité se maintiennent dans le temps et continuent d'influencer les vitesses de cisaillement après le passage du maximum de débit. L'étude montre par ailleurs que les crues présentant un pic double présentent moins de fluctuations sur le deuxième pic que sur le premier, ce qui suggère que le système, déjà perturbé par le premier pic, réagit avec une intensité moindre aux variations de débit. De plus, les crues à montée longue induisent peu de variations sur les contraintes de cisaillement et les vitesses, indiquant que le fluide s'équilibre plus facilement lorsque les variations de débit sont progressives. Ces résultats mettent en évidence que les pics de vitesse et de contraintes sont fortement dépendants de la forme de l'hydrogramme, en particulier de sa pente de crue.

L'explication de cette tendance peut être en partie attribuée au phénomène d'hystérésis observé entre le débit et les paramètres hydrodynamiques. Ce phénomène traduit un retard du fluide lors de la montée en crue, entraînant une accélération des vitesses à l'approche du pic et provoquant le dépassement des valeurs de référence observé dans les vitesses longitudinales et les contraintes de cisaillement. Pour les hauteurs d'eau, les vitesses longitudinales et les vitesses de cisaillement, ces hystérésis sont particulièrement visibles lors de crues à montée rapide, où un retard marqué se manifeste dans l'évolution des rapports débit/hauteur et débit/vitesse. En revanche, pour des montées plus progressives, aucun phénomène significatif n'est détecté, expliquant l'absence ou la faible amplitude des survitesses et des surproductions de contraintes. L'ensemble des résultats indique un retard systématique associé à une hystérésis de type anti-horaire, en contraste avec la littérature où le pic de vitesse précède généralement celui du débit. L'analyse des décalages temporels montre que les crues à montée rapide présentent des temps de retard plus importants, tandis que les crues à montée lente affichent une réponse quasi synchrone, traduisant une meilleure adaptation du fluide à la variation de régime. Ces comportements suggèrent que la dynamique d'ajustement du champ de vitesse dépend directement du rythme d'évolution du débit, la pente de montée influençant la propagation de l'énergie turbulente. Cette hypothèse est confirmée par l'étude de la répartition verticale du décalage temporel, qui révèle une réponse différenciée de la colonne d'eau. La zone proche du fond rugueux présente un retard plus marqué, lié à l'inertie locale du fluide et aux frottements sur les rugosités, tandis que la partie supérieure réagit plus rapidement aux variations de débit. Cette dissymétrie traduit une propagation non uniforme des effets d'instationnarité dans la colonne d'eau. La profondeur de cette zone de transition varie avec la forme de l'hydrogramme, confirmant que la pente de montée conditionne à la fois la dynamique verticale du fluide et l'intensité des phénomènes d'hystérésis. Ces observations permettent ainsi d'expliquer la relation entre retard, accélération du fluide et distribution verticale des vitesses et contraintes dans le canal.

Bien que les résultats mettent en évidence l'importance de la pente de montée dans la dynamique des vitesses et des contraintes, certaines observations restent préliminaires et méritent d'être approfondies. La dispersion et le nombre limité de valeurs de retard et de pics ne permettent actuellement pas de dégager de tendances générales. Il serait ainsi nécessaire d'élargir l'échantillon d'hydrogrammes étudiés, en variant les temps de montée et les amplitudes, afin de mieux définir les seuils d'apparition des phénomènes instationnaires et de constituer une base de données plus fournie pour valider les tendances observées. Ceci permettrait d'effectuer une analyse paramétrique et de quantifier l'impact de l'instationnarité sur les grandeurs mesurées, en les reliant

directement à la forme de l'hydrogramme. Par ailleurs, il conviendrait de préciser le comportement différencié de la réponse hydraulique, en identifiant comment et quand les différentes parties de la colonne d'eau réagissent aux variations de débit. L'amélioration de la précision des mesures, notamment pour les vitesses et les contraintes près du fond rugueux, est également indispensable pour mieux comprendre le rôle des structures turbulentes et leur propagation verticale. Ces travaux complémentaires permettraient de consolider les conclusions actuelles et de confirmer les relations entre la forme des hydrogrammes, la dynamique verticale des vitesses et des contraintes, et l'intensité des phénomènes d'hystérésis observés.

Chapitre IV Effets des variations de débit sur la dynamique sédimentaire

IV.1 Influence des hydrogrammes sur le transport d'un dépôt diffus de sédiment sur fond rugueux 128
IV.1.1 Analyse de la mise en mouvement des sédiments lors d'un hydrogramme par paliers 129
IV.1.2 Analyse de la mise en mouvement des sédiments lors d'hydrogrammes naturels 131
IV.2 Influence des hydrogrammes sur le déplacement d'un « tas » de sédiment 138
IV.2.1 Analyse du déplacement « tas » lors d'hydrogrammes à débit quasi-constant 139
IV.2.2 Analyse du déplacement du « tas » lors d'hydrogrammes naturels 143
IV.2.3 Lien entre hydrogrammes et transport sédimentaire 148
IV.3 Comportement de l'écoulement autour du tas sédimentaire 155
IV.4 Conclusions 163

L'analyse des grandeurs hydrodynamiques de l'écoulement a montré que les effets d'instationnarité, observés lors des phases de montée et aux pics des hydrogrammes, se traduisent par une augmentation des vitesses de cisaillement et des contraintes, particulièrement pour les hydrogrammes présentant une forte instationnarité. Dans la continuité de ces résultats, ce quatrième chapitre vise à évaluer l'influence des hydrogrammes naturels sur la déstabilisation et le transport d'un apport sédimentaire, en lien direct avec la problématique de la thèse. L'objectif est d'identifier les variations de mise en mouvement et de transport sédimentaire entre les différents hydrogrammes, de les quantifier afin d'améliorer les outils de prédiction, et de les relier aux évolutions hydrodynamiques précédemment établies, dans le but de déterminer les mécanismes physiques responsables de ces modifications. Pour cela, deux études complémentaires ont été menées (cf figure II-33). La première étude analyse l'évolution de sédiments déposés sur un fond rugueux lors de différents hydrogrammes, dans le but de compléter l'analyse des vitesses de cisaillement. Un hydrogramme par paliers est utilisé comme référence afin d'estimer le nombre de particules en mouvement à chaque palier de débit, et de comparer ces résultats à ceux obtenus pour les hydrogrammes naturels. La seconde étude s'intéresse au comportement d'un tas de sédiments, représentant un apport sédimentaire pour la restauration de l'attractivité piscicole, soumis à des hydrogrammes quasi constants et naturels. L'objectif est d'apporter des éléments complémentaires sur la déstabilisation de l'apport et d'étudier son déplacement au cours de différentes crues. Les résultats obtenus seront également comparés à ceux du mouvement des sédiments déposés sur le fond rugueux, afin d'identifier les différences de comportement et de dynamique entre un tas sédimentaire et un dépôt diffus de particules.

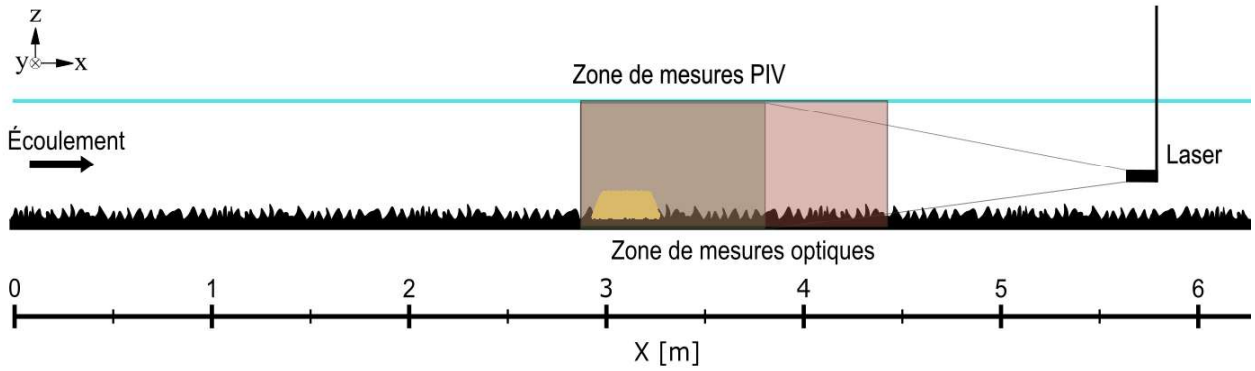


Fig. II-33 Schéma des zones de mesures optiques et de leurs localisations dans le canal

IV.1 Influence des hydrogrammes sur le transport d'un dépôt diffus de sédiment sur fond rugueux

Cette section s'intéresse au comportement d'une centaine de particules de densité 1390 kg·m^{-3} (~0,02 g/particule), déposées aléatoirement sur le fond rugueux (cf. Figure II-34. Les déplacements des particules, de diamètre moyen 3 mm, ont été suivis à l'aide d'une caméra couleur de résolution 2592 × 2048 pixels, chaque particule occupant en moyenne 1300 pixels. Cette configuration permet d'estimer le nombre de particules en mouvement au cours des hydrogrammes et de calculer l'évolution de Q_s^* (cf équation I-33). Cette approche permet à la fois de déterminer le seuil de mise en mouvement et de caractériser le transport solide sous conditions instationnaires. Il convient toutefois de noter que le calcul du débit solide repose sur un comptage de pixels détectés (cf figure IV-1), ce qui peut introduire une incertitude liée à l'orientation des particules, à leurs

disparitions partielles derrière d'autres particules ou les rugosités du fond, ainsi qu'aux limites de détection de l'algorithme. Malgré ces incertitudes, la méthode reproduit de manière fiable les variations temporelles du débit solide, constituant l'élément central de cette analyse.



Fig. IV-1 Exemple de détection d'une particule en mouvement par flot optique

IV.1.1 Analyse de la mise en mouvement des sédiments lors d'un hydrogramme par paliers

L'analyse de la mise en mouvement a été réalisée selon la méthode décrite en partie II.5.1, sur 10 répétitions pour chaque palier défini dans la partie II-3 (cf. figure IV-2-a). Les résultats ont ensuite été moyennés afin d'obtenir une estimation représentative du seuil de mise en mouvement et des variations de déplacement. La moyenne a été filtrée à l'aide de la méthode VITA, avec une fenêtre $2T_{VITA}$ de 5 s, de manière à ne conserver que les déplacements significatifs, c'est-à-dire ceux correspondant à une particule ou à des particules se déplaçant sur plusieurs images consécutives (cf. figure IV-2-b).

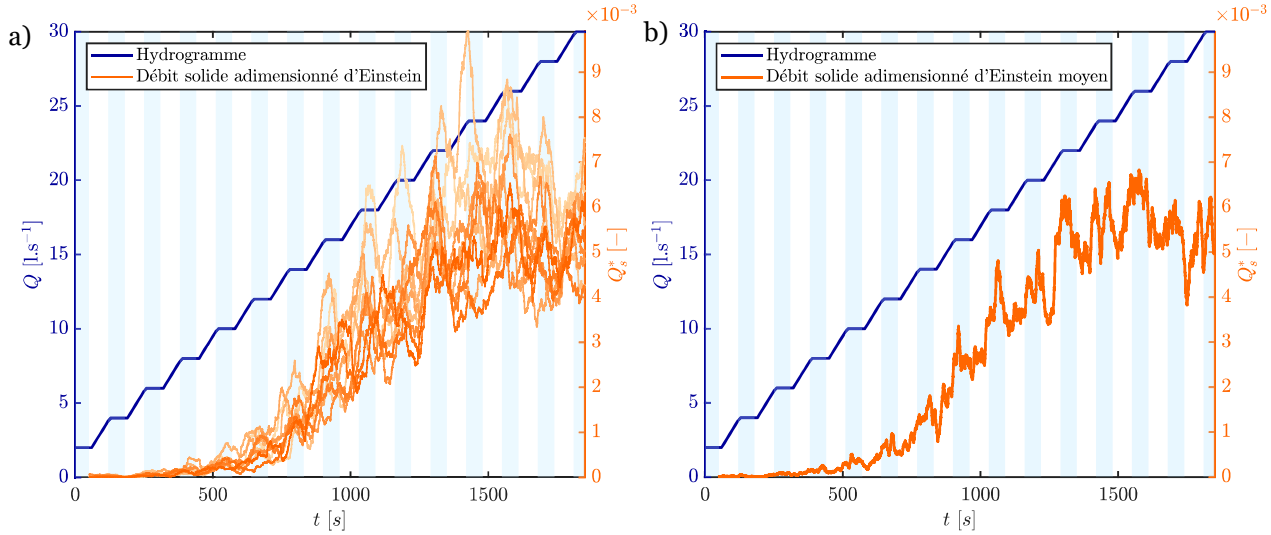


Fig. IV-2 Analyse de l'évolution du transport sédimentaire pendant un hydrogramme par palier : (a) variations du débit solide au cours des 10 répétitions, b) débit solide moyen

La figure IV-2 montre l'évolution du débit solide Q_s^* en fonction des paliers de l'hydrogramme, sachant qu'un Q_s^*égal à $1{,}4 \times 10^{-4}$ correspond au déplacement d'une seule particule. Par conséquent, dans cette expérience, le seuil de mise en mouvement est fixé lorsqu'une dizaine de particules commencent à se déplacer au même moment, soit

$Q_s^* > 1 \times 10^{-3}$. Selon ce critère, la mise en mouvement des sédiments se situe entre les débits de 12 et 14 l.s^{-1} (cf figure IV-4-b), ce qui est cohérent avec le seuil évalué visuellement à environ 12 l.s^{-1} lors des essais préliminaires. En effet, aux faibles débits, aucun transport sédimentaire significatif n'est détecté. À partir de 8 l.s^{-1}, une légère augmentation du transport solide apparaît, correspondant principalement à des vibrations ou à de faibles déplacements de particules liés à des changements d'orientation. Ces premiers pics de transport surviennent systématiquement après chaque changement de palier et diminuent progressivement pendant la phase stationnaire. Les déplacements nets sont observés dès le palier de 12 l.s^{-1}, avec un pic de transport qui décroît environ 40 s après l'atteinte du débit cible. Au cours des paliers suivants, les pics de transport s'intensifient progressivement lors des montées de débit, puis tendent à diminuer entre 10 et 40 s après la stabilisation de chaque palier.

Ces tendances, observées dans le débit solide moyen, se retrouvent dans les dix essais réalisés, avec un comportement très similaire d'une répétition à l'autre, ce qui démontre la bonne répétabilité des expériences (cf. figure IV-2-a). Les principales différences portent sur l'amplitude des pics de transport ainsi que sur un léger déphasage dans leur survenue pour certains paliers, mais la dynamique générale reste respectée. À titre d'exemple, lors des paliers de 14, 22 et 25 l.s^{-1}, les dix pics de débit solide apparaissent globalement en phase, indiquant que le mécanisme de mise en mouvement est cohérent entre les répétitions. Les variations d'amplitude observées sont probablement liées à des déséquilibres locaux, dus à la variabilité spatiale des rugosités et/ou à des phénomènes d'entraînement entre particules (Pähtz et al., 2020). Ce constat révèle que les passages d'un palier à l'autre génèrent des phénomènes d'instationnarité important. Les pentes des paliers, évaluées à une instationnarité β de 3×10^{-4} selon Nezu, sont suffisantes pour induire ces pics de mobilisation des sédiments. Cette instationnarité est équivalente à **crue 1** $t_t/30$ mais, comme cela sera montré dans la partie IV.1.2, elle ne s'accompagne pas de variations aussi marquées du débit solide. De plus, bien que l'instationnarité reste constante d'un palier à l'autre, elle génère des variations importantes du transport sédimentaire, avec des pics pouvant varier de +50 % à +200 %. Cela suggère que le paramètre d'instationnarité β constitue un indicateur peu pertinent pour analyser l'effet des hydrogrammes sur le transport sédimentaire dans le cas de faibles variations de débit et à des débits de base différents.

Pour finir, l'analyse de ces pics de transport met en évidence que, sur l'ensemble des phases instationnaires, le transport sédimentaire présente un temps de retard par rapport aux variations de débit. En se référant à la formule de Shields, ce déphasage suggère une augmentation de la contrainte de cisaillement sur le fond après les pics de crue. Cette observation diffère des résultats rapportés dans la littérature concernant l'avance du pic de cisaillement sur le débit, mais elle demeure cohérente avec les observations de la partie III sur les différents hydrogrammes naturels. Une série complémentaire de mesures PIV sur cet hydrogramme aurait toutefois permis de confirmer ce comportement.

Pour conclure, ces observations montrent que la pente de 2 l.s^{-1} sur 1 min utilisée dans cet hydrogramme induit des effets d'instationnarité importants. Ce paramétrage n'est pas optimal pour établir directement une valeur de référence du seuil de mise en mouvement équivalente à un débit constant, en raison de la dynamique transitoire introduite par les changements de palier. Pour obtenir une estimation représentative, le débit solide de référence a été défini comme la moyenne des dix dernières secondes de chaque palier, période au-delà de laquelle le débit solide tend à se stabiliser. Cette approche permet de limiter les effets transitoires, tout en conservant la possibilité d'analyser la réponse

instationnaire du transport sédimentaire. Elle permet ainsi d'exprimer le débit solide en fonction du débit liquide (cf. figure IV-3) et d'obtenir un débit solide adimensionné de référence, noté $Q_s{}^* ref$:

$$Q_s{}^*(Q) = \begin{cases} 5{,}3 \times 10^{-6} Q^2 - 1{,}9 \times 10^{-5} Q \ \text{ pour } \ Q \leq 13{,}12 \\ 0{,}0013(Q - 12{,}8)^{0{,}6} \ \text{ pour } \ Q > 13{,}12 \end{cases} \qquad \textbf{IV-1}$$

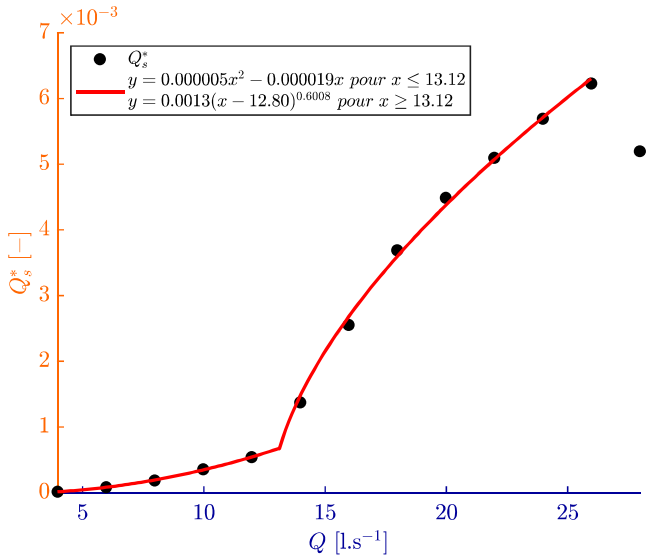


Fig. IV-3 Relation entre débit solide adimensionné moyen et le débit liquide

L'analyse des débits solides moyens met en évidence l'existence de deux régimes distincts, séparés autour de 13 l.s^{-1}. Le premier régime correspond à une augmentation progressive du transport, vraisemblablement associée à des faibles décrochements et à des réorientations locales des sédiments, telles qu'observées sur certaines séquences vidéo. Le second régime se caractérise par une montée plus soutenue du transport solide, conduisant à l'érosion complète des sédiments disponibles. Au-delà de 26 l.s^{-1} et après environ 1500 s d'exposition, une diminution du transport solide est constatée, due à l'épuisement des particules dans la zone de mesure. En effet, environ 30 % des particules restent sur l'image, certaines étant piégées dans les rugosités du lit, ce qui explique la réduction de la croissance du transport à long terme. Sur la base de ces observations, un débit de 13 l.s^{-1} peut être considéré comme le seuil de mise en mouvement généralisée des sédiments, marquant le passage d'un mouvement ponctuel à une mobilisation étendue. Ce seuil permet d'estimer la contrainte de cisaillement critique associée à l'initiation du transport solide. À partir des mesures présentées dans la figure III-6 et l'équation III-5, la vitesse de cisaillement critique est évaluée à u_τ = 2,7 cm.s^{-1}, soit un nombre de Shields critique θ_c de 0,054. L'utilisation de cette approche statistique permet d'affiner l'estimation initiale de la partie II.2.4, qui ne tenait compte que des premiers déplacements isolés des sédiments.

IV.1.2 Analyse de la mise en mouvement des sédiments lors d'hydrogrammes naturels

Suite à l'analyse de la mise en mouvement des sédiments lors des hydrogrammes en paliers, les résultats ont été comparés à ceux obtenus pour des hydrogrammes naturels. Pour ce faire, chacun des trois hydrogrammes a été reproduit dix fois à t_t/100 afin de

vérifier la répétabilité de l'expérience pour chaque hydrogramme (cf figure IV-4). Comme dans la partie précédente, la dynamique globale est bien respectée entre les répétitions, la principale différence portant sur l'amplitude des pics de transport, attribuable à des déséquilibres locaux liés à la répartition aléatoire des particules sur le fond rugueux.

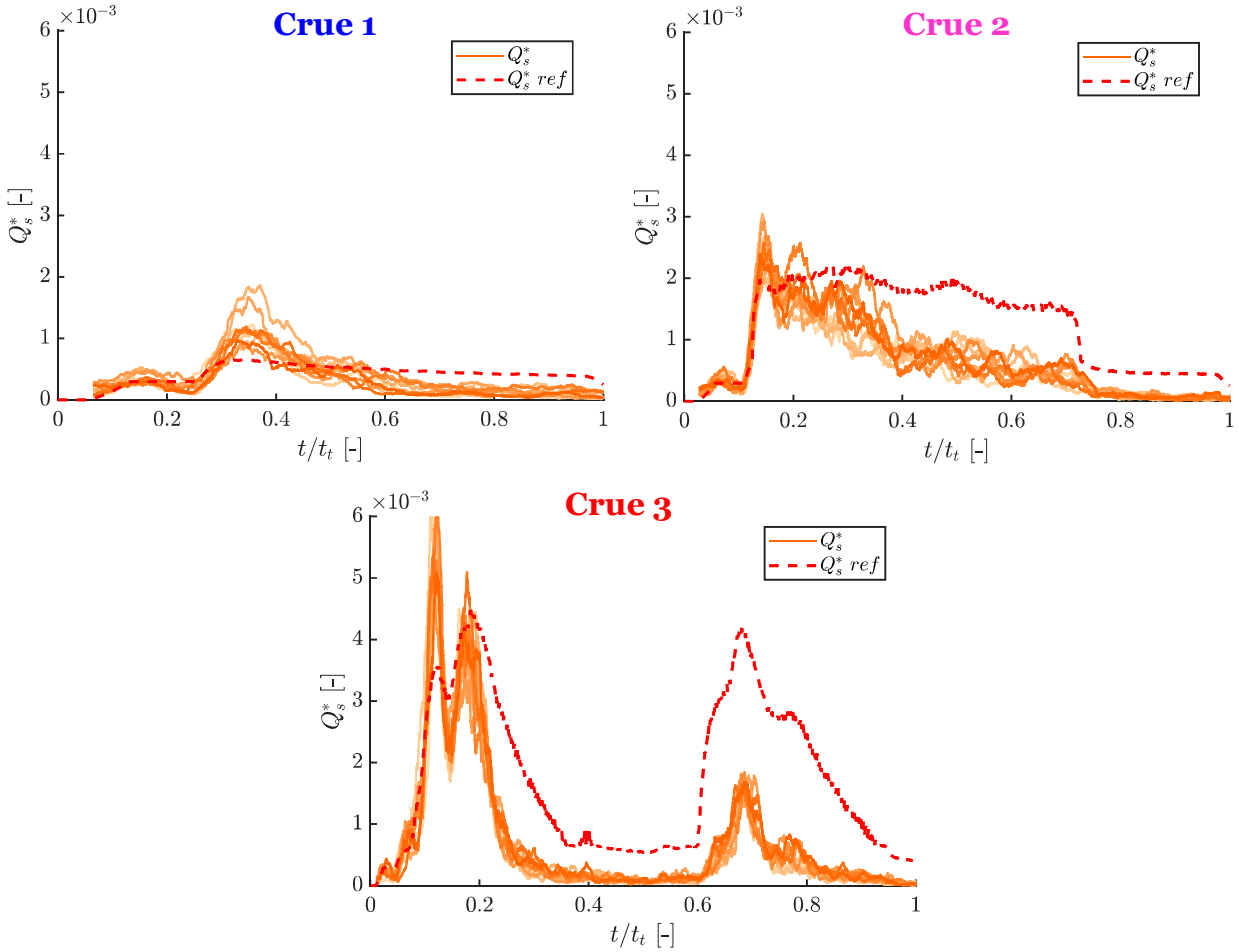


Fig. IV-4 Analyse de la répétabilité du transport sédimentaire pour les crues **1** à **3**

Malgré ces variations d'amplitude, l'ensemble des hydrogrammes montre une augmentation du transport sédimentaire lors des pics de crue, avec une élévation de l'ordre de +50 % à +150 % par rapport à la référence. Par ailleurs, ce pic de transport survient systématiquement après le pic de débit, confirmant le retard du pic de contrainte de cisaillement par rapport au débit maximal. Ces effets apparaissent plus marqués pour la **crue 3**, alors même que, parmi les trois hydrogrammes, le paramètre d'instationnarité de Nezu est le plus faible. Ces observations suggèrent que ce paramètre ne constitue pas toujours un indicateur fiable pour évaluer le transport sédimentaire dans des conditions instationnaires.

Par la suite, afin de comparer ces observations avec d'autres formes d'hydrogrammes et de formuler des hypothèses sur un quantificateur pertinent des effets instationnaires, les signaux à $t_t/100$ ont été moyennés et filtrés à l'aide de la méthode VITA sur 10 s. Cette approche permet, comme pour les essais en paliers, de ne conserver que les déplacements représentatifs du transport moyen. Pour les hydrogrammes de durée plus longue ($t_t/50$, $t_t/30$ et $t_t/15$), un seul essai a pu être réalisé en raison de la durée d'expérimentation et des contraintes de stockage de données. Afin de pallier l'absence de répétitions, un filtre VITA de 20 s a été appliqué, réduisant les fluctuations ponctuelles du signal et permettant

d'obtenir des résultats comparables aux autres cas. L'ensemble des résultats est présenté avec le temps adimensionné par t_t (cf figure IV-5), afin de comparer l'évolution du transport sédimentaire au cours des hydrogrammes et de mettre en évidence les différences de comportement entre les conditions testées.

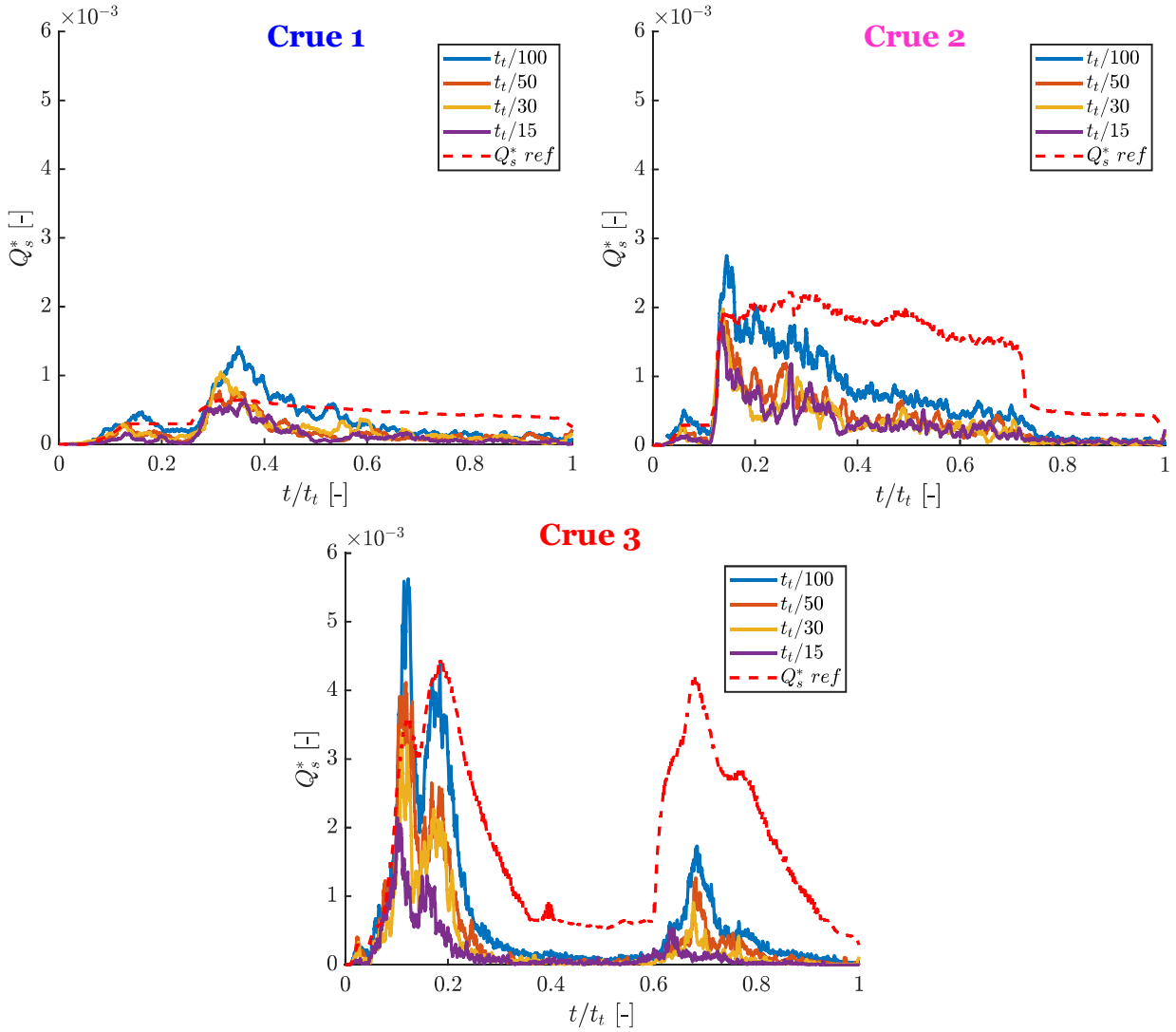


Fig. IV-5 Evolution du débit solide durant différents hydrogrammes naturels

Les graphiques de la figure IV-5 illustrent l'évolution du transport sédimentaire en fonction du temps de montée des crues. Pour toutes les crues, le transport solide suit globalement la tendance du débit solide de référence, avec une augmentation durant la phase de montée et une diminution progressive pendant la décrue. Un léger décalage temporel est observé entre le début de la crue et l'initiation du mouvement des premières particules, traduisant l'inertie du système déjà identifiée dans l'analyse des vitesses de cisaillement. Une fois le transport amorcé, son évolution demeure corrélée à celle du débit liquide, avec des valeurs proches de celles du cas de référence. À la fin de la phase de montée, un pic de transport sédimentaire apparaît, dont le retard et l'amplitude dépendent du temps de montée. Les hydrogrammes à montée rapide ($t_t/100$) présentent une réponse amplifiée du transport solide, avec des valeurs Q_s^* jusqu'à 2 fois supérieures à celles du cas de référence. Pour des temps de montée plus longs, le pic de transport coïncide davantage avec celui de la référence, mais la décroissance est plus rapide par la suite. Ces résultats suggèrent l'existence de deux types de mobilisation des particules sur

le fond rugueux, en fonction du temps de montée des hydrogrammes. Le premier régime correspond à une intensification du transport solide, liée à une plus forte déstabilisation des particules, observée pour les hydrogrammes présentant une instationnarité élevée. Le second, plus progressif, suit la tendance du cas de référence durant la phase de montée et se caractérise par une décroissance rapide du transport après le pic, traduisant la stabilisation des particules.

Par ailleurs, lors de la première crue de la **crue 3**, le premier cycle de montée génère un pic de transport sédimentaire à 0,1 t_t plus marqué que le second à 0,2 t_t, avec un rapport compris entre 1,5 et 2. Cette observation indique une atténuation des effets d'instationnarité lorsque le lit a déjà été mobilisé lors d'un pic antérieur. La première phase de mise en mouvement provoque une redistribution des grains au sein des rugosités, conduisant à un état plus stable face aux sollicitations hydrodynamiques. En effet, après ce premier pic, une partie des sédiments se loge derrière les rugosités les plus importantes ou dans certaines cavités du lit (cf. cercles rouges figure IV-6), renforçant les effets de masquage induits par la topographie du fond. Les particules ainsi déjà mobilisées présentent une résistance accrue à la remise en mouvement, ce qui explique la diminution de l'amplitude du transport lors du second pic.



Fig. IV-6 Évolution du lit sédimentaire entre la fin du premier pic de la **crue 3** (t/t_t=0,15) et la fin du premier cycle de crue (t/t_t=0,4)

De plus, comme l'analyse des vitesses $\langle\overline{u_x}\rangle$ l'indique (cf partie III-2-2), le second pic présente une inertie réduite. En effet, lors de la décroissance du débit, le fluide reste en mouvement et réagit plus rapidement aux nouvelles variations de débit, ce qui limite l'hystérésis de la vitesse de cisaillement observée sur le second pic. Cette stabilisation des sédiments, combinée à la réponse plus rapide du fluide, explique la diminution du transport solide lors de ce pic. En revanche, pour le second cycle de la **crue 3**, les effets

d'instationnarité sont comparables à ceux du premier pic, mais le transport sédimentaire est largement réduit. Cette réduction s'explique par la diminution de sédiments mobilisable, certaines particules ayant été déplacées hors du champ de vision de la caméra et d'autres piégées dans les rugosités, pour la deuxième crue à 0,7 t/t_t. Cela démontre également que, pour les crues longues, notamment la **crue 3** à $t_t/15$, les pics de transport solide surviennent pendant la phase de montée, en raison de la disponibilité limitée de sédiments mobilisables. Ce manque de disponibilité de sédiments est moins prononcé pour les crues **1** et **2** en raison de la durée plus courte de leurs pics et d'un débit maximal inférieur, ce qui permet aux hydrogrammes de rester comparables.

À partir de $t_t/50$, les crues **1** et **2** présentent des courbes de débit solide qui tendent à se superposer, indiquant que la mise en mouvement des sédiments se comporte de manière similaire malgré des temporalités hydrauliques différentes. Une diminution des sédiments est également constatée au même moment de l'hydrogramme, bien en dessous des prédictions de la référence, montrant que les sédiments se stabilisent plus rapidement. Ce phénomène s'explique par le fait que la référence repose sur un débit croissant et ne reflète pas forcément la phase de décroissance, qui favorise la stabilisation des sédiments. De plus, l'analyse des paliers pré-crue montre une réponse accentuée du transport sédimentaire pour l'hydrogramme à montée rapide ($t_t/100$), phénomène moins marqué pour les pentes plus longues. Ces observations suggèrent que, lors de la conception d'expériences futures, il est possible de définir une pente maximale afin de limiter les effets d'instationnarité et d'obtenir une estimation plus fiable de la référence. Les résultats indiquent qu'une variation de débit de 10 $l.s^{-1}$ sur 360 s, suivie d'un palier de même durée, réduit fortement les effets d'instationnarité et peut servir de critère pour dimensionner les montées de débit.

Comme pour l'étude hydrodynamique, il est possible de définir un décalage entre le pic de débit, caractérisé par $Q_s^* ref$, et le pic de transport sédimentaire, noté $\Delta_{Q \Leftrightarrow Q_s^*}$. Ce décalage a été évalué qualitativement en identifiant les instants où le transport sédimentaire atteint son maximum. Cette approche permet de quantifier les différences temporelles par rapport aux valeurs de référence (cf tableau IV-1).

$\Delta_{Q \Leftrightarrow Q_s^*}$ [s] [% de t_m]	$t_t/100$	$t_t/50$	$t_t/30$	$t_t/15$
Crue 1	9 s (21%)	0 s (0 %)	-64 s (-46%)	143 s (51%)
Crue 2	11 s (21 %)	-8 s (-8%)	12 s (7%)	-20 s (-6%)
Crue 3	-1 / 1 / 19 s (0 / 1 / 5 %)	-121 / 9 / 11 s (-18 / 2 / 1 %)	-161 / -170 / 19 s (-15/ -28/ 1 %)	-630 /-711/ -1382 s (-29 / -59 / -56 %)

Tableau IV-1 Décalage temporelle entre le débit liquide et le débit solide

Les résultats présentés dans le tableau montrent une forte dispersion des valeurs de décalage temporel $\Delta_{Q \Leftrightarrow Q_s^*}$, avec des valeurs globalement faibles, concentrées autour du pic de crue. Aucune tendance claire n'indique que le pic de transport solide précède ou suit le pic de débit. Pour la **crue 3**, une avance du pic de transport est toutefois observée lors des montées les plus longues, liée à la disponibilité limitée de sédiments mobilisables

pendant l'événement. La comparaison des valeurs de $\Delta_{Q \Leftrightarrow Q_s^*}$ avec celles de $\Delta_{Q \Leftrightarrow u_\tau}$ présentées au chapitre précédent (**+5 s**, **+15 s** et **-13/-15 s**) montre que, pour les crues à montée rapide (t_t/ 100), les ordres de grandeur sont proches. Ceci confirme que, pour les crues **1** et **2**, le pic de mise en mouvement des sédiments — et donc le pic de contrainte de cisaillement — survient légèrement après le maximum de débit, avec un retard d'environ dix secondes. Aucun pic secondaire de transport solide n'a été observé au cours des expériences, malgré la présence de pics secondaires de contrainte de cisaillement. Ces résultats suggèrent que ces pics tardifs n'induisent pas d'augmentation mesurable du transport solide, probablement parce que les sédiments mobilisables ont déjà été déstabilisés lors du pic principal et sont déjà entrainés.

Afin de compléter ces observations, une analyse des hystérésis du transport sédimentaire d'un dépôt diffus de sédiment a été réalisée pour les différentes crues. Il en ressort que toutes les crues présentent une hystérésis de type *clockwise*, indiquant un comportement similaire entre l'évolution de débit liquide et le transport solide. Toutefois, l'amplitude et la pente des boucles varient selon le temps de montée et le débit maximal atteint, traduisant une sensibilité plus ou moins marquée du transport aux phases transitoires de l'hydrogramme (cf. figure IV-7). Les hydrogrammes à montée rapide (t_t/100) présentent des variations de transport plus prononcées que ceux à montée plus lente. Ces différences sont particulièrement visibles sur la dissymétrie de l'hystérésis de la **Crue 3**, pour laquelle la croissance du débit solide devient plus progressive lorsque le temps de montée augmente. À l'inverse, pour les **Crue 1** et **2**, le temps de montée influence davantage l'amplitude du pic de transport que la dissymétrie elle-même. En effet, ces hydrogrammes atteignent un débit maximal plus faible, et le système ne reste que brièvement au-delà ou à proximité du seuil de mise en mouvement défini sur les hydrogramme par palier. Ainsi, dès que la phase instationnaire s'estompe, le transport solide chute rapidement pour un même débit car les particules se logent dans les rugosités et se stabilisent. L'ensemble du sédiment restant dans le champ de mesure, la baisse du transport résulte essentiellement de cette stabilisation, dont les mécanismes sont similaires quelle que soit la distorsion temporelle appliquée. Par conséquent, les hystérésis présentent une dissymétrie comparable entre les différents temps de montée, seule l'intensité du pic initial variant réellement d'un hydrogramme à l'autre. Ces résultats suggèrent que les variations de débit induisent une mise en mouvement plus précoce des sédiments que dans le cas des essais en paliers. Toutefois, il demeure difficile de quantifier cet écart, la référence étant elle-même affectée par des effets d'instationnarité liés aux durées limitées des paliers.

Dans la continuité de ces observations, l'analyse des hystérésis du transport sédimentaire révèle, pour l'ensemble des hydrogrammes, un retard initial du flux solide par rapport à la référence. Au démarrage de la crue, le transport reste inférieur aux valeurs de référence, ce qui traduit la mise en mouvement progressive des particules. Par la suite, l'accélération du fluide dans la zone proche du lit intensifie les contraintes exercées sur les sédiments, entraînant une augmentation rapide du transport qui rejoint les valeurs observées lors de l'essai en paliers. Toutefois, l'accélération du fluide ne s'annule pas immédiatement après le pic de débit, signe d'une persistance des effets instationnaire. Cette inertie génère un dépassement du flux solide par rapport à la référence, avant un retour progressif à l'état d'équilibre. Ce comportement est particulièrement marqué lors de la **crue 3** à t_t/100, où le premier pic présente un décalage temporel important et une intensification du transport atteignant environ deux fois la valeur de référence. Lors de la phase de décrue, la seconde montée se produit alors que le flux sédimentaire est déjà proche de la référence, entraînant une évolution plus progressive et quasi parallèle à celle-ci. Le dépassement du flux solide après ce second pic est ainsi fortement atténué, malgré un

débit liquide plus élevé. Cette évolution montre que le système n'a plus à compenser un retard d'adaptation, limitant la réponse inertielle du transport. En revanche, l'analyse du troisième pic de la **crue 3** ne met pas en évidence ce type d'hystérésis mais une symétrie entre les phases de montée et de descente. Dans le cas de la **crue 3**, cette évolution s'explique par une réduction de la quantité de sédiments mobilisables comparé au premier pic du la sortie des particules du champ de mesure ou leur stabilisation suffit à diminuer significativement le flux observé.

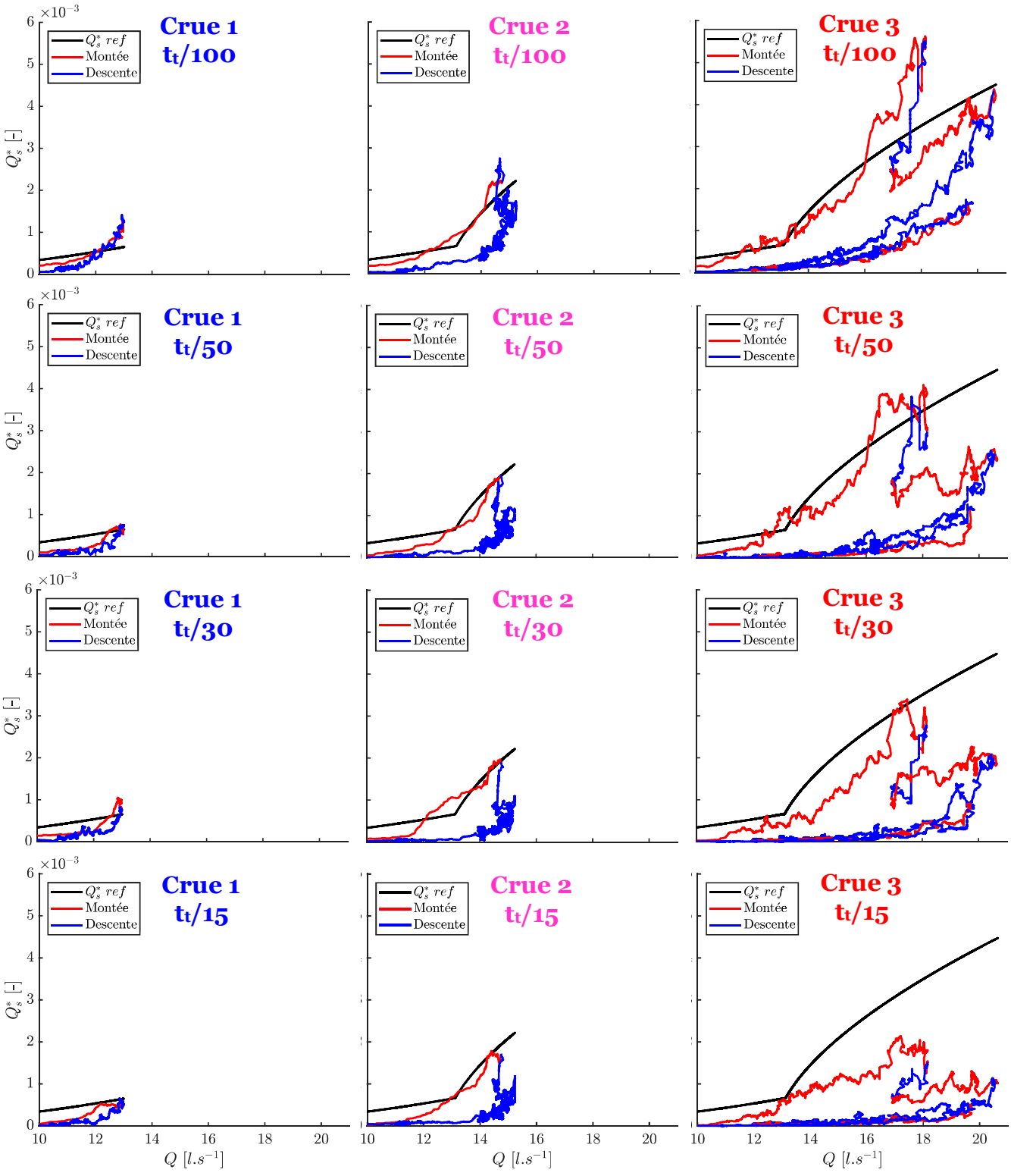


Fig. IV-7 Hystéresis de transport solide pour les differentes crues

Comparées aux hystérésis hydrodynamiques présentées dans le chapitre précédent, celles obtenues pour le transport solide mettent en évidence un comportement distincte. Comme attendu, ces variations évoluent en sens inverse de celles de la hauteur d'eau et leur amplitude dépasse celle des hystérésis liées à la vitesse près du fond. De plus, les pics de transport sédimentaire sont plus importants que ceux de la vitesse de cisaillement, en raison des difficultés à quantifier cette dernière. Par ailleurs, une autre explication réside dans le fait que le seuil de mise en mouvement des particules est principalement contrôlé par l'intensification locale de l'écoulement (Pähtz et al., 2020) et par l'accroissement de cette intensification locale pendant les phases de montée (Dunbar et al., 2023), plutôt que par l'augmentation de la contrainte moyenne exercée par le fluide. La méthode développée permet de détecter de façon individuelle le déplacement des particules, ouvrant la voie à la production de cartes spatiales de mobilisation du lit. En réalisant des expériences à paliers longs — de manière à limiter les effets d'instationnarité — il devient possible de cartographier les zones d'érosion et de dépôt les plus actives. Cette répartition pourrait s'exprimer en fonction du k_s local défini par Forooghi et al. (2017), ou encore à partir de paramètres de rugosité tels que ES, σ_z ou γ. Ces cartes de mobilisation peuvent ensuite être mises en lien avec des mesures hydrodynamiques localisées (par exemple anémométrie laser Doppler ou stereo-PIV) ciblées sur les zones d'érosion afin d'identifier les régions de production de turbulence responsables du déclenchement du transport, et de comparer ces observations avec des effets d'instationnarité (hydrogramme, houle, …). In fine, il serait nécessaire de généraliser statistiquement l'effet des hydrogrammes de crue sur la modification du seuil global de mise en mouvement à l'échelle de l'ensemble de la surface rugueuse, puis de transposer ces résultats aux modèles d'estimation de l'érosion en conditions réelles de crue. Cette approche offrirait la possibilité de prendre en compte les effets d'instationnarité dans les modèles prédictifs et de mieux représenter les processus observés dans les environnements naturels.

IV.2 Influence des hydrogrammes sur le déplacement d'un « tas » de sédiment

Suite à l'analyse de l'influence des hydrogrammes sur le seuil de mise en mouvement des sédiments sur fond rugueux, cette section s'intéresse à la dynamique d'un apport sédimentaire soumis à différents hydrogrammes de crue. Le suivi du mouvement des particules a été réalisé à l'aide de la méthode de Farnebäck, comme précédemment, afin d'estimer l'évolution du débit solide Q_s^* au cours des crues. Les caméras ayant été positionnées pour couvrir un champ plus large, une particule de 0,02 g correspond désormais à environ 150 pixels. Une incertitude subsiste sur l'estimation du Q_s^* en raison de la superposition des particules et de leurs orientations. Néanmoins, les tests préliminaires montrent que les particules se déplacent majoritairement de manière individuelle à la surface du dépôt, garantissant une estimation fiable des variations temporelles du débit solide, qui constitue le principal objet de cette étude. Par ailleurs, un suivi laser du centre du dépôt a été réalisé afin de mesurer l'évolution du front sédimentaire et les variations de la hauteur maximale du tas en fonction du temps et des conditions hydrauliques appliquées.

IV.2.1 Analyse du déplacement « tas » lors d'hydrogrammes à débit quasi-constant

À l'aide des méthodes décrites dans la partie II-5.2, l'analyse a d'abord été menée à partir de trois hydrogrammes quasi constants, correspondant à des débits de 10, 15 et 20 l.s^{-1}, tels que définis dans la partie II-3. Ces méthodes permettent de quantifier le débit solide lors de l'érosion du tas $Q_s{}^*$ ainsi que les variations de hauteur $Z_{tas_{max}}$ et l'avancée du front du tas X_{front}. Chaque expérience a été reproduite trois fois dans des conditions identiques, de manière à évaluer la répétabilité des mesures (cf figure IV-8) et à établir une référence pour la comparaison ultérieure avec les hydrogrammes naturels. Toutefois, comme indiqué dans la partie IV.1.1, la durée des pentes jusqu'au palier stationnaire s'est avérée trop courte, générant une instationnarité de l'écoulement et provoquant une déstabilisation du tas. Il apparaît donc difficile de discuter de l'influence des hydrogrammes sur le seuil de mise en mouvement du tas et d'en proposer une quantification précise. En revanche, l'évolution du débit solide de référence, ainsi que les dynamiques d'avancée et d'érosion de l'apport sédimentaire de référence, peuvent être quantifiées à partir de la réduction des effets d'instationnarité. Ces valeurs de référence sont établies au-delà de 100 s de palier, lorsque les effets transitoires se sont suffisamment atténués et que la morphologie du tas est comparable à celle de l'état initial. À titre d'exemple, pour l'hydrogramme quasi stationnaire 15 l.s^{-1}, une valeur représentative peut être retenue à partir de 250 s, moment où les pentes d'érosion et de progression deviennent constantes (cf. figure IV-8-a).

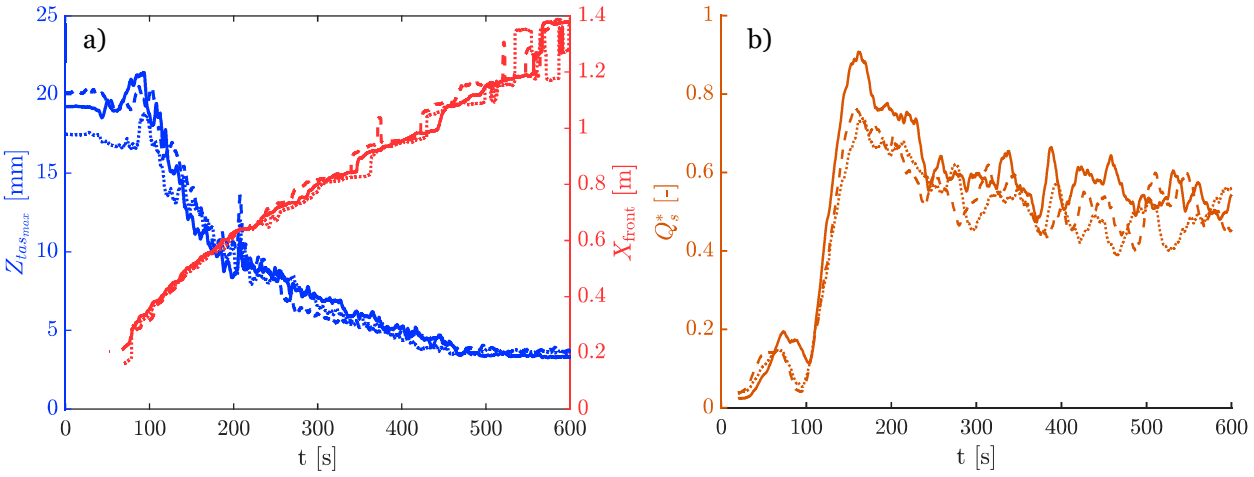


Fig. IV-8 Analyse de la répétabilité de l'expérience : a) Hauteur maximale du tas et position du front au cours de trois hydrogrammes quasi-stationnaires à 15 l.s^{-1} ; b) Débit solide adimensionnel correspondant.

L'analyse des graphiques montre que l'expérience est répétable, avec un comportement similaire d'une répétition à l'autre. Les variations de la hauteur maximale du tas $Z_{tas_{max}}$ (cf figure IV-8-a courbes bleu) évoluent de manière comparable, malgré des différences initiales liées à la difficulté de reproduire exactement la morphologie du dépôt au début de chaque essai. La position du front du tas X_{front} (cf figure IV-8-a courbes rouge) présente elle aussi une dynamique identique entre les répétitions. Par ailleurs, l'évolution du débit solide adimensionné $Q_s{}^*$ présente des tendances similaires d'une expérience à l'autre (cf figure IV-8-b). Bien que l'amplitude du pic lié à l'instationnarité puisse varier, le comportement du débit solide au-delà de 250 s converge vers un débit solide similaire

Ces différences initiales peuvent s'expliquer par la mise en place du tas, qui, même avec toute la précaution apportée, reste délicate à reproduire de manière identique.

Sur la base de ces constats, un seul cas sera analysé, considéré comme représentatif de la dynamique d'un tas soumis à un hydrogramme. Il permet ainsi de définir un débit solide de référence, ainsi que les vitesses de progression et d'érosion du tas, respectivement $u_{X_{tas}} = \frac{dX_{front}}{dt}$ et $u_{Z_{tas}} = \frac{dZ_{tas_{max}}}{dt}$. Ces résultats sont présentés dans le tableau IV-2 et ont été obtenus à partir des graphiques de la figure IV-9, en moyennant uniquement la période comprise entre la disparition des effets d'instationnarité (respectivement 150 s, 200 s et 250 s pour les hydrogrammes à 10, 15 et 20 l.s^{-1}) et le moment où la hauteur du tas reste supérieure à 5 mm.

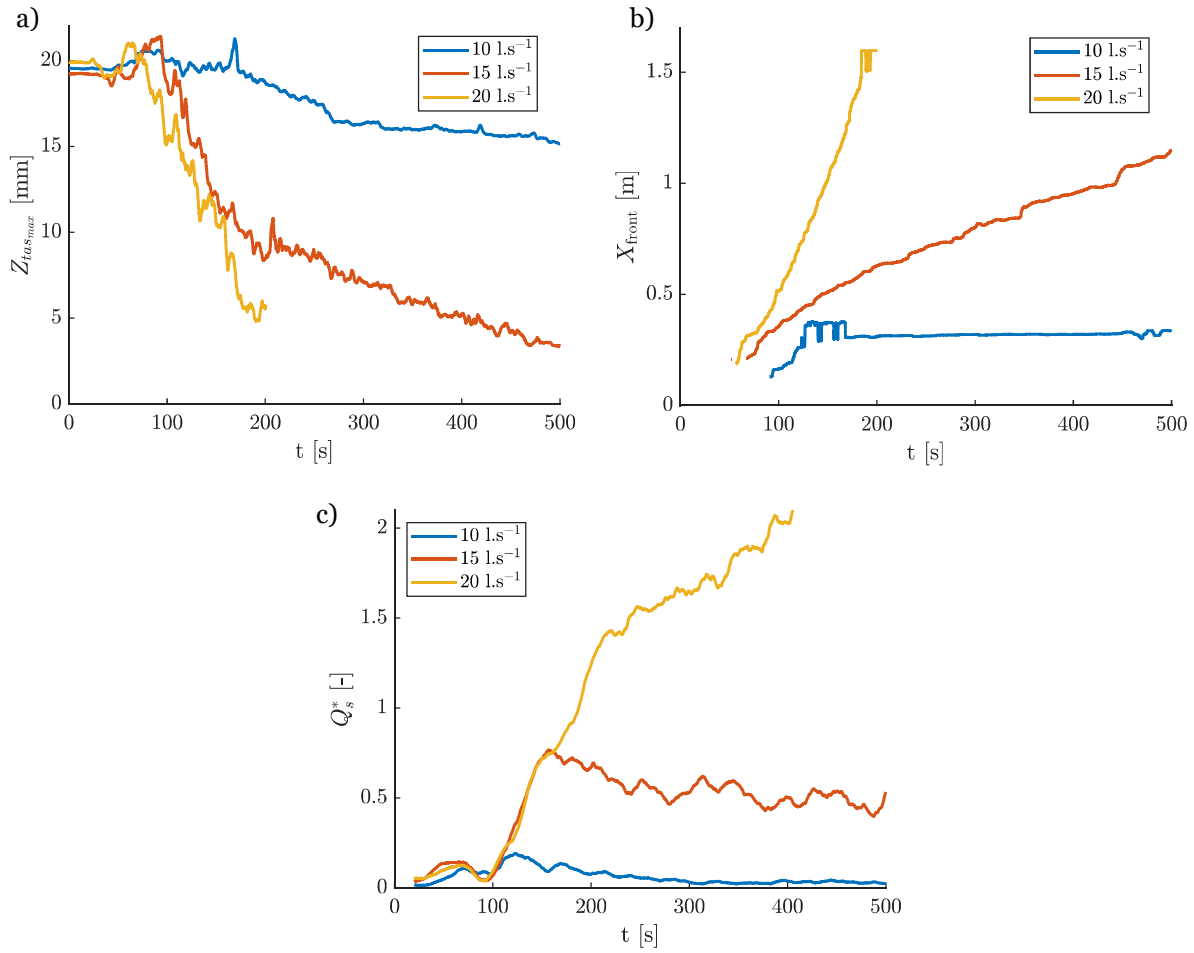


Fig. IV-9 Evolution du transport au cours de trois hydrogrammes quasi-stationnaires : a) la hauteur maximale du tas, b) la position du front, c) débit solide adimensionnel

Hydrogramme	$u_{Z_{tas}}$ *ref* [cm.s^{-1}]	$u_{X_{tas}}$ *ref* [cm.s^{-1}]	Q_s^* *ref* [-]
10 l.s^{-1}	– 0,0013	0	0,062
15 l.s^{-1}	– 0,0017	0,172	0,55
20 l.s^{-1}	-	-	-

Tableau IV-2 Valeurs de référence calculées issue des hydrogrammes quasi-constant

Compte tenu des valeurs mesurées, l'établissement d'une régression exploitable pour une comparaison aux hydrogrammes naturels s'avère délicat. En effet, pour l'hydrogramme à 10 $l.s^{-1}$, le tas est supposé stable, avec une vitesse de progression quasi nulle (figure IV-9-b) et une érosion limitée, liée au détachement de certaines particules en surface. À l'inverse, pour l'hydrogramme à 20 $l.s^{-1}$, le tas est entièrement transporté et érodé lors de la phase de montée, ce qui empêche de définir une vitesse de déplacement ou d'érosion à ce débit. De plus, après la phase d'instationnarité, le débit solide continue d'augmenter et engendre un phénomène d'entrainement croissant, marqué par la mobilisation d'un nombre de particules de plus en plus important (figure IV-9-c). La constitution d'une valeur de référence, comme dans les parties précédentes, est donc peu pertinente avec les données actuellement disponibles. Seule l'analyse de la dynamique pourra être réalisée pour les hydrogrammes de crue **1** et **3**. Pour la **crue 2**, ayant un débit maximal de 15 $l.s^{-1}$, il sera possible d'évaluer l'effet des pentes d'augmentation du débit sur le transport solide par rapport à l'hydrogramme quasi-constant à 15 $l.s^{-1}$.

Après l'étude de la partie quasi-constante du palier, il est intéressant d'analyser les phénomènes observés lors des variations de débit, ce qui permet de formuler des premières observations sur le transport sédimentaire en régime instationnaire. Pour l'hydrogramme à 10 $l.s^{-1}$, le mouvement du tas se manifeste principalement pendant la phase instationnaire, puis la morphologie se stabilise rapidement (courbes bleues, figure IV-9). La position du front n'évolue plus au-delà de 150 s (cf. figure IV-9-b) et l'érosion reste faible (cf. figure IV-9-a), ce qui conduit à un débit solide limité (cf. figure IV-9-c). Ce cas illustre que la mise en mouvement a été déclenchée de manière précoce par la variation de débit, alors que le tas serait théoriquement resté immobile à ce débit. L'instationnarité a donc provoqué une déstabilisation des sédiments, entraînant un déplacement du tas. Lors de l'hydrogramme à 15 $l.s^{-1}$, un pic initial de transport solide (cf. figure IV-9-c, courbe rouge) apparaît lors de la montée du palier, suivi d'une diminution progressive jusqu'à ce que le transport devienne quasi constant vers 200 s. Ce comportement révèle un transport renforcé durant la phase instationnaire, puis un régime plus faible une fois le débit stabilisé. Cette interprétation est corroborée par l'évolution de la vitesse d'érosion (cf. figure IV-9-a), nettement plus élevée au début qu'après l'atteinte du palier. La rupture de pente observée autour de 200 s témoigne de la succession de deux processus de transport : d'abord la migration du tas, puis l'érosion de sa partie supérieure. La vitesse de déplacement du tas (cf. figure IV-9-b) reste relativement homogène dans le temps, bien qu'elle soit légèrement plus élevée durant les premières dizaines de secondes, en cohérence avec la dynamique d'ajustement de la morphologie du tas. Enfin, pour l'hydrogramme montant à 20 $l.s^{-1}$, le tas est rapidement érodé avant même la fin de la montée (cf figure IV-9-a courbe jaune), et sa hauteur devient inférieure à celle des rugosités au bout de 200 s. L'analyse du débit solide montre toutefois que celui-ci continue d'augmenter, même après la disparition de la forme du tas (cf figure IV-9-c). Ce comportement s'explique par l'absence de phase de stabilisation des sédiments, contrairement aux hydrogrammes précédents. une fois les particules mises en mouvement, elles restent en mouvement et de nouvelles particules viennent continuellement alimenter la masse mobile. Le débit solide ne diminue que lorsque l'ensemble des sédiments quitte progressivement le champ de la caméra.

Afin de compléter cette première analyse des différents processus de transport mis en évidence lors des phases instationnaires, une analyse qualitative de la réponse morphologique du tas après la phase de montée de débit a été réalisée. Celle-ci montre que les variations de débit conduisent à des configurations d'érosion et de dépôt nettement différenciées (cf. figure IV-10). Pour le palier à 10 $l.s^{-1}$, les expériences révèlent

la formation de deux zones d'érosion symétriques de part et d'autre du centre du tas, associées à un déplacement du dépôt selon une géométrie en trident caractérisée par trois fronts de progression. Ce phénomène, reproductible d'un essai à l'autre, tend à se stabiliser rapidement une fois les effets transitoires dissipés, comme l'indique l'évolution du débit solide (cf. figure IV-9-c). À l'inverse, pour l'hydrogramme montant à 20 $l.s^{-1}$, une unique zone d'érosion se développe au centre du dépôt. Les particules situées en amont roulent sur la surface du tas puis se déposent en aval après avoir franchi la crête, concentrant ainsi le transport dans l'axe central. Cette dynamique entraîne un déplacement nettement plus rapide du tas et une mobilisation généralisée des particules. Quelques grains sont projetés latéralement sur les zones périphériques, mais leur contribution reste marginale et n'affecte pas la dynamique globale. Pour la phase de montée de l'hydrogramme atteignant 15 $l.s^{-1}$, le déplacement du tas s'effectue également par migration, comme pour 20 $l.s^{-1}$. Toutefois, une morphologie intermédiaire du tas apparaît entre les réponses observées à 10 et 20 $l.s^{-1}$. Trois fronts de déplacement se dessinent initialement, avant qu'un front central ne s'impose progressivement, entraînant la fusion des zones d'érosion symétriques en une large zone centrale. Des projections latérales ponctuelles sont également observées, mais elles restent limitées à des distances courtes et concernent un volume de sédiments faible.

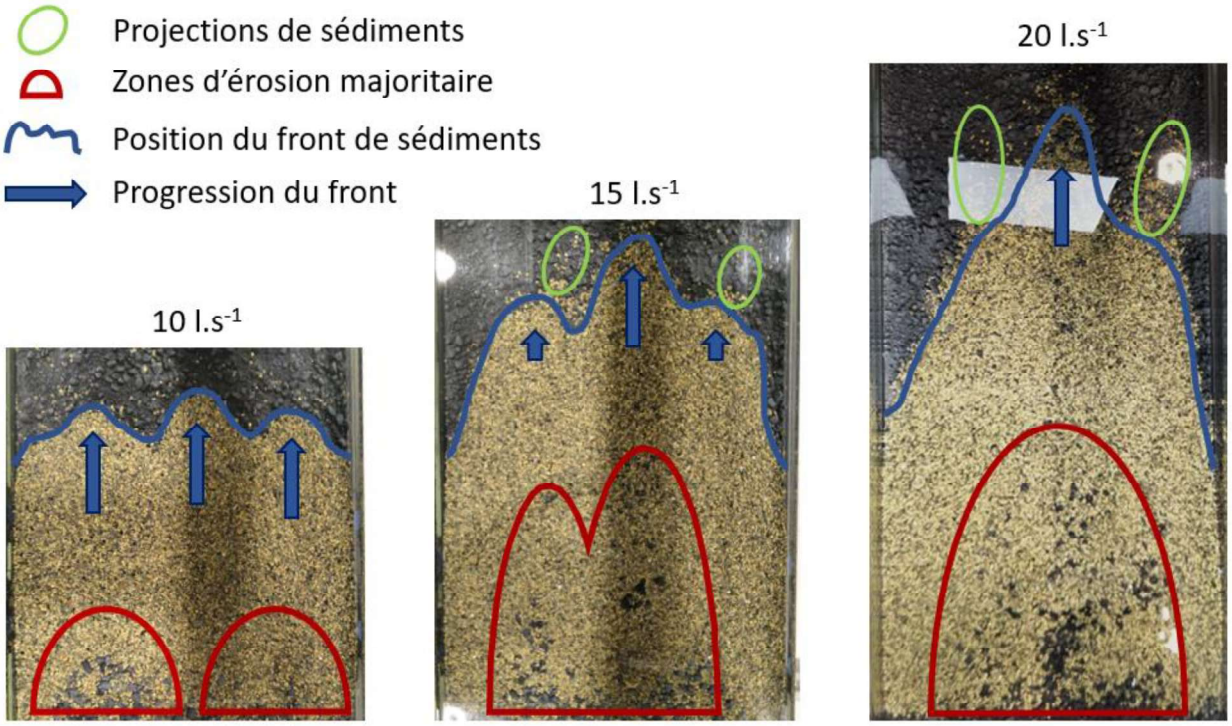


Fig. IV-10 Schéma des differentes forme d'érosion/dépot à t=150 s lors d'hydrogramme quasi-constant

Cette observation confirme l'existence de processus de transport distincts durant les phases de montée des trois hydrogrammes par paliers, régimes qui semblent principalement contrôlés par le débit maximal atteint. Le déplacement du tas se concentre prioritairement au centre du canal, tandis que deux bras latéraux, dont la longueur varie selon l'hydrogramme, se développent de manière secondaire. L'apparition de ces trois fronts pourrait être liée à la géométrie relativement étroite du canal, dont le rapport hauteur/largeur avec le tas de sédiments est proche de 2. Une telle configuration favorise potentiellement l'émergence de courants secondaires de type Prandtl, comme décrits dans la littérature (Nezu & Nakagawa, 1993; Oukacine, 2020). Une mesure PIV

latérale du champ d'écoulement permettrait, dans des travaux futurs, de clarifier l'origine de ces effets, en distinguant ce qui relève de l'influence du canal de ce qui dépend de la réponse des sédiments aux variations de débit.

IV.2.2 Analyse du déplacement du « tas » lors d'hydrogrammes naturels

Suite à l'analyse de la mise en mouvement des sédiments lors des hydrogrammes quasi-constants, les résultats ont été comparés à ceux obtenus pour des hydrogrammes naturels afin d'étudier l'évolution du transport sédimentaire en conditions instationnaires. La répétabilité des expériences ayant été démontrée dans la section précédente, une seule expérience a été réalisée pour chaque cas. Une première analyse a été conduite à partir des graphiques spatio-temporels représentant l'évolution de la morphologie du tas sédimentaire pendant les hydrogrammes à $t_t/100$ (cf figure IV-11).

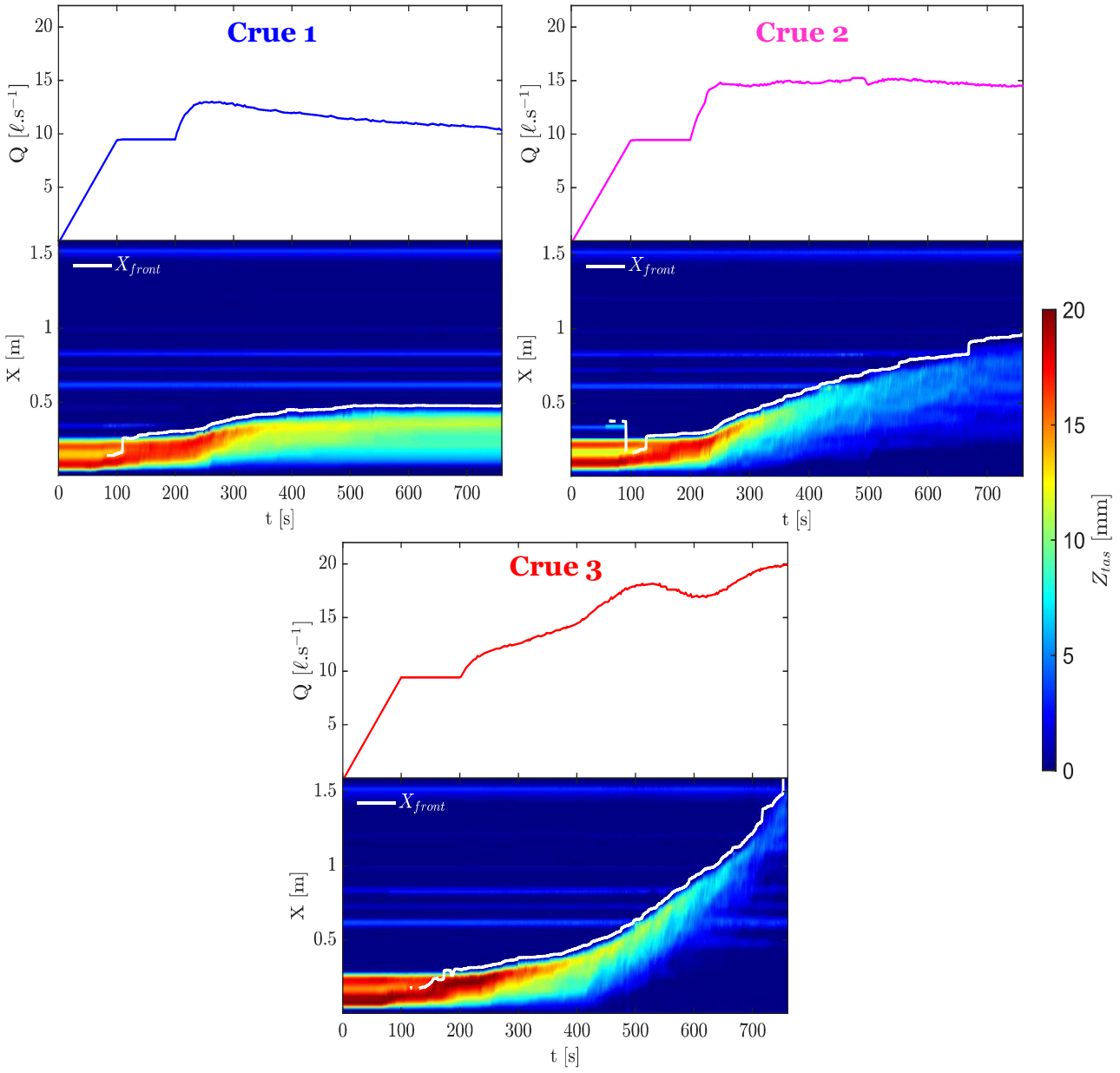


Fig. IV-11 Suivi de la position du front et de la hauteur du tas au cours de différents hydrogrammes naturels à $t_t/100$

Les résultats obtenus pour les crues **1**, **2** et **3** se rapprochent globalement des observations faites lors des montées au palier quasi-constants. Pour la **crue 1**, un faible déplacement du tas est observé, suivi d'une stabilisation après l'atteinte du pic de débit. A l'inverse, **crue 3** se caractérise par un transport par migration du tas. Celui-ci se déplace plus rapidement et de manière cohérente, traduisant le transport d'un volume compact de sédiments avant que le tas ne se disperse. La **crue 2**, quant à elle, montre un tas qui migre pendant la phase de montée. Une fois le palier atteint, le tas tend à se disperser, avec une diminution rapide de sa hauteur au cours de l'écoulement. Les sédiments sont entraînés plus en aval, provoquant un étalement et une perte de compacité du tas à moins d'un mètre de la position initiale, ce qui contraste avec les autres cas. Ces observations traduisent l'existence de plusieurs processus de transport du tas en fonction du débit maximal atteint. Pour des débits jusqu'à 13 $l.s^{-1}$, le tas se situe à la limite de stabilité des sédiments, seuls des effets instationnaires de débit provoquant un léger déplacement rapidement stabilisé. Autour de 15 $l.s^{-1}$, le transport solide est initié. Le tas migre principalement pendant la phase instationnaire, puis sa vitesse diminue et il s'érode progressivement sous l'effet de l'écoulement, entraînant une dispersion du dépôt. Pour des débits supérieurs à 18 $l.s^{-1}$, le travail de l'hydrogramme est suffisant pour provoquer une migration complète du tas, qui se poursuit jusqu'à ce que sa hauteur résiduelle atteigne environ 5 mm. Au-delà de ce stade, le tas ne contient plus suffisamment de sédiments pour évoluer en masse cohérente, et le transport se fait par le mouvement de particules isolées, entraînant une dispersion progressive des sédiments sur le lit.

Une tendance similaire a été observée pour différents temps de montée t_m lors de l'étude des hydrogrammes à $t_t/50$, $t_t/30$ et $t_t/15$. Le comportement global de déplacement du tas reste similaire avec une variation des temporalités de changement de mode de transport. Cela suggère que le déplacement est davantage influencé par le débit maximal que par le temps de montée. Néanmoins, l'analyse de l'évolution du front et de la hauteur maximale du tas au cours de ces hydrogrammes révèle des comportements différenciés, mettant en évidence l'influence du temps de montée sur les processus de transport du tas (cf figure Iv-9). Afin de comparer le déplacement et l'érosion du tas pour l'ensemble des hydrogrammes testés, deux paramètres adimensionnés sont introduits. Le premier, noté X^* quantifie le déplacement horizontal du tas relativement à sa position initiale X_0 , mesurée après le palier quasi-constant, et rapporte cette variation à une distance de 1 mètre. Ce paramètre permet ainsi d'évaluer l'avancement du front indépendamment de sa position initiale. Le second paramètre, noté Z^*, caractérise la réduction de la hauteur du tas par rapport à sa hauteur initiale Z_0, également mesurée après le palier quasi-constant. Il permet de mesurer l'intensité de l'érosion verticale de manière indépendante de la hauteur initiale.

$$X^* = \frac{X_{front} - X_0}{1} \qquad \text{IV-2}$$

$$Z^* = \frac{Z_{tas_{max}} - Z_0}{Z_0} \qquad \text{IV-3}$$

Un filtre VITA de 20 secondes est appliqué sur ces différentes grandeurs afin de réduire les fluctuations liées au passage ponctuel de particules, qui peuvent provoquer une augmentation locale de la hauteur ou un déplacement temporaire du front. Ce filtrage permet de caractériser le comportement global du tas de sédiments. Les courbes obtenues

sont regroupées dans la figure IV-12, qui illustre l'évolution de la hauteur et de la position du tas au cours des différents hydrogrammes naturels.

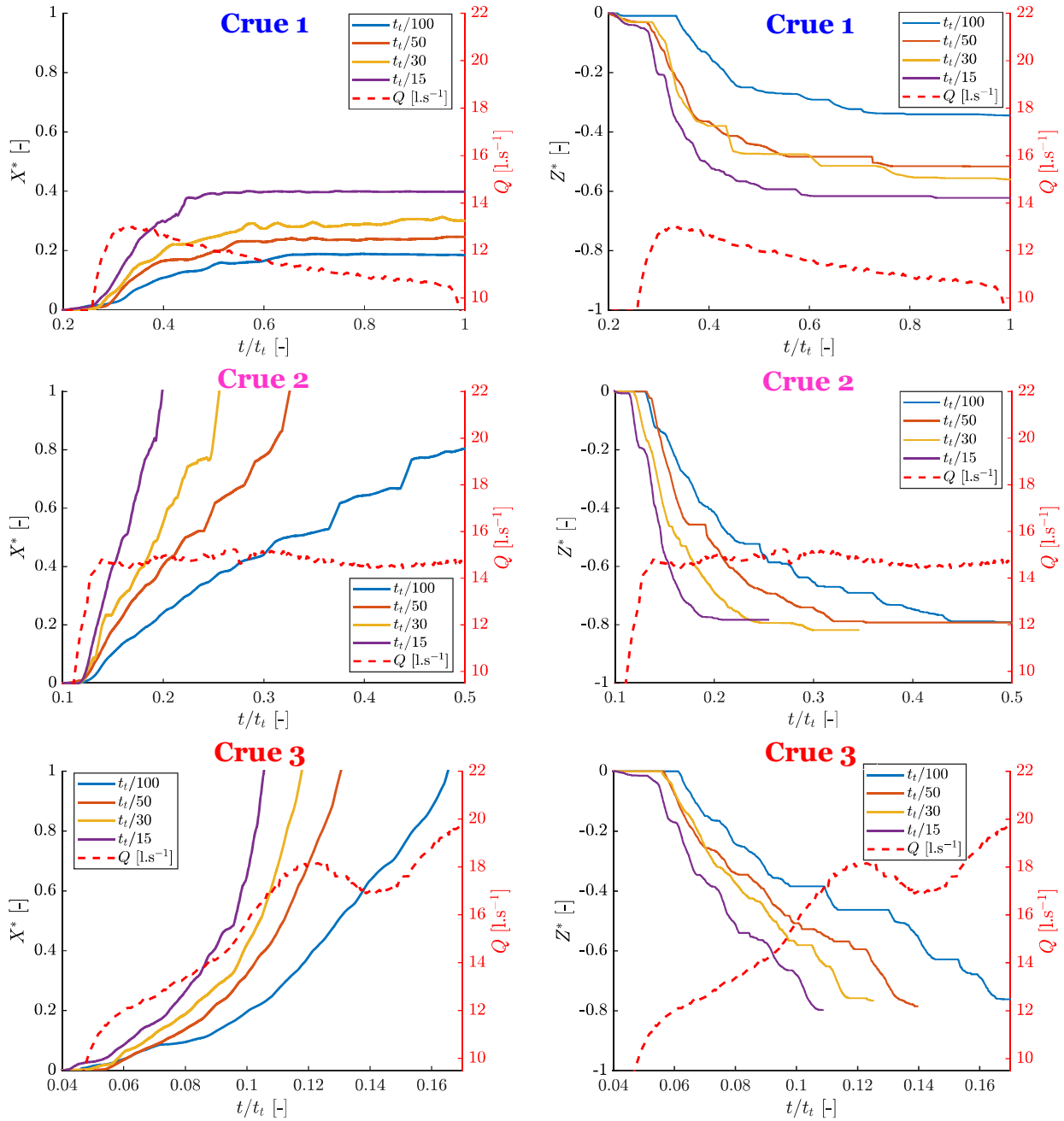


Fig. IV-12 Comparaison de l'évolution du déplacement du tas et de la réduction de la hauteur du tas au cours des différentes distorsions temporelles d'hydrogrammes naturels.

L'ensemble des graphiques confirme les tendances observées sur la figure IV-11. Pour la **crue 1**, le tas tend vers un état d'équilibre pour toutes les distorsions temporelles testées, avec une érosion et un déplacement qui se stabilisent progressivement. En revanche, pour les crues **2** et **3**, le tas continue de se déplacer jusqu'à sortir du champ de mesure, tandis que son érosion atteint une valeur limite de 4 mm correspondant à la hauteur des rugosités locales, ce qui constitue la limite du code de calcul. Au-delà de ces comportements globaux, il est également intéressant d'examiner l'influence de la distorsion temporelle de l'hydrogramme sur les dynamiques de déplacement et d'érosion. La comparaison des différentes distorsions temporelles montre que l'hydrogramme présentant le temps de montée le plus court (soit $t_t/100$) génère à la fois le plus faible

déplacement et la plus faible érosion du tas. À l'inverse, les hydrogrammes caractérisés par un temps de montée plus long induisent une érosion et un déplacement plus important, rapportée à la durée totale de la crue. Ce comportement s'explique par l'existence d'un débit seuil d'environ 13 $l.s^{-1}$ en dessous duquel le tas reste stable. Dès que ce seuil est franchi, la mise en mouvement débute. Ainsi, dans le cas d'un hydrogramme long, le tas est exposé plus longtemps à un débit supérieur au seuil de mobilisation, ce qui favorise son déplacement et son érosion. Ces observations sont cohérentes avec les travaux de Bombar et al. (2023), qui soulignent l'influence du travail total de l'hydrogramme W_l sur le transport sédimentaire. Plus le travail associé à l'hydrogramme est important—c'est-à-dire plus le débit maximal est élevé ou plus la phase de montée est longue—plus la masse de sédiment mobilisée augmente, indépendamment des effets d'instationnarité de la forme de l'hydrogramme.

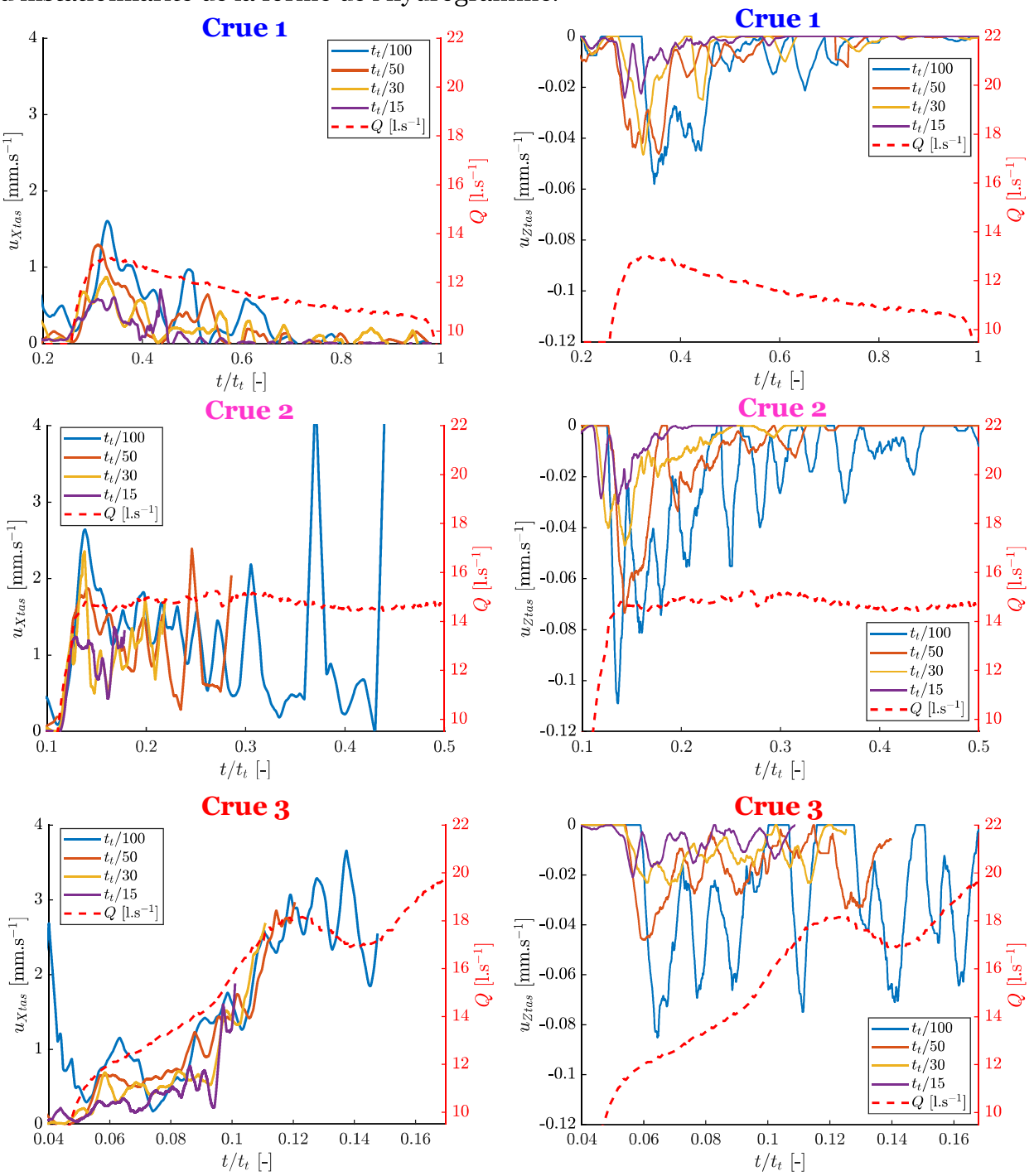


Fig. IV-13 Comparaison des vitesses de déplacement et d'érosion du tas selon les différentes distorsions temporelles des hydrogrammes naturels

Bien que l'évolution globale du tas soit similaire entre les différents hydrogrammes, des différences locales apparaissent dans sa progression et son érosion. L'initiation du mouvement n'est pas uniforme, avec un retard plus marqué pour les hydrogrammes à montée rapide du débit, comme $t_t/100$. De plus, certaines crues, notamment la **crue 2** à $t_t/100$, présentent une dynamique distincte par rapport aux hydrogrammes plus longs, qui affichent des comportements relativement comparables. Pour quantifier ces variations, une analyse des corrélations de Pearson a été réalisée. Les coefficients très élevés obtenus indiquent cependant que, malgré ces différences locales, l'évolution globale du tas reste très similaire d'un hydrogramme à l'autre. Cette approche statistique souligne les limites de Pearson pour détecter l'effet de l'instationnarité sur le déplacement et l'érosion du tas. Pour mieux cerner ces nuances, les vitesses de déplacement et d'érosion ont été calculées, et les résultats sont présentés à la figure IV-13.

L'analyse des vitesses instantanées met en évidence l'influence de l'instationnarité des hydrogrammes sur le comportement du tas. Pour la **Crue 1**, les vitesses de déplacement du tas $u_{X_{tas}}$ varient au moment du pic de crue en fonction de la pente de montée. Le pic de vitesse de déplacement atteint 1,7 $mm.s^{-1}$ pour la crue à $t_t/100$, tandis qu'il ne dépasse pas 0,7 $mm.s^{-1}$ pour la crue à $t_t/15$. Pour la **crue 2**, ce phénomène est moins marqué puisque les pics de transport sont similaires pour les crues de $t_t/100$ à $t_t/30$, tandis que le pic de déplacement est plus faible pour la crue à $t_t/15$. Enfin, pour la **crue 3**, aucune tendance nette de déplacement du tas n'est observée, les courbes évoluant de manière conjointe, probablement parce que le débit est suffisamment élevé pour transporter le tas et que l'instationnarité n'influence pas significativement la vitesse de déplacement. La tendance est légèrement différente pour les vitesses d'érosion $u_{Z_{tas}}$. Les hydrogrammes à montée rapide génèrent des pics d'érosion intenses dont la durée s'étend au-delà du pic de crue, même lorsque le débit redescend en dessous du seuil de mobilité. À l'inverse, les hydrogrammes à montée plus lente entraînent une érosion moins intense, mais fortement concentrée sur la période où le seuil de mise en mouvement du tas est dépassé. Ce phénomène lié à l'instationnarité est particulièrement marqué pour la **crue 2** à $t_t/100$, où l'on observe une érosion intense au moment du pic, accompagnée de multiples pics de vitesse d'érosion répartis au cours du palier de débit, illustrant le temps nécessaire pour dissiper l'effet de l'instationnarité. Ces pics sont beaucoup plus faibles, voire inexistants, lorsque le temps de montée s'allonge, mettant en évidence un comportement atypique des hydrogrammes à montée rapide. Un phénomène similaire est observé pour l'érosion de la **crue 3** à $t_t/100$. Au cours de la montée, des augmentations brusques de la vitesse d'érosion se distingue, liées au détachement des particules de la surface du tas.

En conclusion, cette partie a permis de montrer que l'instationnarité n'influence pas de manière significative le déplacement total du tas ni sa hauteur finale au cours d'un hydrogramme, quelle que soit la pente de montée. En revanche, elle exerce un impact sur la dynamique temporelle du tas. Les hydrogrammes à instationnarité forte génèrent des pics de déplacement et d'érosion jusqu'à dix fois plus intenses que la vitesse de référence à 15 $l.s^{-1}$, tandis que les hydrogrammes à montée plus lente produisent des effets instationnaires plus faibles, mais toujours environ deux fois supérieurs à la référence. De plus, plus l'instationnarité est marquée, plus ses effets persistent dans le temps, pouvant provoquer des accélérations brutales du transport sédimentaire même longtemps après le pic de crue. Enfin, les effets instationnaires sur le déplacement du tas deviennent globalement faibles lorsque le seuil de mobilisation est largement dépassé, car la majorité des grains mobilisables est déjà en mouvement sous l'action des contraintes de cisaillement imposées par un débit élevé. Dans ces conditions, l'instationnarité n'entraîne

plus une avancée supplémentaire du tas, même si des vitesses d'érosion localement élevées sont clairement identifiées. Ces vitesses d'érosion traduisent principalement un détachement de particules depuis la surface du tas, mais ces grains sont immédiatement transportés en aval sans contribuer à l'avancement de la masse sédimentaire. Cette dissociation entre érosion locale et déplacement global confirme que les effets instationnaires modulent avant tout la temporalité et l'intensité des processus de transport et d'érosion, sans modifier de manière significative les quantités totales de sédiment déplacées ou érodées sur l'ensemble de l'hydrogramme. Les phénomènes décrits expliquent, en partie, l'évolution du débit solide observée à la figure IV-14.

IV.2.3 Lien entre hydrogrammes et transport sédimentaire

Dans cette partie, l'analyse se concentre sur le comportement du débit solide en lien avec l'instationnarité des hydrogrammes. L'objectif est d'examiner comment les variations temporelles du débit influencent la mobilisation des sédiments et les pics de transport, en comparant différents types d'hydrogrammes et en mettant en évidence le rôle des effets transitoires et de l'instationnarité. Cette approche permet de relier qualitativement les caractéristiques des hydrogrammes (débit, temps de montée, variations de hauteur,...) aux réponses observées du transport solide, tout en mettant en évidence les limites des paramètres globaux, tels que le paramètre d'instationnarité de Nezu, pour prédire le transport sédimentaire en conditions instationnaires. Pour ce faire, il est nécessaire de visualiser les différents comportements du débit solide en fonction des différents hydrogrammes en lien avec les conclusions précédentes (cf. figure IV-14).

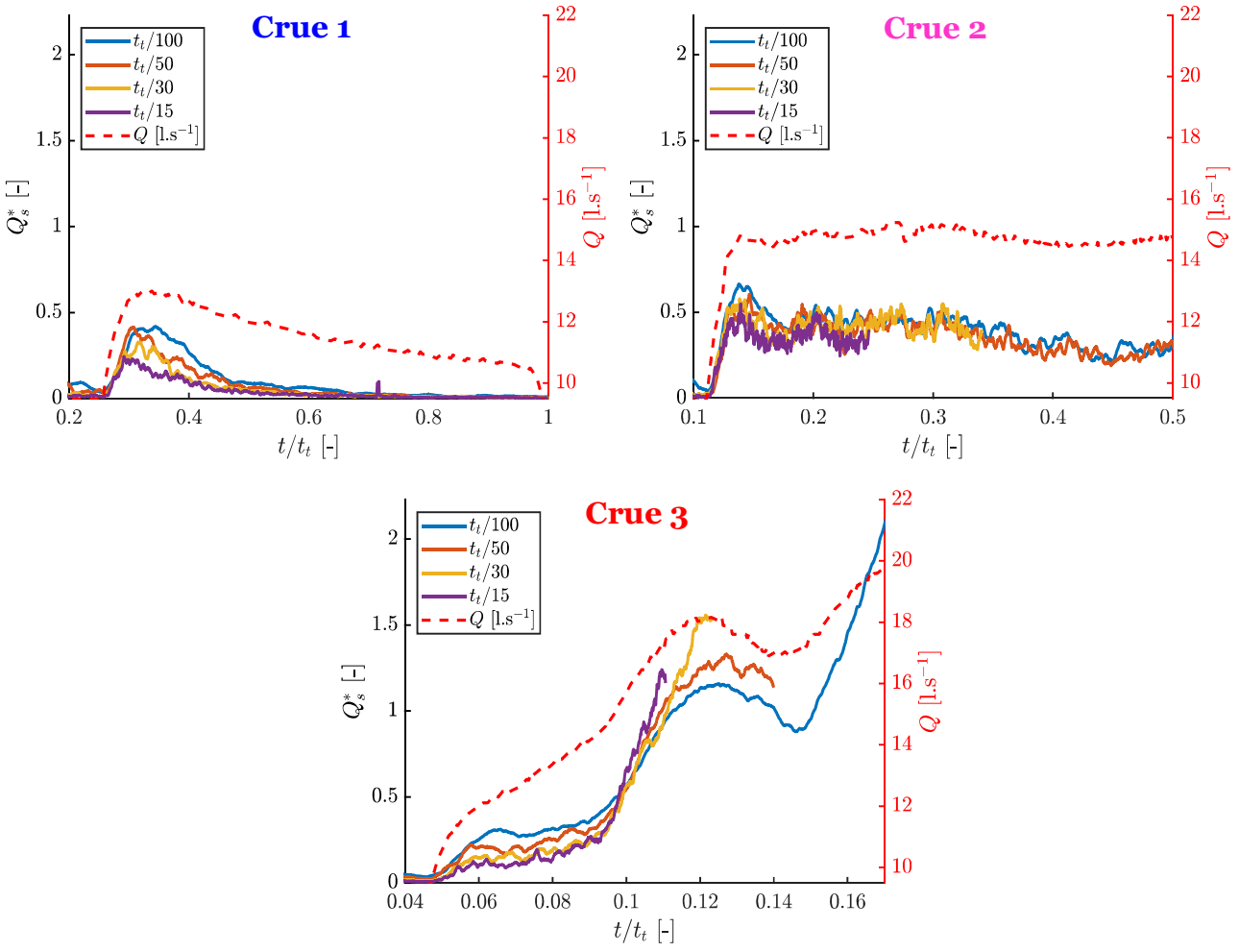


Fig. IV-14 Comparaison des débits solides selon les différentes distorsions temporelles des hydrogrammes naturels

En effet, la figure montre que le débit solide possède les mêmes variations que la vitesse de déplacement du tas $u_{X_{tas}}$. Il augmente lors de la montée du débit, puis diminue dès que celui-ci passe sous le seuil de 13 l.s^{-1} distinguant les phénomènes de migration et de dispersion, et devient nul lorsque le débit descend sous le seuil de stabilisation. Pour l'ensemble des distorsions temporelles, l'évolution reste similaire, avec un pic centré autour du maximum de la crue. Les différences portent principalement sur l'amplitude de ce pic, ce qui indique que les effets d'instationnarité modifient surtout l'intensité du transport sans introduire de décalage notable dans sa dynamique globale. Pour la **crue 1**, les débits solides varient nettement au moment du pic de crue, en fonction de la pente de montée. Le pic de transport atteint sa valeur maximale pour la crue à $t_t/100$, tandis qu'il est environ deux fois plus faible pour la crue à $t_t/15$. Pour la **crue 2**, les pics de transport sont similaires pour les crues de $t_t/50$ à $t_t/15$, tandis que ce pic est légèrement plus important pour la crue à $t_t/100$. Enfin, pour la **crue 3**, la tendance s'inverse et le débit solide devient plus important pour les montées lentes que pour les montées rapides. Lorsque le débit dépasse le seuil de 15 l.s^{-1}, un nombre croissant de particules est mobilisé. Les grains ne peuvent plus se stabiliser dans les rugosités du fond et s'entraînent les uns les autres, ce qui prolonge la phase de croissance du débit solide.

Les observations présentées précédemment ont mis en évidence l'impact des conditions instationnaires sur la mise en mouvement et le transport des sédiments. Ces résultats ont permis d'identifier plusieurs tendances, notamment le fait que les hydrogrammes à $t_t/100$ génèrent les manifestations instationnaires les plus prononcées. Les observations expérimentales de la littérature suggèrent que le critère d'instationnarité β proposé par Nezu (équation I-17) ne permet pas de rendre compte de manière fiable de ces effets (Bombar et al., 2023).

$$\beta = \frac{2\,\Delta h}{t_m(u_{max} + u_b)} \qquad \text{I-17}$$

Pour cela, d'autres indicateurs ont été définis dans la littérature. Dans le chapitre I, les travaux de Lee et al. (2004) ont mis en évidence une relation entre le travail total de l'hydrogramme, noté W_l, et la masse totale de sédiments transportée adimensionnée W_s^*. Dans ce travail, les formulations ont été adaptées pour se concentrer uniquement sur la phase de montée, où l'instationnarité est la plus prononcée, plutôt que sur le travail total de la crue. Par ailleurs, le manque de données sur les hydrogrammes complets empêche l'analyse sur l'ensemble de la crue, excepté pour la **crue 1**. De plus, contrairement à l'approche originale, il a été choisi de ne pas se limiter au débit de base dans l'intégration. En effet, les variations temporelles du débit participent au travail hydraulique exercé sur les sédiments dès le début de la montée. Les exclure reviendrait à négliger une partie de la puissance réellement disponible dans le canal et à sous-estimer le travail exercé sur les particules. Ainsi W_l rend compte de l'ensemble de la variation conjointe du débit, de la hauteur d'eau et de la contrainte de cisaillement au sein de l'intervalle considéré. Les équations IV-4 et IV-5 permettent de suivre de manière continue l'évolution du travail disponible à partir du début de l'hydrogramme t_0 et la réponse sédimentaire associée. Il convient de rappeler qu'à l'origine, dans les travaux de Lee et al. (2004), toutes les grandeurs étaient supposées constantes sauf le débit, ce qui limite leur capacité à rendre compte des effets liés aux variations instationnaires du fluide. C'est pour cette raison que les formules ont été adaptées dans le cadre de ce travail.

$$W_l(t) = \int_{t_0}^{t} \left(\frac{u_\tau(t)^2 \, Q(t)}{g \, b \, h(t)^3} \right) dt \qquad \textbf{IV-4}$$

$$W_s^*(t) = \int_{t_0}^{t} \left(\frac{Q_s(t)}{\rho_s \, b \, {D_{50}}^2} \right) dt \qquad \textbf{IV-5}$$

Grâce aux formules établies pour $W_l(t)$ et $W_s^*(t)$, il est possible d'exprimer les débits solides représentés sur la figure IV-14 en fonction du travail hydraulique pour l'ensemble des hydrogrammes (cf. figure IV-15). Comme les données des hydrogrammes n'ont pas été acquises pour toutes les distorsions, notamment pour les contraintes de cisaillement, les fonctions de référence établies dans la partie III.1.4 sont utilisées. Cette approche constitue une estimation fiable de W_l car, pour les hydrogrammes à $t_t/100$, la comparaison avec les valeurs obtenues à partir des mesures réelles de u_τ et de la hauteur d'eau montre une correspondance quasi exacte. Cette observation valide l'hypothèse selon laquelle l'utilisation des fonctions de référence permet de représenter correctement le travail de l'hydrogramme et suggère que les phénomènes instationnaires ont un impact limité sur la quantification de ce travail.

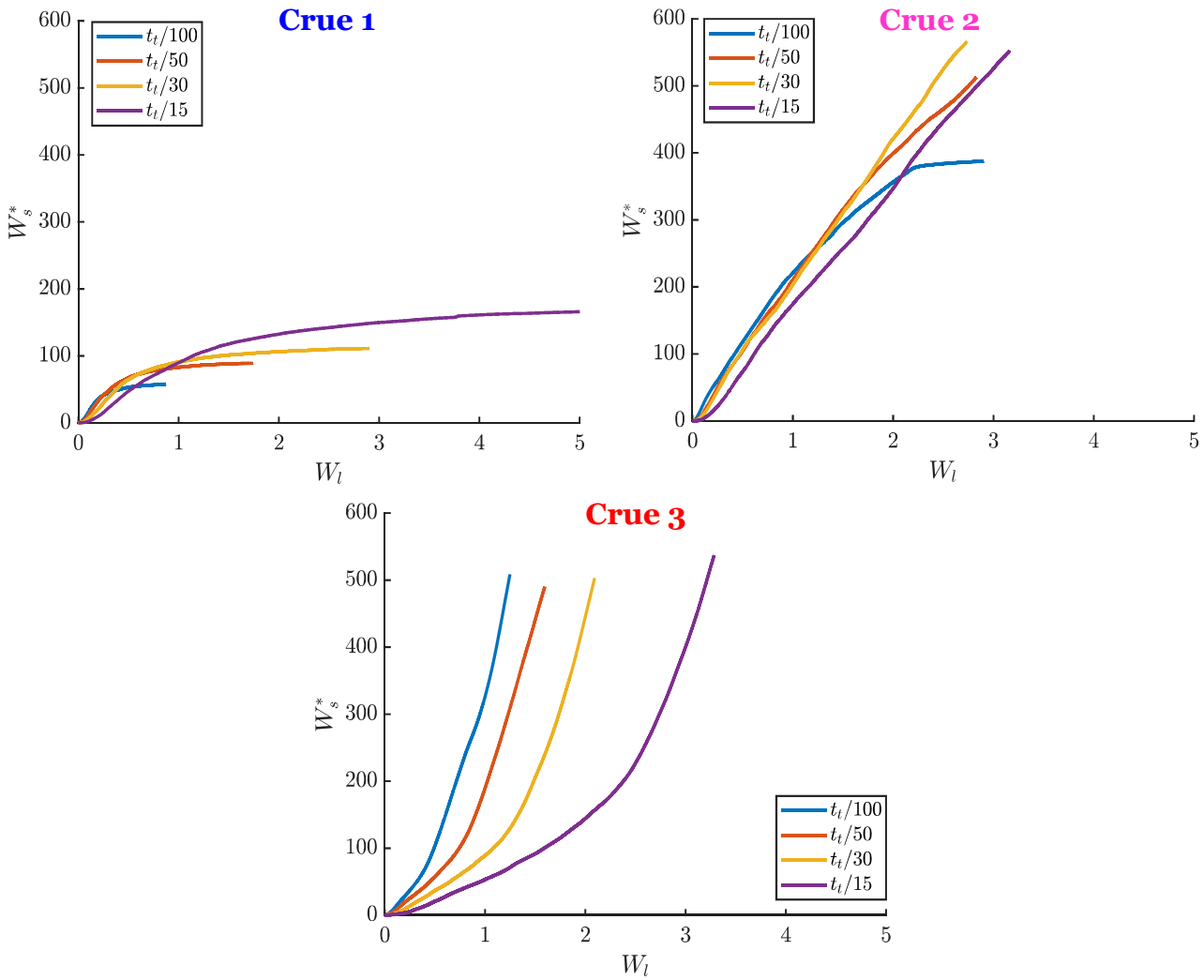


Fig. IV-15 Évolution de la masse totale de sédiments transportée adimensionnée en fonction du travail hydraulique pour différents hydrogrammes naturels

L'analyse de ces graphiques permet de compléter l'étude du transport sédimentaire en fonction de l'évolution des hydrogrammes. Un premier constat est que, pour la **crue 2**, le débit solide évolue de manière quasi linéaire avec le travail hydraulique. La seule différence notable se situe lors de l'initiation du mouvement, où les phénomènes instationnaires génèrent une mobilisation plus importante de sédiment. Une fois cet épisode passé, la masse de sédiment évolue de concert avec le travail de l'hydrogramme jusqu'à la décrue, comme observé pour la **crue 2** à $t_t/100$, où une rupture s'opère. Le tas se déplace alors plus loin pour les hydrogrammes longs (cf figure IV-12), étant soumis à un travail équivalent plus longtemps. Pour la **crue 1**, le phénomène instationnaire est visible puisque la masse de sédiment est plus importante pour les hydrogrammes à temps court malgré un travail de l'hydrogramme plus faible. Cependant, une fois l'effet instationnaire dépassé, la tendance s'inverse et les hydrogrammes plus longs déplacent davantage de masse sédimentaire. Pour la **crue 3**, un phénomène différent se manifeste. Les courbes montrent que le débit solide augmente de manière linéaire mais à des pentes différentes selon les hydrogrammes. Après un certain temps, la pente augmente, montrant que le débit sédimentaire s'intensifie malgré une augmentation moindre du travail hydraulique. Ce moment correspond à t/t_t = 0,095 sur la figure IV-14, où une rupture de pente apparaît lors de la montée en crue. Cette rupture marque un changement de processus de transport, qui passe vers un transport par migration du tas. Ce basculement se produit pour un débit d'environ 14 $l.s^{-1}$, ce qui est surprenant puisque la **crue 2** dépasse cette valeur sans présenter de transition similaire. Une explication probable est que la montée de la **crue 2** est linéaire et très intense, ce qui pourrait initier un transport de type migration plus tôt, mais l'arrivée au pic de crue stabilise ensuite le débit et limite ce phénomène, ne laissant apparaître qu'une dispersion surfacique des particules. À l'inverse, pour la **crue 3**, l'hydrogramme poursuit sa croissance plus longtemps, ce qui permet le maintien de ce régime de transport malgré la réduction progressive de la hauteur du tas.

Au regard de ces observations, il apparaît difficile de décrire le transport sédimentaire à partir du travail de l'hydrogramme seul, dans la mesure où les processus de transport dépendent du débit maximal atteint et présentent des comportements distincts. Le choix a donc été fait de comparer les relations entre le travail et le débit massique depuis le début de la montée jusqu'au pic de crue, période durant laquelle le transport solide est le plus important. Dans le cadre de cette étude, l'ensemble des crues naturelles analysées est intégré à l'évaluation de l'instationnarité, auquel s'ajoutent les trois paliers quasi stationnaires. Ces derniers sont inclus car il a été montré que leurs pentes de montée ne sont pas suffisamment faibles pour éliminer totalement les effets d'instationnarité. Leur prise en compte permet ainsi d'élargir le spectre des conditions hydrodynamiques analysées. L'ensemble des résultats est synthétisé dans les tableaux suivants IV-3, 4 et 5.

W_s^*	$t_t/100$	$t_t/50$	$t_t/30$	$t_t/15$
Crue 1	12,33	26,06	34,17	52,62
Crue 2	19,92	31,39	59,16	97,62
Crue 3	143,02	275,46	427	-
10/15/20	4,96/27,12/70.87			

Tableau IV-3 Valeurs de la masse totale de sédiments transportée au pic pour différents hydrogrammes

W_l	$t_t/100$	$t_t/50$	$t_t/30$	$t_t/15$
Crue 1	0,082	0,16	0,27	0,55
Crue 2	0,09	0,18	0,30	0,60
Crue 3	0,59	1,18	1,97	3,94
10/15/20	0,13/0,30/0,55			

Tableau IV-4 Valeurs du travail de l'hydrogramme pour différents hydrogrammes

$max(Q_s^*)$	$t_t/100$	$t_t/50$	$t_t/30$	$t_t/15$
Crue 1	0,41	0,42	0,33	0,24
Crue 2	0,66	0,55	0,58	0,55
Crue 3	1,13	1,25	1,54	-
10/15/20	0,19/0,77/1,43			

Tableau IV-5 Valeurs du débit solide maximal pour différents hydrogrammes

Ainsi, l'ensemble de ces résultats peut être comparé pour toutes les conditions étudiées, permettant de mettre en relation les définitions de l'instationnarité de Nezu et de Bombar avec le débit adimensionnel au pic de crue $max(Q_s^*)$ et la masse totale de sédiments transportée adimensionnée W_s^*. En revanche, il n'est pas pertinent de comparer ces résultats avec ceux de Bombar et al. (2023) présentés à la figure I-23, car les formules utilisées ont été modifiées et l'analyse se concentre sur la masse transportée durant la phase de montée, plutôt que sur la totalité de la crue. De plus, il n'est pas non plus pertinent de comparer W_s^* du tas avec celui du transport de fond (partie IV.1.2), car la disponibilité en sédiments est différente et le transport observé correspond à la mobilisation de quelques grains. Il convient de noter que la valeur correspondant la **crue 3** à $t_t/15$ a été volontairement exclue, le pic de crue n'ayant pas été atteint avant la sortie du tas du champ de mesure.

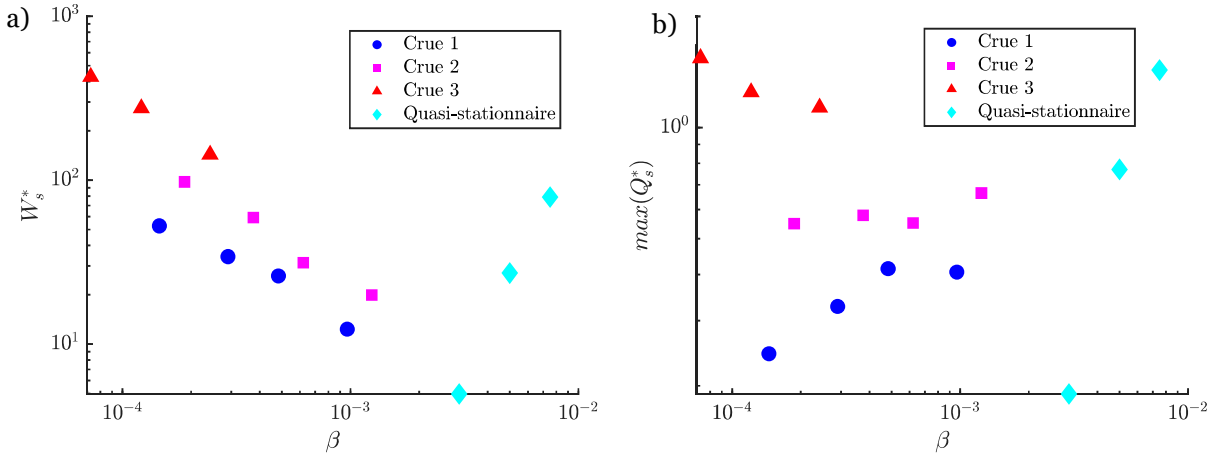


Fig. IV-16 Relation entre le paramètre d'instationnarité de Nezu β et les indicateurs de transport sédimentaire instationnaire pour les hydrogrammes étudiés : a) W_s^* , b) $max(Q_s^*)$

D'après la figure IV-16-a, qui met en relation la masse totale de sédiments transportée au cours de la montée de crue et le paramètre d'instationnarité de Nezu β, une tendance peut être observée au sein d'une même crue. Pour les crues **1** et **2** issues d'un même hydrogramme réel, la masse de sédiments au pic augmente avec l'instationnarité, de sorte que les crues les plus longues transportent la plus grande masse de sédiments. Ce comportement est cohérent avec la définition du paramètre β et les observations réalisées sur le tas de sédiments (section IV.2.2), puisqu'un hydrogramme de plus longue durée implique une sollicitation prolongée des sédiments. Lorsque la durée de la crue augmente, le transport total est principalement contrôlé par le temps pendant lequel les conditions favorables au transport sont maintenues. Dans l'équation I-17, pour les crues issues d'un même hydrogramme, seul le temps de montée t_m varie, illustrant un lien direct entre le transport total de sédiments et le temps de montée, à variations comparables de vitesse et de hauteur d'eau. En revanche, lorsque l'on considère l'ensemble des crues, aucune relation générale ne se dégage entre β et les grandeurs de transport solide adimensionnées. À débit de base identique, les variations de pic de vitesse et de hauteur d'eau entraînent des masses totales de sédiments transportées différentes. Par exemple, pour une valeur de β de l'ordre de 7 x 10^{-3}, les valeurs de W_s^* et Q_s^* peuvent varier d'un facteur deux selon l'hydrogramme considéré. De plus, en comparant les hydrogrammes naturels avec des paliers quasi-constants à pente fixe, la tendance est inversée et les hydrogrammes les plus instationnaires présentent une masse totale de sédiments plus importante. Cependant, cette masse est similaire à celle d'hydrogrammes moins instationnaires. Pour un W_s^* proche de 30, les valeurs de β peuvent différer d'un ordre de grandeur, ce qui s'explique par le fait que la formule de Nezu se base sur une hauteur et une vitesse initiale, qui, si elles diffèrent, influencent β sans refléter correctement le transport total de sédiments. Ces observations montrent que β ne permet pas, à lui seul, de prédire la masse de sédiments transportée lors d'une crue. De plus, d'après la figure IV-16-b, ce paramètre n'est pas pertinent pour décrire le débit sédimentaire au pic de crue, lorsque l'instationnarité est maximale. Une grande dispersion des valeurs est observée, sans tendance claire ni entre les hydrogrammes naturels d'une même crue, ni entre différents hydrogrammes. Ces observations montrent que le paramètre β, tel qu'il est défini, n'est pas pertinent pour décrire le transport sédimentaire en milieu instationnaire, bien que l'influence du temps t_m ait été démontrée. Le paramètre β ne tenant compte d'aucune grandeur liée aux propriétés sédimentaires, il ne constitue pas un indicateur suffisant pour représenter l'évolution du transport solide lors d'une crue. Pour cette raison, l'étude de W_l s'appuie sur la vitesse de cisaillement, une grandeur plus pertinente pour relier l'évolution du transport sédimentaire aux variations imposées par les hydrogrammes (cf figure IV-17).

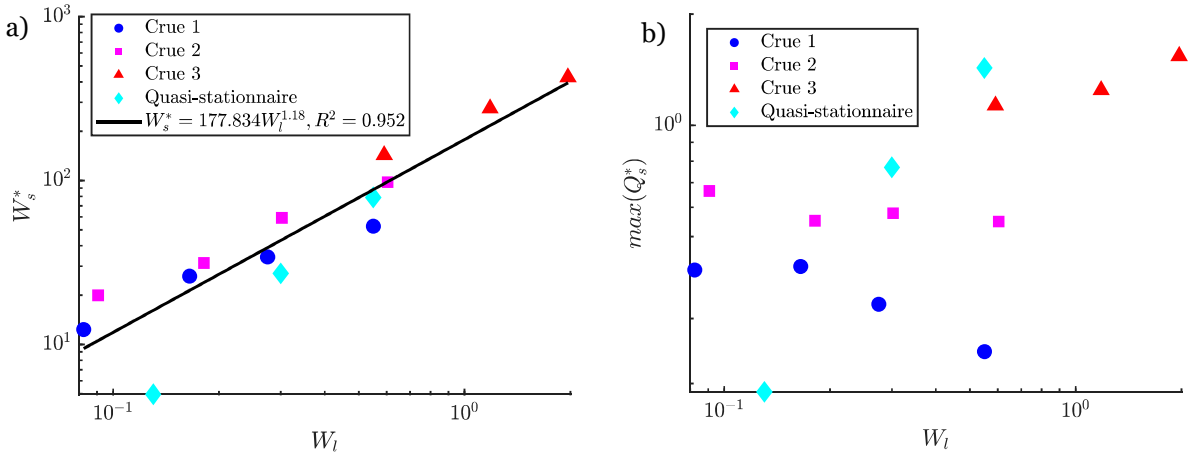


Fig. IV-17 Relation entre le travail de l'hydrogramme W_l et les indicateurs de transport sédimentaire instationnaire pour les hydrogrammes étudiés : a) W_s^*, b) $max(Q_s^*)$

La figure IV-17-a illustre la relation entre le travail de l'hydrogramme et le transport total de sédiments. Contrairement à la comparaison réalisée avec le paramètre β, l'analyse de la dispersion des valeurs de W_l en fonction W_s^* révèle une tendance générale de type exponentiel, accompagnée d'un coefficient de corrélation élevé de 0,952 (cf équation IV-6). Les valeurs apparaissent ainsi ordonnées, offrant une meilleure hiérarchisation des données entre hydrogrammes, qu'ils soient naturels ou quasi-stationnaires. Ces résultats montrent que le transport total peut être estimé à partir du travail de l'hydrogramme, dès lors que l'évolution de la hauteur d'eau, de la vitesse de cisaillement au fond et du débit est connue. Toutefois, des écarts subsistent, notamment pour le palier quasi-constant à faible débit, pour les hydrogrammes présentant des temps de montée très courts, ainsi que pour ceux associés à de fortes variations de débit. Ces écarts peuvent s'expliquer par plusieurs mécanismes. D'une part, la formulation de W_l prend en compte la contrainte de cisaillement exercée par l'écoulement, mais ne considère pas explicitement la contrainte de cisaillement critique des sédiments. L'introduction d'un seuil, à partir duquel le travail ne serait comptabilisé qu'au-delà de cette contrainte critique, permettrait probablement d'améliorer l'estimation du transport. D'autre part, d'autres incertitudes proviennent des mécanismes propres au transport sédimentaire, tels que la disponibilité en grains mobilisables, les effets de masquage ou encore les interactions particule-particule Ainsi, pour la **crue 3**, le transport solide est globalement sous-estimé, probablement en raison d'effets collectifs non pris en compte. À l'inverse, pour la **crue 1** à $t_t/15$ et le palier quasi-stationnaire à 10 $l.s^{-1}$, W_l continue de croître alors que le transport solide évolue plus faiblement, en raison de la réduction de la hauteur du tas ou de la non-atteinte du débit de mobilisation. Cela conduit à une surestimation de W_s^* pour des hydrogrammes proches de leurs états d'équilibre.

Enfin, comme le montre la figure IV-17-b, le paramètre W_l ne permet pas de reproduire le débit solide maximal au pic de crue. Une forte dispersion des valeurs est en effet observée, indiquant que W_l n'est pas adapté pour prédire les variations instantanées du débit sédimentaire induites par les effets d'instationnarité. En revanche, cet indicateur reste pertinent pour estimer la masse totale de sédiments transportée sous forme de tas dans le canal au cours de la crue, selon l'équation IV-6, malgré les incertitudes introduites par les variations observées au pic de crue.

$$W_s^* = 178\, W_l^{1,18} \qquad \textbf{IV-6}$$

Dans l'ensemble, ce modèle apparaît fiable pour quantifier le transport solide global du tas à partir des caractéristiques de l'hydrogramme. Même en supposant une évolution de la contrainte de cisaillement et de la hauteur d'eau correspondant à un régime stationnaire équivalent, la qualité de la prédiction demeure satisfaisante. Cette approche constitue un outil pour comparer différentes crues ou calibrer des modèles simplifiés de transport sédimentaire. Cependant, l'analyse de la figure IV-15 montre que cette formulation ne restitue pas correctement l'évolution temporelle de la masse sédimentaire au cours de la crue. Des écarts importants apparaissent entre le débit solide et le travail hydraulique au cours du temps, en particulier lors des phases de montée en crue où les effets instationnaires sont dominants. Ces écarts peuvent atteindre jusqu'à 200 %, traduisant les limites d'un modèle calibré sur le transport global pour représenter les variations temporelles de W_s^*. Les données disponibles ne permettent pas de quantifier précisément ces effets, soulignant la nécessité de développer des modèles intégrants explicitement l'instationnarité.

Pour conclure, l'utilisation du concept de travail apparaît comme une approche pertinente pour quantifier le transport solide au cours des hydrogrammes de crue. Cette étude montre que l'exploitation des valeurs dynamiques du débit fournit des estimations cohérentes du transport total, en particulier lorsque l'évolution de la hauteur d'eau et de la vitesse de cisaillement est correctement intégrée. Les résultats obtenus en laboratoire confirment ainsi la pertinence des relations IV-4 et IV-5 pour décrire le comportement du transport solide au cours d'hydrogrammes. Suite à cela, plusieurs points méritent d'être approfondis pour renforcer l'applicabilité du modèle. D'une part, les effets d'instationnarité, notamment liés au temps de montée de la crue, ne sont pas explicitement pris en compte alors qu'ils peuvent moduler fortement la réponse du transport, en particulier lorsque les fluctuations turbulentes influencent la mise en mouvement. D'autre part, la relation établie repose sur des conditions hydrodynamiques et sédimentaires spécifiques ; son extension à d'autres configurations nécessiterait de nouveaux tests. Ces perspectives ouvrent des pistes intéressantes comme le fait de comparer des hydrogrammes présentant un même W_l mais des formes différentes permettrait de mieux caractériser la sensibilité du transport aux effets transitoires. De même, l'intégration explicite du seuil de mise en mouvement améliorerait la représentation des situations où un travail élevé ne déclencherait pas, ou plus, la mobilisation des sédiments.

Pour approfondir la compréhension des phénomènes et grandeurs contrôlant le transport sédimentaire, il est nécessaire de se concentrer sur la structure de l'écoulement local autour du tas. L'étude de l'écoulement à différentes phases de la crue permet d'examiner comment les variations locales de la turbulence et de la dynamique fluide peuvent influencer la déstabilisation du tas et la mobilisation des sédiments. Dans cette optique, l'analyse suivante se focalise sur un hydrogramme particulier afin de caractériser l'évolution de l'écoulement et d'identifier les paramètres pertinents à considérer pour comprendre le transport sédimentaire.

IV.3 Comportement de l'écoulement autour du tas sédimentaire

Dans cette section, l'étude se concentre sur la structure de l'écoulement autour d'un tas pour un seul hydrogramme afin de comprendre les mécanismes qui accentuent le déplacement sédimentaire. Le choix de la **crue 2** à $t_t/100$ a été privilégié pour ces caractéristiques fortement instationnaires, conduisant à un déplacement important à l'approche du pic de débit. Quatre temps caractéristiques ont été retenus afin d'analyser l'évolution de l'écoulement. Le premier correspond à t_{start} = 195 secondes, soit avant le début de la crue, représentant l'état initial de l'écoulement. Le second temps, t_{up} = 219 secondes, correspond au milieu de la montée de la crue, permettant d'étudier l'écoulement en phase d'augmentation du débit. Le troisième temps, t_{peak} = 246 secondes, représente le pic de la crue, moment auquel le débit fini sa croissance. Enfin, le quatrième temps, t_{down} = 326 secondes, soit environ 80 s après le pic, correspond aux conditions associées au second maximum de vitesse d'érosion observé (cf. figure IV-13). Cette approche permet de caractériser l'évolution de l'écoulement autour du tas et de mettre en évidence les variations hydrodynamiques à différentes phases de la crue.

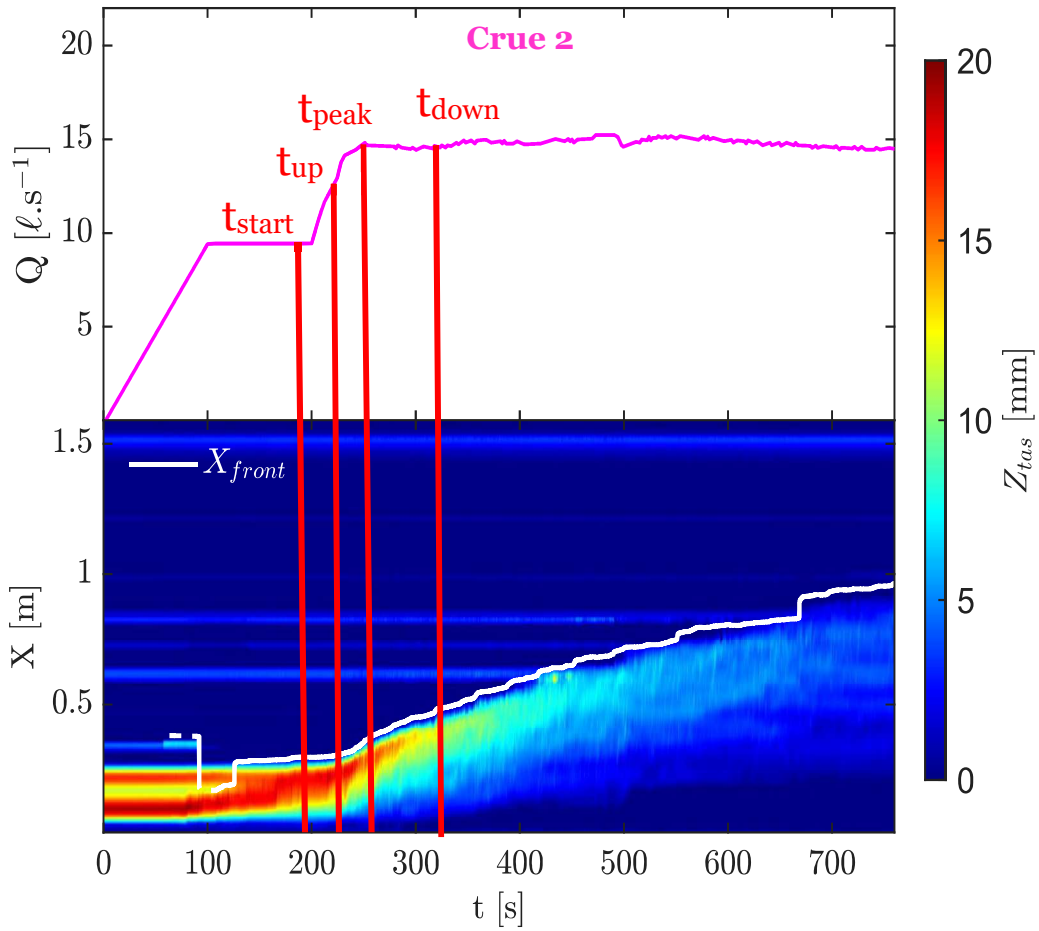


Fig. IV-18 Schéma représentant les quatre temps d'étude de l'écoulement sur la figure IV-14-a

Comme dans la section II.2.2, l'analyse de l'écoulement instationnaire repose sur l'utilisation de la méthode VITA, nécessaire pour obtenir une vitesse moyenne représentative des variations de débit. Dans le cas de la PIV réalisée sur un tas sédimentaire, le déplacement progressif du tas impose de restreindre la fenêtre temporelle utilisée pour le calcul de cette moyenne. Une fenêtre de ±5 s a ainsi été retenue, permettant de lisser les fluctuations tout en conservant une résolution temporelle suffisante pour que le mouvement du tas n'interfère pas avec le champ de vitesse moyen $\overline{u_x}$ et $\overline{u_z}$. Cette approche fournit une estimation de l'écoulement autour du tas tout en limitant l'influence de son déplacement. Compte tenu de l'hétérogénéité spatiale introduite par le relief du tas, où la vitesse débitante varie de 28 cm.s^{-1} en aval du tas (X = 10 mm) à 33,1 cm·s^{-1} en amont (X = 200 mm) à t_{start}, il n'est pas possible d'utiliser une moyenne spatiale représentative. Les champs de vitesse moyenne correspondant aux instants retenus sont présentés dans la figure IV-19. Les vitesses débitantes associées à ces instants fournissent un ordre de grandeur de l'intensité globale de l'écoulement au cours de la montée en crue. Pour les trois premiers temps, les variations de vitesse débitante entre les points extrêmes sont de l'ordre de 15 %, tandis que pour le dernier instant, cette différence se réduit à environ 10 % (35 à 39 cm.s^{-1}), traduisant une homogénéisation du champ d'écoulement liée à la réduction progressive du tas.

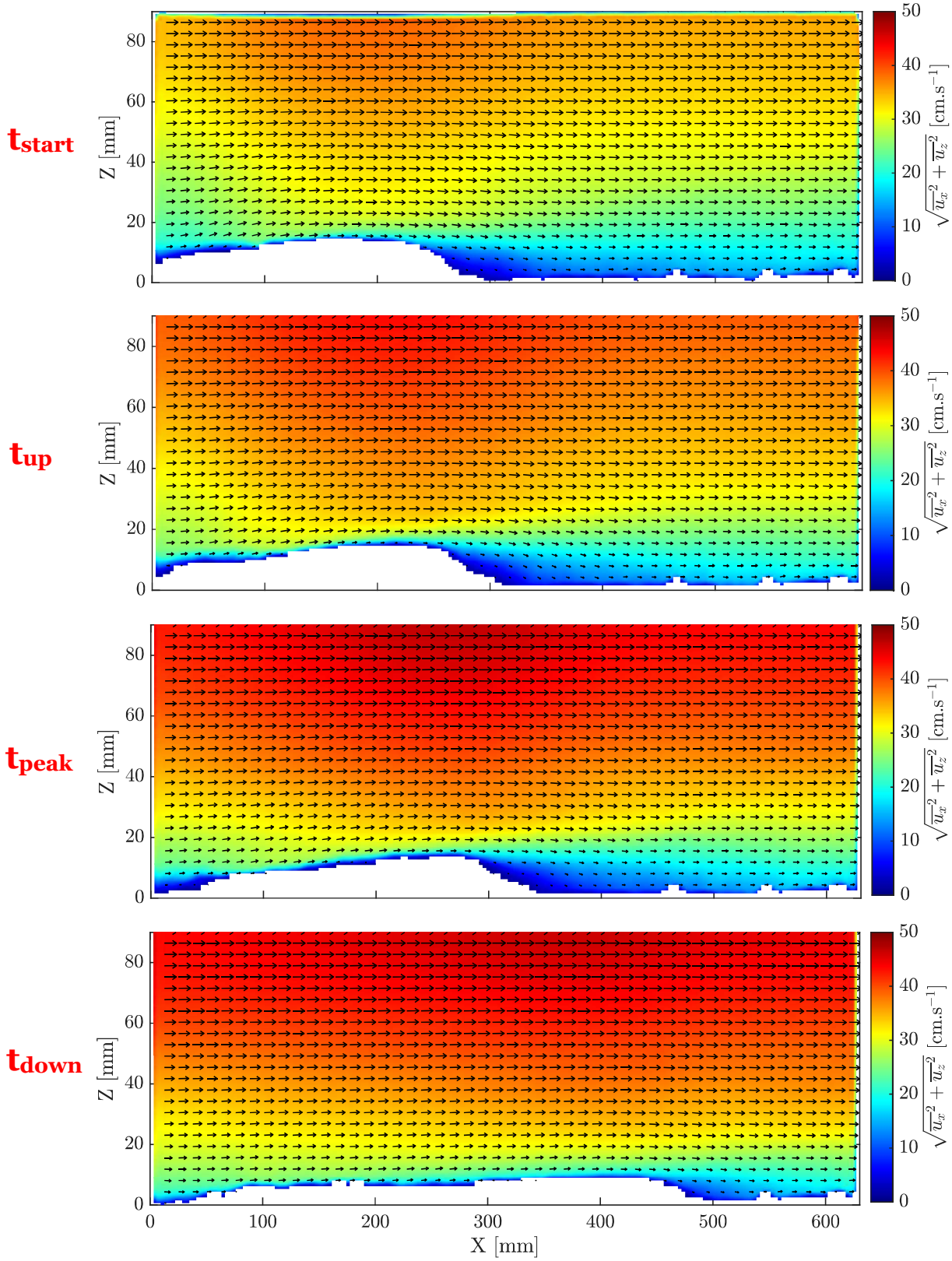


Fig. IV-19 Représentation de l'écoulement moyen autour du tas aux instants caractéristiques de la crue

Pour l'ensemble des instants étudiés, l'écoulement moyen autour d'un tas sédimentaire peut être assimilé à celui d'un fluide franchissant un obstacle immergé ou une ride 2D. En amont du tas, la vitesse reste uniforme dans la direction longitudinale *X*. À mesure que le fluide s'approche de l'obstacle, l'écoulement se dévie progressivement vers le haut, la présence du tas contraignant le fluide à s'élever pour le franchir. Cette déviation verticale s'accompagne d'une réduction de la section d'écoulement disponible, ce qui

induit une accélération du fluide. Les vitesses augmentent ainsi jusqu'à atteindre un maximum à l'endroit où la hauteur du tas est la plus importante. La surface libre évolue globalement avec le débit imposé par l'hydrogramme, mais ne présente pas de déformation locale marquée au droit du tas. Cette absence de surélévation ou d'abaissement local peut être attribuée à la porosité du tas sédimentaire, qui autorise une circulation partielle du fluide à travers le milieu granulaire et peut réduire ainsi l'effet de l'obstacle. L'écoulement adopte alors un comportement analogue à un effet Venturi, la diminution de la section hydraulique effective imposant une augmentation de la vitesse afin de conserver le débit. Les vitesses les plus élevées sont observées à proximité de la surface libre, où le fluide est moins freiné par le contact avec le tas, ce qui traduit le développement d'une nouvelle couche limite au-dessus de l'obstacle. En aval immédiat du tas, l'écoulement retrouve progressivement une section plus large, entraînant une diminution de la vitesse moyenne. Cette détente s'accompagne d'une redistribution des vitesses et de la formation d'une zone à faible vitesse en aval du tas, identifiée en bleu sur la figure IV-19. Cette région correspond à la zone de sillage développée en aval du tas, caractérisée par des vitesses moyennes plus faibles. Elle est bordée par une couche de cisaillement, largement décrite dans la littérature (Hamidouche, 2013), au sein de laquelle de forts gradients de vitesse favorisent les échanges de quantité de mouvement. Plus en aval, l'écoulement se réorganise progressivement et tend à retrouver une structure plus homogène, l'influence du tas s'atténuant avec la distance à l'obstacle.

L'analyse de l'évolution de la vitesse moyenne au cours de l'expérience montre que la composante verticale reste globalement faible, l'écoulement demeurant essentiellement longitudinal. À proximité immédiate de la surface du tas, les vitesses moyennes restent du même ordre de grandeur entre le temps t_{up} et à la fin de la phase de montée t_{peak}, ce qui limite le déplacement immédiat du tas à quelques millimètres. Il est toutefois notable que la morphologie du tas évolue entre ces deux instants, passant d'une forme relativement homogène à une configuration présentant une pente plus marquée de l'amont vers l'aval. Cette évolution suggère que des mécanismes autres que la seule variation du champ de vitesse moyenne contribuent au déplacement progressif des sédiments. La majeure partie du déplacement du tas est observée au cours du palier de débit constant, alors même que le forçage hydraulique n'évolue plus. Cette phase s'accompagne d'une réduction significative de la hauteur maximale du tas, traduisant une réponse morphodynamique retardée du système fluide–sédiment à la montée rapide du débit. À mesure que le tas s'érode et s'abaisse, l'écoulement tend à se réhomogénéiser et l'effet d'accélération observé au-dessus du tas s'atténue. Ces constats indiquent que la dynamique du tas ne peut être expliquée par la seule évolution des vitesses moyennes. Il est alors nécessaire de s'intéresser à l'évolution des contraintes de cisaillement à l'interface fluide–sédiments, en distinguant les contributions moyennes et turbulentes, afin de mieux comprendre les mécanismes gouvernant l'évolution morphologique du tas sous écoulement instationnaire.

À l'aide de la méthode VITA, l'évolution temporelle des fluctuations du champ de vitesse au cours de la crue est analysée. L'attention est portée sur le terme $\overline{u_x{}'u_z{}'}$, qui constitue le paramètre responsable de l'évolution des contraintes de cisaillement dans l'écoulement et, par conséquent, de la mobilisation des sédiments. Le calcul de cette grandeur repose également sur le filtrage des signaux avec une fenêtre de ±5 s. L'utilisation d'une fenêtre temporelle courte pour ce calcul de moyennes glissantes engendre de légères ondulations dans le champ de fluctuations, car la moyenne glissante ne supprime pas totalement toutes les variations rapides du signal

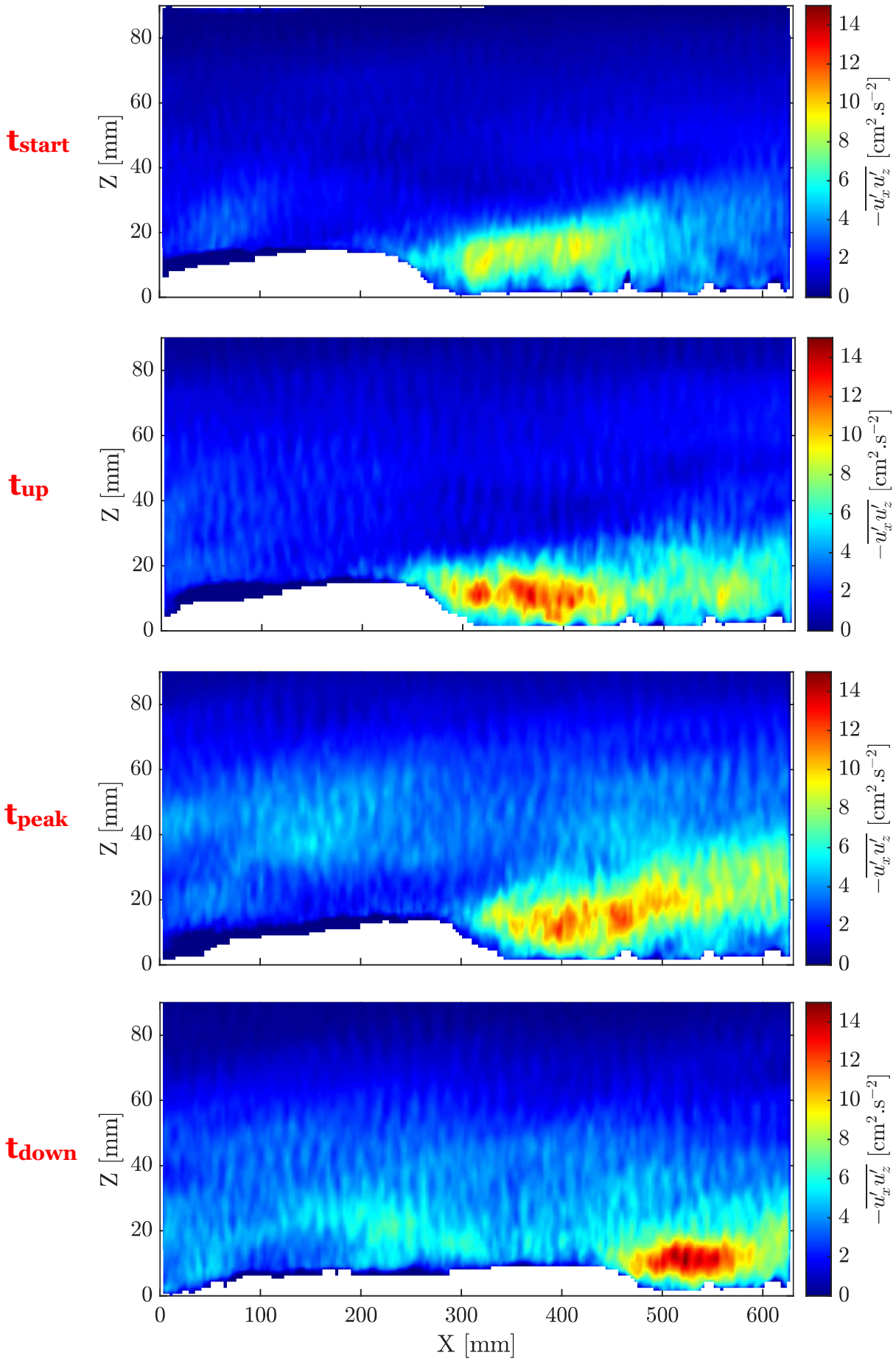


Fig. IV-20 Cartes des fluctuations de vitesse moyenne autour du tas aux instants caractéristiques de la crue

Les cartes des fluctuations croisées de Reynolds mettent en évidence la distribution spatiale des contraintes de cisaillement autour du tas à différents instants. Avant le début de l'hydrogramme, à t_{start}, les fluctuations proches de la surface libre sont quasi nulles, traduisant un écoulement uniforme et faiblement perturbé. À l'amont du tas (X = 50 cm, Z = 20 cm), de légères fluctuations apparaissent, de l'ordre de 4 $cm^2 \cdot s^{-2}$. Celles-ci peuvent être associées à de petits tourbillons localisés se formant lorsque le flux rencontre la rampe d'amont du tas et s'adapte à la restriction de section, un phénomène similaire à celui décrit par Blondeaux & Vittori (1991) pour l'écoulement au-dessus de rides submergées, où des structures de vorticité secondaires se développent dans la zone de cisaillement initiale. En aval immédiat du tas, une zone de cisaillement prédominante se met en place. Cette région se caractérise par de forts gradients de vitesse et une dissipation importante de l'énergie cinétique, en accord avec les observations d'écoulements autour d'obstacles (Hamidouche, 2013). La zone de cisaillement traduit la redistribution du flux après le rétrécissement et constitue l'interface entre le flux accéléré au sommet et le fluide moins rapide derrière le tas. Plus loin en aval, l'écoulement se réorganise progressivement, les fluctuations diminuent et le champ de vitesse tend à retrouver une structure plus homogène, l'effet de l'obstacle s'estompant avec l'éloignement. Cette description est cohérente avec les études expérimentales et numériques sur l'écoulement au-dessus et en aval de dunes ou de rides, où la dynamique du fluide est gouvernée par le développement de zones de cisaillement et par l'adaptation du flux aux variations de la section (Blondeaux & Vittori, 1991; Noguchi et al., 2008; Hamidouche, 2013).

Au cours de la phase de montée, à t_{up}, aucune variation significative des fluctuations n'est observée en amont du tas ni à proximité de la surface libre. En revanche, en aval du tas, les fluctuations s'intensifient, avec une zone où les valeurs dépassent 7 $cm^2 \cdot s^{-2}$ qui s'étend d'un facteur deux par rapport à la situation initiale. Les fluctuations les plus importantes se concentrent immédiatement derrière le tas, entre la rugosité du fond et une hauteur d'environ 25 cm. À t_{peak}, l'intensité des fluctuations reste du même ordre de grandeur que lors de la montée, mais leur répartition spatiale se modifie. La zone de fluctuations se détache progressivement du fond avec l'augmentation de la distance longitudinale et s'étend verticalement jusqu'à environ 40 cm de hauteur. Cette redistribution traduit une réorganisation de l'écoulement autour du tas, caractérisée par un contraste entre le fluide rapide au voisinage de la surface libre et le fluide plus lent en aval immédiat du dépôt, modifiant ainsi les gradients de vitesse au sein de la zone de cisaillement. Ces observations peuvent être mises en relation avec les projections de grains observées sur la figure IV-10, où certains sédiments sont projetés loin du tas. Elles sont cohérentes avec les résultats de Barneveld et al. (2025), qui montrent que les variations de débit liées aux crues favorisent l'érosion et le transport en suspension des sédiments en aval des structures du lit. Lors de la phase post-pic à t_{down}, les fluctuations immédiatement en aval du tas atteignent des valeurs légèrement supérieures à celles observées précédemment, malgré la réduction de la hauteur du dépôt. Des zones de fluctuations de l'ordre de 6 $cm^2.s^{-2}$ apparaissent également à proximité de la surface du tas, alors qu'elles n'étaient pas visibles aux instants antérieurs.

Les observations indiquent que la montée rapide du débit modifie l'écoulement autour du tas de manière plus marquée après la phase de montée que pendant celle-ci. Les fluctuations responsables du cisaillement se développent avec un certain retard par rapport au pic de crue, ce qui explique pourquoi le transport de sédiments s'intensifie après le pic de débit. Cependant, cette dynamique seule ne permet pas d'expliquer les pics de débit solide observés, suggérant l'existence d'autres mécanismes influençant la

mobilisation des sédiments. Pour explorer ces mécanismes et identifier les structures turbulentes susceptibles de contribuer au transport sédimentaire, la méthode des quadrants a été appliquée à l'ensemble des champs de vitesse (Hamidouche et al., 2018). Cette méthode consiste à décomposer les fluctuations instantanées en deux composantes, horizontale u_x' et verticale u_z', définies par rapport à leur moyenne locale calculée sur une fenêtre temporelle centrée sur l'instant considéré. Chaque point du champ est ensuite classé dans l'un des quatre quadrants, en fonction du signe de u_x' et u_z' (cf figure IV-21) :

- Q1 (en jaune) : *outward interactions* ($u_x' > 0$ et $u_z' > 0$), du fluide rapide est attiré par la structure tourbillonnaire et dirigé vers la zone supérieure de l'écoulement
- Q2 (en bleu) : *ejections* ($u_x' < 0$ et $u_z' > 0$), du fluide lent proche du lit est éjecté vers le haut de l'écoulement.
- Q3 (en vert) : *inward interactions* ($u_x' < 0$ et $u_z' < 0$), la structure ramène vers la paroi du fluide plus lent situé dans le cœur de l'écoulement ;
- Q4 (en rouge) : *sweeps* ($u_x' > 0$ et $u_z' < 0$), du fluide issu de la zone supérieure est injecté vers la paroi

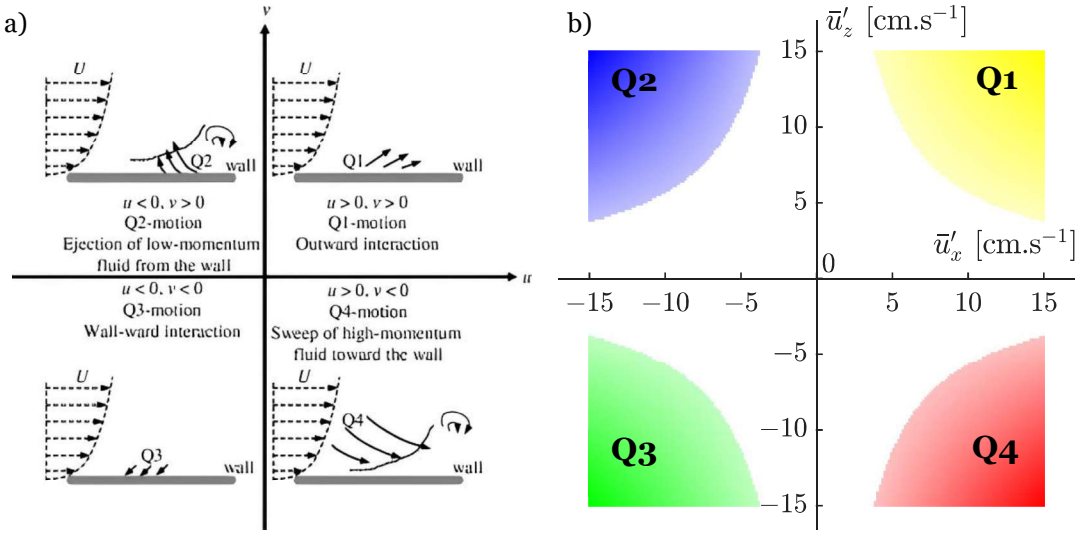


Fig. IV-21 Diagramme de catégorisation des mouvements turbulents du fluide :a) Schéma illustrant le comportement du fluide dans chacun des quadrants (Cai et al., 2009), b) Représentation des quadrants pour la figure IV-22

Afin de filtrer les événements faibles et d'isoler les structures réellement cohérentes, un critère de détection H (hole-size), fixé ici à 1, est utilisé tel que :

$$\frac{u_x'u_z'}{\overline{u_x'u_z'}} > H \qquad \text{IV-7}$$

Ainsi, seuls les points pour lesquels le produit instantané $u_x'u_z'$ dépasse le seuil $H\,\overline{u_x'u_z'}$ sont retenus dans l'analyse. Dans notre cas, ce seuil correspond aux fluctuations maximales moyennes observées lors de la **crue 2** à $t_t/100$, soit $\overline{u_x'u_z'}$ égale à 15 cm².s⁻². Un dégradé de couleur est appliqué proportionnellement à l'intensité de $\overline{u_x'u_z'}$, permettant de visualiser simultanément la localisation et l'amplitude des différents types d'événements turbulents. Cette méthode fournit ainsi une représentation spatiale des

structures turbulentes dominantes au cours des quatre temps caractéristiques de l'hydrogramme (cf. figure IV-21).

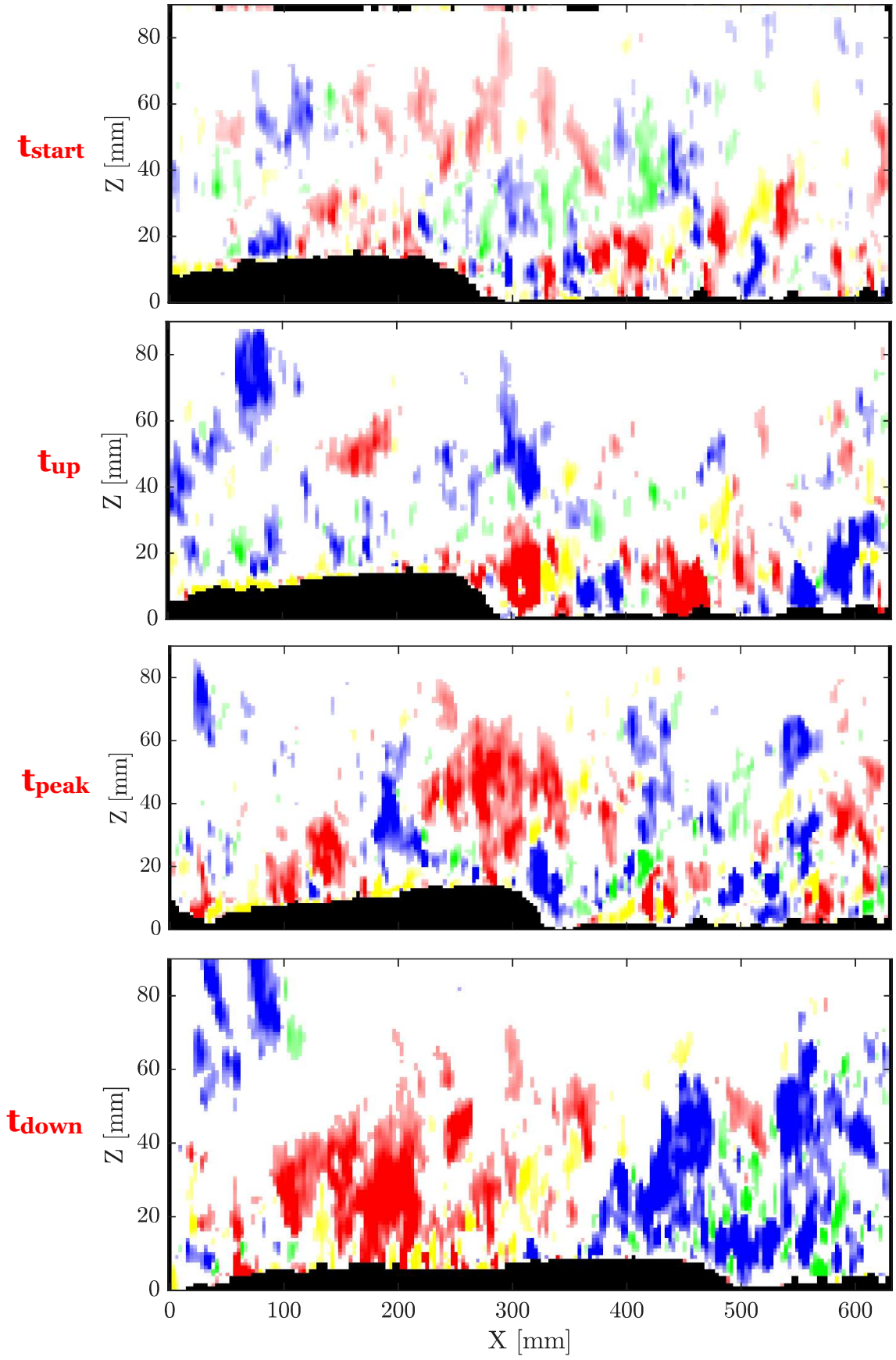


Fig. IV-22 Fluctuations instantanées autour du tas aux instants caractéristiques de la crue (légende à la Fig. IV-21-b).

L'analyse de la figure IV-22, réalisée à l'aide de la méthode des quadrants, met en évidence la répartition et l'évolution des structures turbulentes cohérentes autour du tas au cours de l'hydrogramme. Avant la montée en débit, les structures observées sont nombreuses mais de faible intensité et de petite taille. Quelques zones d'éjection (Q2) et de balayage (Q4), identifiées comme actrices du transport sédimentaire proche du lit (Marchioli & Soldati, 2002), apparaissent à la surface du tas et peuvent mobiliser isolément certaines particules. Lors de la montée en débit, la taille et l'intensité des structures turbulentes augmentent progressivement, principalement au-dessus et en aval du tas, zones où elles influencent la redistribution locale des contraintes et le transport sédimentaire. Pendant et après le pic de crue, ces structures deviennent à la fois plus étendues et plus intenses, en particulier sur le tas, ce qui peut correspondre à l'accélération de l'érosion et du déplacement des sédiments observée sur la figure IV-13. L'alternance et l'amplification des éjections et des sweeps traduisent l'effet de l'instationnarité du débit sur la dynamique turbulente et sont probablement responsables des pics de débit sédimentaire observés, liés à des décrochages massifs de grains visibles sur les vidéos du tas. Ces observations sont cohérentes avec les travaux de Sumer et al. (2003) et Schmeeckle (2014), qui montrent que l'intensification des sweeps favorise l'arrachement des particules et la pénétration du courant dans les interstices du lit, en particulier pour des tas de grains homogènes et relativement poreux.

Ces observations suggèrent que la mise en mouvement du tas ne peut pas être expliquée uniquement par les contraintes moyennes de l'écoulement sur le fond. L'instationnarité du débit contribue à la formation de structures turbulentes plus intenses, qui peuvent favoriser localement la mobilisation du sédiment. La montée en débit semble accentuer l'apparition de ces structures, mais leur rôle dans le transport reste difficile à quantifier. La variabilité spatiale (Pähtz et al., 2020) et temporelle de l'écoulement rend la prédiction du transport sédimentaire à partir des seuls variations de débits ou contraintes moyennes incertaine, même si le transport global peut être estimé à partir de valeurs moyennes. Une approche quantitative, prenant en compte la fréquence et l'intensité de ces événements instationnaires pour différents types de montée en crue, permettrait de mieux caractériser les conditions de déstabilisation du tas.

IV.4 Conclusions

Ce chapitre a permis de développer une première compréhension des mécanismes de transport sédimentaire sous conditions instationnaires, en combinant l'analyse du transport diffus sur fond rugueux et l'étude du comportement d'un tas sédimentaire soumis à différents hydrogrammes de crue. L'ensemble des résultats montre que la forme de l'hydrogramme, et en particulier le temps de montée du débit, joue un rôle déterminant dans la réponse hydrosédimentaire du système. Les hydrogrammes à montée rapide induisent des variations plus marquées que les montées progressives, tant sur le transport d'un dépôt diffus que sur la dynamique du tas, se traduisant par des pics de débit solide et des vitesses élevées d'érosion et de déplacement. Même dans le cas de crues à débit quasi constant, des fluctuations persistent au voisinage du pic de crue, indiquant que l'instationnarité est associée à toute variation de débit et qu'il est important de la quantifier pour la minimiser. De plus, les analyses ont mis en évidence un décalage temporel entre l'évolution du débit et la réponse hydrosédimentaire, caractérisé par un retard des pics de débit solide et des vitesses de transport par rapport au pic de crue, retard particulièrement important lors des montées rapides. Ce déphasage se traduit par une intensification des pics de déplacement et d'érosion du tas après le pic de débit,

période durant laquelle les fluctuations hydrodynamiques atteignent leur intensité maximale. Les observations autour du tas montrent que ces événements ne peuvent être expliqués totalement par les valeurs moyennes de contrainte de cisaillement. Ils sont liés à la dynamique temporelle de l'écoulement et à l'intensification de structures turbulentes, telles que les éjections et les sweeps. Ces structures génèrent des accélérations du fluide supérieures aux contraintes moyennes, capables de mobiliser des particules isolées ou de petits groupes, provoquant des épisodes ponctuels de déstabilisation, d'érosion et de déplacement du tas. La répartition spatiale des rugosités du lit amplifie ces mécanismes, créant des zones de contraintes hétérogènes à l'origine de réponses sédimentaires non uniformes. La physique de la déstabilisation repose principalement sur les phénomènes transitoires et les gradients locaux (Pähtz et al., 2020), ce qui souligne les limites des paramètres d'instationnarité avec des paramètres globaux comme β définis pour représenter ces variations ponctuelles.

Malgré la forte variabilité induite par les phénomènes instationnaires, le bilan global de sédiments déplacés reste principalement contrôlé par l'énergie fournie par l'hydrogramme, caractérisée par le travail hydraulique W_l. La relation établie entre W_s^* et W_l montre que, malgré l'existence de pics ponctuels d'accélération du transport et de transport post-crue, la masse totale de sédiments déplacée demeure proportionnelle au travail de l'hydrogramme. Cette relation confirme que W_l constitue un indicateur pertinent du transport global, tout en soulignant ses limites pour la prédiction des pics, qui dépendent de la forme de l'hydrogramme, de la vitesse de montée et de la disponibilité des sédiments. En effet, les hydrogrammes à montée rapide génèrent des pics de déplacement et d'érosion supérieurs à la référence, tandis que les montées progressives produisent des effets plus modérés mais répartis sur une durée plus longue. Lorsque le débit dépasse largement le seuil de mobilisation, la majorité des grains mobilisables est déjà en mouvement, et les fluctuations locales n'apportent plus de contribution significative au transport total, se traduisant principalement par le détachement ponctuel de particules en surface. L'ensemble de ces résultats souligne la nécessité de considérer simultanément les processus instationnaires et le bilan global pour une représentation fidèle du transport sédimentaire lors des crues.

Pour finir, l'analyse du comportement du tas révèle également que le débit maximal conditionne le mode de transport dominant. Pour des débits inférieurs ou proches de 13 $l \cdot s^{-1}$, le tas reste à la limite de stabilité et seuls les effets instationnaires induisent un léger déplacement, rapidement stabilisé. Autour de 15 $l \cdot s^{-1}$, le transport solide est initié, le tas migre principalement pendant la phase instationnaire, puis sa vitesse diminue une fois le palier atteint, tandis que l'érosion progressive entraîne une dispersion du dépôt. Pour des débits supérieurs à 18 $l \cdot s^{-1}$, le travail de l'hydrogramme permet une migration cohérente du tas sur une distance importante jusqu'à ce que sa hauteur résiduelle atteigne environ 5 mm. En dessous de ce seuil, le transport ne se fait plus en masse compacte mais par le mouvement de particules isolées, conduisant à une dispersion progressive sur le lit. Ces observations confirment que le débit maximal détermine le mode de transport dominant, tandis que le temps de montée module la temporalité et l'intensité des processus.

En conclusion, cette étude montre que la dynamique du transport sédimentaire résulte de l'interaction entre les variations temporelles rapides du débit, principalement modulées par le temps de montée t_m et le transport global, contrôlé par le travail hydraulique W_l. Les résultats constituent une base de données expérimentales fiable, susceptible d'alimenter le développement de modèles prenant en compte les effets de

l'instationnarité dans la mobilisation des sédiments lors d'hydrogrammes naturels. Pour aller plus loin, il serait pertinent de quantifier comment le temps de montée influence la fréquence et l'intensité des structures turbulentes, telles que les sweeps et les éjections, autour des formes et des rugosités du lit. Ces structures perturbent l'écoulement et génèrent des pics ponctuels de transport solide, responsables de la déstabilisation et du déplacement des sédiments. Une meilleure compréhension de ce lien mécanistique entre t_m, turbulence locale et réponse sédimentaire permettra de développer des modèles, capables de relier la dynamique instationnaire aux effets ponctuels sur la mise en mouvement et le transport de sédiments.

Conclusions et Perspectives

L'objectif principal de cette thèse était d'améliorer la compréhension du transport sédimentaire en conditions de débit variable, dans le cadre de la restauration et de la pérennisation des frayères sur des cours d'eau affectés par des ouvrages transversaux. Cette problématique s'inscrit dans un contexte où les modèles classiques de transport solide restent calibrés sur des écoulements stationnaires et ne prennent pas en compte les effets des variations rapides de débit et des phases transitoires des crues. La littérature montre que ces modèles sont insuffisants pour représenter les phénomènes observés lors des crues naturelles. Les phénomènes tels que l'hystérésis, les pics de transport et de contrainte de cisaillement, ainsi que les décalages temporels dans la survenue de ces pics sont encore mal appréhendés. Pour répondre à cette problématique, la thèse s'est attachée à identifier et quantifier les mécanismes instationnaires contrôlant la mobilisation des sédiments et à relier ces processus aux paramètres des hydrogrammes, considérés comme caractéristiques de l'instationnarité de l'écoulement.

Pour atteindre ces objectifs, une démarche méthodologique combinant observations *in situ* et expérimentations en laboratoire a été développée. L'instrumentation du site de la Maronne, suivi par l'Office Français de la biodiversité (OFB), a fourni des données permettant de dimensionner un modèle expérimental. Cette approche expérimentale contrôlée a permis de reproduire les événements hydrologiques et d'étudier la dynamique des sédiments sous différentes conditions instationnaires. Le modèle expérimental a consisté à construire un "jumeau hydraulique" du site de la Maronne, intégrant la rugosité du lit, les caractéristiques granulométriques des apports et les hydrogrammes représentatifs de la rivière. La similitude hydraulique a été assurée en respectant le nombre de Froude, garantissant la fidélité des écoulements à surface libre, tandis que l'application du critère de Shields a permis de conserver, à l'échelle expérimentale, un niveau de mobilité sédimentaire représentatif de la réalité. Dans ces conditions, différents hydrogrammes ont été reproduits en pilotant la pompe du canal hydraulique de l'Institut Pprime, de manière à contrôler les variations de débit et de hauteur d'eau observées dans la nature. Cette configuration a permis d'observer et de quantifier le mouvement sédimentaire — qu'il s'agisse du déplacement de grains ou de la déstabilisation d'un tas — sur un fond rugueux soumis à des hydrogrammes réalistes. L'évolution des grandeurs hydrodynamiques et sédimentaires a ensuite été suivie grâce à l'association de plusieurs techniques complémentaires. La vélocimétrie par imagerie de particules (PIV) a permis l'analyse des champs de vitesse et des structures turbulentes, associées à la contrainte de cisaillement, tandis que le suivi optique a permis de suivre le déplacement des particules et des tas, mettant en évidence les seuils de mise en mouvement et les variations de transport solide. Enfin, le suivi morphologique du tas a permis de quantifier les vitesses d'érosion et de migration, permettant de caractériser les processus de transport induits par les différents types d'hydrogrammes. La mise en place de ces approches a ainsi permis d'étudier les mécanismes du transport sédimentaire instationnaire et leur lien avec les variations locales des vitesses de l'écoulement et de la contrainte.

L'analyse des mesures hydrodynamiques montre que la réponse de l'écoulement aux hydrogrammes instationnaires dépend en premier lieu de la pente de montée du débit. Les crues à montée rapide génèrent des pics de vitesse et de contrainte de cisaillement

supérieurs à ceux observés en régime permanent, en particulier à proximité du fond rugueux. Dans cette zone, l'inertie locale de l'écoulement pourrait résulter de la dynamique des structures turbulentes, dont l'intensité et la taille augmentent pendant la phase de montée du cycle (Dunbar et al., 2023), augmentant les contraintes de cisaillement sur le lit. Cette hypothèse pourrait contribuer à expliquer le décalage temporel observé entre la réponse du fond et celle de la surface, se traduisant par une hystérésis de type antihoraire, ainsi que la prolongation du transport solide après le pic de débit. À l'inverse, les crues à montée progressive induisent des variations plus modérées et continues des grandeurs hydrodynamiques, traduisant une adaptation plus homogène et plus synchrone du fluide et du lit à l'évolution du débit. Ces différences de réponse hydrodynamique se retrouvent dans la dynamique instantanée du transport sédimentaire. Les hydrogrammes à montée rapide sont associés à des pics de transport, à une intensification de l'érosion et à une accélération de la migration des tas sédimentaires, en lien avec les dépassements ponctuels de contrainte générés par l'instationnarité. Ces effets restent toutefois localisés dans le temps et principalement associés à la phase ascendante de l'hydrogramme, qui exerce un contrôle sur la mise en mouvement et la dispersion des particules. Indépendamment des variations de trasnport solide dues à l'instationnarité de l'hydrogramme, le processus dominant de déplacement sédimentaire est avant tout contrôlé par le débit maximal. Pour des débits élevés, supérieurs à 18 $l.s^{-1}$, le seuil de mise en mouvement est largement dépassé, favorisant une migration cohérente des tas sur de longues distances. À l'inverse, pour des débits intermédiaires, autour de 15 $l.s^{-1}$, le seuil n'est atteint que pour une fraction des grains, conduisant à des déplacements isolés et dispersés, dominés par l'érosion de la surface du tas. Pour des débits plus faibles, proches de 13 $l.s^{-1}$, le tas atteint rapidement une phase de stabilisation après une érosion initiale induite par les fluctuations instationnaires, sans migration significative. Malgré la forte variabilité temporelle du transport et la présence de pics ponctuels associés aux phases instationnaires, la masse totale de sédiments déplacée peut être principalement quantifiée par le travail hydraulique W_l fourni par l'hydrogramme. La relation entre W_l et la masse totale transportée confirme que ce paramètre constitue un indicateur pertinent du transport global, tandis que l'instationnarité module essentiellement la temporalité et l'intensité du transport solide, en perturbant faiblement le bilan sédimentaire total. Ces résultats soulignent ainsi la nécessité de distinguer les effets instationnaires ponctuels des processus globaux qui gouvernent le transport sédimentaire soumis à des écoulements à débit variable.

L'ensemble des résultats obtenus, mis en regard des observations de terrain, permet de dégager deux conclusions pour la gestion des apports sédimentaires et la pérennisation des frayères. Les expériences montrent que des crues correspondant à des débits supérieurs à 15 $l{\cdot}s^{-1}$ dans le canal, soit environ 50 $m^3{\cdot}s^{-1}$ à l'échelle du site selon la similitude adoptée, entraînent l'érosion des tas sédimentaires. Cela suggère que, lorsque ces seuils de débit sont dépassés, l'érosion devient probable, indépendamment de la pente de montée de la crue. En revanche, pour des hydrogrammes associés à des débits plus modérés, de l'ordre de 40 $m^3{\cdot}s^{-1}$ à l'échelle réelle, les effets érosifs globaux apparaissent moins marqués, bien que la stabilité du tas reste influencée par l'instationnarité de la montée en débit. La seconde conclusion concerne l'estimation du transport sédimentaire global. Les résultats présentés dans ce manuscrit montrent que, malgré les pics de transport liés à l'instationnarité des écoulements, la masse totale de sédiments transportée reste principalement contrôlée par le travail hydraulique W_l. L'utilisation d'approches stationnaires pour estimer le transport solide total apparaît ainsi pertinente à l'échelle de la crue. Si cette relation est transposable aux conditions naturelles, elle

constitue une base intéressante pour estimer le débit solide à partir de paramètres hydrologiques, sans nécessiter de description détaillée des fluctuations instationnaires.

Les résultats de cette thèse ouvrent plusieurs perspectives scientifiques et opérationnelles pour le transport sédimentaire instationnaire. En effet, il est pertinent d'étendre les expérimentations à des conditions proches des seuils de mise en mouvement des sédiments ou de stabilité des structures. Travailler avec une contrainte moyenne modérée permet de limiter le transport global et d'isoler les effets de l'instationnarité, notamment la pente de montée des hydrogrammes et les fluctuations turbulentes. L'étude de la dynamique des structures turbulentes proches du fond et de leur interaction avec la rugosité est importante pour comprendre les mécanismes transitoires responsables des pics de transport. Des expériences sur lits fixes ou rugosités artificielles pourraient dissocier les effets hydrodynamiques de ceux du transport solide et quantifier la distribution spatiale et temporelle de la contrainte de cisaillement. Une autre perspective concerne le développement d'un modèle numérique calibré sur les données expérimentales. Dans un premier temps, les simulations numériques, basées sur les mêmes conditions expérimentales, permettraient de répéter et d'étendre les configurations, d'explorer la variabilité des processus et de constituer une base de données plus complète. Ces informations serviraient ensuite à calibrer et valider un modèle paramétrique capable de relier la dynamique instationnaire de l'écoulement aux effets ponctuels sur la mise en mouvement et le transport des sédiments. Les variables à considérer dans ce travail combiné numérique/expérimental sont la pente de montée des hydrogrammes, le débit maximal et le travail hydraulique. Les effets des structures turbulentes pourraient quant à eux être étudiés en termes de variations locales de la contrainte de cisaillement, liées à la forme du fond rugueux, en s'appuyant sur les paramètres proposés par Forooghi et al. (2017). Sur le plan opérationnel, les résultats soulignent l'importance de prendre en compte la variabilité spatiale et temporelle des contraintes hydrauliques pour la conception et la pérennisation des frayères. En effet, les zones présentant des variations de contrainte moins importantes, comme certaines zones latérales du chenal, pourraient offrir une meilleure résilience face aux crues. Les méthodes d'enrochement ou de protection mécanique restent pertinentes, mais il serait également intéressant d'évaluer expérimentalement l'influence de la forme des dépôts afin d'identifier des configurations plus stables, capables de résister aux pics de contrainte tout en favorisant la reproduction piscicole. Ces investigations pourraient porter sur l'effet de la forme des amas (longueur, largeur, hauteur) et sur leur orientation, notamment en lien avec la pente de l'apport sédimentaire en amont. Réalisées en laboratoire ou sur le terrain, elles permettraient de déterminer des configurations optimales pour limiter l'érosion tout en maintenant la fonctionnalité écologique. L'intégration de ces données expérimentales à des modèles numériques offrirait la possibilité de simuler différentes dispositions et scénarios, et d'orienter plus efficacement l'implantation des frayères. Cette démarche constituerait ainsi une base solide pour affiner les recommandations relatives à la création et à la gestion durable des habitats aquatiques.

Bibliographie

Abdelaziz, M., Djenidi, L., Ghayesh, M. H., & Chin, R. (2024). On predictive models for the equivalent sand grain roughness for wall-bounded turbulent flows. *Physics of Fluids*, *36*(1), 015125. https://doi.org/10.1063/5.0178798

Aghaei Jouybari, M., Yuan, J., Brereton, G. J., & Murillo, M. S. (2021). Data-driven prediction of the equivalent sand-grain height in rough-wall turbulent flows. *Journal of Fluid Mechanics*, *912*, A8. https://doi.org/10.1017/jfm.2020.1085

Ahanger, M. A., Asawa, G. L., & Lone, M. A. (2008). Experimental study of sediment transport hysteresis. *Journal of Hydraulic Research*, *46*(5), 628-635. https://doi.org/10.3826/jhr.2008.3185

Alexander, J., & Cooker, M. J. (2016). Moving boulders in flash floods and estimating flow conditions using boulders in ancient deposits. *Sedimentology*, *63*(6), 1582-1595. https://doi.org/10.1111/sed.12274

Ancey, C. (2016). *Mécanique des fluides : "Une introduction à l'hydraulique pour les ingénieurs civils"*. École polytechnique fédérale de Lausanne. https://fr.scribd.com/doc/117600859/Notes-de-cours-de-mecanique-des-fluides

Auzerais, A. (2017). *Impact d'un cylindre vertical sur la dynamique sédimentaire sous l'action d'un courant* [Thèse de doctorat, Normandie Université]. https://theses.hal.science/tel-01593479

Bagnold, R. A. (1980). An empirical correlation of bedload transport rates in flumes and natural rivers. *Proceedings of the Royal Society of London. A. Mathematical and Physical Sciences*, *372*(1751), 453-473. https://doi.org/10.1098/rspa.1980.0122

Bailly, C., & Comte-Bellot, G. (2003). Turbulence (CNRS éditions). *Sciences et techniques de l'ingénieur*.

Barneveld, H. J., Frings, R. M., Mosselman, E., Venditti, J. G., Kleinhans, M. G., Blom, A., Schielen, R. M. J., Toonen, W. H. J., Meijer, D., Paarlberg, A. J., van Denderen, R. P., de Jong, J. S., Beemster, J. G. W., Melsen, L. A., & Hoitink, A. J. F. (2025). Extreme river flood exposes latent erosion risk. *Nature*, *644*(8076), 391-397. https://doi.org/10.1038/s41586-025-09305-3

Bhavith, K., Prashanth Pai, M., Sudheer, M., Ramachandra, C. G., Maruthi Prashanth, B. H., & BKiran Kumar, B. (2024). The Effect of Metal Filler on the Mechanical Performance of Epoxy Resin Composites. *Engineering Proceedings*, *59*(1), 200. https://doi.org/10.3390/engproc2023059200

Blackwelder, R. F., & Kaplan, R. E. (1976). On the wall structure of the turbulent boundary layer. *Journal of Fluid Mechanics*, *76*(1), 89-112. https://doi.org/10.1017/S0022112076003145

Blondeaux, P., & Vittori, G. (1991). Vorticity dynamics in an oscillatory flow over a rippled bed. *Journal of Fluid Mechanics*, *226*, 257-289. https://doi.org/10.1017/S0022112091002380

Bombar, G. (2016). The Hysteresis and Shear Velocity in Unsteady Flows. *Journal of Applied Fluid Mechanics*, *9*(2), 839-853. https://doi.org/10.18869/acadpub.jafm.68.225.24454

Bombar, G., Elçi, Ş., Tayfur, G., Güney, M. Ş., & Bor, A. (2011). Experimental and Numerical Investigation of Bed-Load Transport under Unsteady Flows. *Journal of Hydraulic Engineering*, *137*(10), 1276-1282. https://doi.org/10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0000412

Bombar, G., Ozgenc Aksoy, A., & Güney, M. Ş. (2023). Effects of Flow Unsteadiness on the Transport of Bimodal Bed Material. *Turkish Journal of Civil Engineering*, *34*(6), 99-128. https://doi.org/10.18400/tjce.1226516

Bon, G. (2025). *Etude de colmatage de prises d'eau ichtyocompatibles de centrales hydroélectriques : Influences des conditions d'écoulement* [Thèse de doctorat, Université de Poitiers]. https://hal.science/tel-05111291

Boutault, F., Lascaux, J.-M., Guerri, O., Kardacz, J., Moinot, F., Thomas, M., & Verdeyroux, P. (2022). *Expertise bio-hydromorphologique post-crue sur la rivière Maronne en aval du barrage d'Hautefage et propositions de gestion hydrosédimentaire*. https://doi.org/10.13140/RG.2.2.34663.93606

Brakenridge, G. R. (2016). Global active archive of large flood events. *DFO - Flood Observatory, University of Colorado, USA*. http://floodobservatory.colorado.edu/Archives/

Brownlie, W. R. (1981). *Compilation of alluvial channel data : Laboratory and field*. California Institute of Technology. https://doi.org/10.7907/Z96T0JM1

Buffington, J. M., & Montgomery, D. R. (1997). A systematic analysis of eight decades of incipient motion studies, with special reference to gravel-bedded rivers. *Water Resources Research*, *33*(8), 1993-2029. https://doi.org/10.1029/96WR03190

Cai, W.-H., Li, F.-C., Zhang, H.-N., Li, X.-B., Yu, B., Wei, J.-J., Kawaguchi, Y., & Hishida, K. (2009). Study on the characteristics of turbulent drag-reducing channel flow by particle image velocimetry combining with proper orthogonal decomposition analysis. *Physics of Fluids*, *21*(11), 115103. https://doi.org/10.1063/1.3263706

Camenen, B. (2009). Estimation of the wave-related ripple characteristics and induced bed shear stress. *Estuarine, Coastal and Shelf Science*, *84*(4), 553-564. https://doi.org/10.1016/j.ecss.2009.07.022

Camenen, B., & Larson, M. (2005). A general formula for non-cohesive bed load sediment transport. *Estuarine, Coastal and Shelf Science*, *63*(1-2), 249-260.

Chagot, L. (2019). *Ecoulement sur canopées faiblement immergées : De la turbulence aux lois de frottement* [Thèse de doctorat, Institut National Polytechnique de Toulouse]. https://theses.hal.science/tel-04161695

Chanson, H., & Docherty, N. J. (2010). Unsteady turbulence in tidal bores : Ensemble-average or VITA? *17th Australasian Fluid Mechanics Conference*, 387-390. https://api.semanticscholar.org/CorpusID:28622688

Chézy, A. (1776). Formula to find the uniform velocity that the water will have in a ditch or in a canal of which the slope is known. *Journal Association of Engineering Societies*, *18*.

Christoffersen, J. B., & Jonsson, I. G. (1985). Bed friction and dissipation in a combined current and wave motion. *Ocean Engineering*, *12*(5), 387-423. https://doi.org/10.1016/0029-8018(85)90002-2

Clauser, F. H. (1956). The Turbulent Boundary Layer. *Advances in Applied Mechanics*, *4*, 1-51. https://doi.org/10.1016/S0065-2156(08)70370-3

Cohen, H., & Laronne, J. B. (2005). High rates of sediment transport by flashfloods in the Southern Judean Desert, Israel. *Hydrological Processes: An International Journal*, *19*(8), 1687-1702. https://doi.org/10.1002/hyp.5630

Colebrook, C. F., & White, C. M. (1937). Experiments with fluid friction in roughened pipes. *Proceedings of the Royal Society of London. Series A - Mathematical and Physical Sciences*, *161*(906), 367-381. https://doi.org/10.1098/rspa.1937.0150

Coles, D. (1956). The law of the wake in the turbulent boundary layer. *Journal of Fluid Mechanics*, *1*(2), 191-226. https://doi.org/10.1017/S0022112056000135

Craya, M. (1948). Similitude des modèles fluviaux à fond fixe. *La Houille Blanche*, *4*, 335-346. https://doi.org/10.1051/lhb/1948044

Davies-Colley, R. J., Bell, R. G., & Donnison, A. M. (1994). Sunlight Inactivation of Enterococci and Fecal Coliforms in Sewage Effluent Diluted in Seawater. *Applied*

and Environmental Microbiology, *60*(6), 2049-2058. https://doi.org/10.1128/aem.60.6.2049-2058.1994

De Sutter, R., Verhoeven, R., & Krein, A. (2001). Simulation of sediment transport during flood events : Laboratory work and field experiments. *Hydrological Sciences Journal*, *46*(4), 599-610. https://doi.org/10.1080/02626660109492853

Devaux, Y. (2018). *Influence des caractéristiques turbulentes d'un écoulement sur l'érosion, la déformation et le transport d'un lit sédimentaire* [Thèse de doctorat, Université de Poitiers]. https://theses.hal.science/tel-02044235

Dey, S., & Ali, S. Z. (2017). Mechanics of Sediment Transport : Particle Scale of Entrainment to Continuum Scale of Bedload Flux. *Journal of Engineering Mechanics*, *143*(11), 04017127. https://doi.org/10.1061/(ASCE)EM.1943-7889.0001343

Doppler, D., Loiseleux, T., Gondret, P., & Rabaud, M. (2004). Incipient grain transport and pattern formation at a sand surface sheared by a continuous laminar flow. Part 2 : Large bed slope. Avalanche dominated regime. *Proceedings of the 2nd International Workshop on Marine Sandwave and River Dune Dynamics*. https://www.researchgate.net/publication/237339171_Incipient_grain_transport_and_pattern_formation_at_a_sand_surface_sheared_by_a_continuous_laminar_flow_Part_II_Large_bed_slope_Avalanche_dominated_regimes

Downs, P. W., & Soar, P. J. (2021). Beyond Stationarity : Influence of Flow History and Sediment Supply on Coarse Bedload Transport. *Water Resources Research*, *57*(2), e2020WR027774. https://doi.org/10.1029/2020WR027774

Doyle, E. E., Cronin, S. J., & Thouret, J.-C. (2011). Defining conditions for bulking and debulking in lahars. *GSA Bulletin*, *123*(7-8), 1234-1246. https://doi.org/10.1130/B30227.1

Dunbar, D., Van der A, D. A., Scandura, P., & O'Donoghue, T. (2023). An experimental and numerical study of turbulent oscillatory flow over an irregular rough wall. *Journal of Fluid Mechanics*, *955*, A33. https://doi.org/10.1017/jfm.2022.1090

Dyer, K. R. (1986). *Coastal and estuarine sediment dynamics*. Wiley.

ECOGEA. (2012). *Étude de l'évolution en fonction du débit des paramètres hydromorphologiques et de la fonctionnalité des habitats piscicoles du tronçon court-circuité de Hautefage sur la Maronne* [Rapport d'ingénierie]. ECOGEA.

Einstein, H. A. (1950). *The bed-load function for sediment transportation in open channel flows* (No. 1026). United States Department of Agriculture. https://doi.org/10.22004/AG.ECON.156389

Engel, P., & Lau, Y. L. (1980). *Efficiency of Basket Type Bed Load Samplers*. National Water Research Institute Canada Centre for Inland waters. https://publications.gc.ca/collections/collection_2024/eccc/en36/En36-539-98-1980-eng.pdf

Engelund, F., & Hansen, E. (1967). A monograph on sediment transport in alluvial streams. *Technical University of Denmark*. https://resolver.tudelft.nl/uuid:81101b08-04b5-4082-9121-861949c336c9

Esmaili, K., Shafai Bejestan, M., & Kashefipoor, M. (2008). A model for predicting the bed load in ephemeral rivers (in Persian). *Journal of Water and Soil*, *22*(2). https://doi.org/10.22067/jsw.v0i22.1020

Farnebäck, G. (2003). Two-Frame Motion Estimation Based on Polynomial Expansion. In J. Bigun & T. Gustavsson (Éds.), *Scandidinavian conference on Image Analysis* (Vol. 2749, p. 363-370). Springer. https://doi.org/10.1007/3-540-45103-X_50

Fenton, J. D. (2010). Calculating resistance to flow in open channels. *Alternative Hydraulics*, *2*. https://johndfenton.com/Papers/02-Calculating-resistance-to-flow-in-open-channels.pdf

Ferguson, R. I., Hardy, R. J., Hodge, R. A., Houseago, R. C., Yager, E. M., & Yamasaki, T. N. (2024). Predicting flow resistance in rough-bed rivers from topographic roughness : Review and open questions. *Earth Surface Processes and Landforms*, *49*(15), 4888-4907. https://doi.org/10.1002/esp.6016

Flack, K. A. (2018). Moving beyond Moody. *Journal of Fluid Mechanics*, *842*, 1-4. https://doi.org/10.1017/jfm.2018.154

Flack, K. A., & Schultz, M. P. (2010). Review of Hydraulic Roughness Scales in the Fully Rough Regime. *Journal of Fluids Engineering*, *132*(4). https://doi.org/10.1115/1.4001492

Forooghi, P., Stroh, A., Magagnato, F., Jakirlić, S., & Frohnapfel, B. (2017). Toward a Universal Roughness Correlation. *Journal of Fluids Engineering*, *139*(12). https://doi.org/10.1115/1.4037280

Franklin, E. M., & Charru, F. (2011). Subaqueous barchan dunes in turbulent shear flow. Part 1. Dune motion. *Journal of Fluid Mechanics*, *675*, 199-222. https://doi.org/10.1017/S0022112011000139

Froude, W. (1877). *Experiments upon the effect produced on the wave-making resistance of ships by length of parallel middle body*. Institution of Naval Architects.

Gomit, G., Carini, M., Baker, N., Leclaire, B., Acher, G., Chatellier, L., & David, L. (2018). Comparaison de méthodes d'évaluation de la pression à partir de mesures PIV. *16ème Congrès Francophone de Techniques Laser pour la mécanique des fluides*. https://hal.science/hal-02097665

Gorrick, S., & Rodríguez, J. F. (2014). Scaling of sediment dynamics in a laboratory model of a sand-bed stream. *Journal of Hydro-Environment Research*, *8*(2), 77-87. https://doi.org/10.1016/j.jher.2013.12.001

Graf, W. H., & Suszka, L. (1985). Unsteady flow and its effect on sediment transport. *Proceedings of the 21st IAHR World Congress*, 540-544. https://www.iahr.org/library/infor?pid=33479

Grimardias, D. (2009). *Rôle de l'hétérogénéité de l'habitat dans le succès des tactiques alternatives de reproduction du saumon atlantique (Salmo salar L.)* [Thèse de doctorat, Université de Pau et des Pays de l'Adour]. https://hal.inrae.fr/tel-02823447

Gunsolus, E. H., & Binns, A. D. (2018). Effect of morphologic and hydraulic factors on hysteresis of sediment transport rates in alluvial streams. *River Research and Applications*, *34*(2), 183-192. https://doi.org/10.1002/rra.3184

Hamidouche, S. (2013). *Étude expérimentale et numérique de l'écoulement autour d'une ride isolée* [Thèse de doctorat, Université de Poitiers]. https://theses.fr/2013POIT2311

Hamidouche, S., Calluaud, D., Pineau, G., & Texier, A. (2018). Study of instantaneous flow behind a single fixed ripple. *Journal of Hydro-environment Research*, *19*, 117-127. https://doi.org/10.1016/j.jher.2018.03.002

Hassan, M. A., Li, W., Viparelli, E., An, C., & Mitchell, A. J. (2023). Influence of Sediment Supply Timing on Bedload Transport and Bed Surface Texture During a Single Experimental Hydrograph in Gravel Bed Rivers. *Water Resources Research*, *59*(12). https://doi.org/10.1029/2023WR035406

Heller, V. (2011). Scale effects in physical hydraulic engineering models. *Journal of Hydraulic Research*, *49*(3), 293-306. https://doi.org/10.1080/00221686.2011.578914

Heller, V. (2017). Self-similarity and Reynolds number invariance in Froude modelling. *Journal of Hydraulic Research*, *55*(3), 293-309. https://doi.org/10.1080/00221686.2016.1250832

Henry, P.-Y., & Aberle, J. (2018). *Hydralab+ Deliverable D8.3 Protocols for scaling morphodynamics in time*. Zenodo. https://doi.org/10.5281/ZENODO.2420824

Hersen, P. (2004). *Morphogenese et Dynamique des Barchanes* [Thèse de doctorat, Université Paris VII]. https://theses.hal.science/tel-00008602

Hjulström, F. (1935). *Studies of the morphological activity of rivers as illustrated by the River Fyris* [Thèse de doctorat, Université de Upsala]. https://paleoarchive.com/literature/Hjulstrom1935-MorphologicalActivityRiversRiverFyris.pdf

Houssais, M., & Lajeunesse, E. (2012). Bedload transport of a bimodal sediment bed. *Journal of Geophysical Research: Earth Surface*, *117*(F4). https://doi.org/10.1029/2012JF002490

Hu, L., Dong, Z., Peng, C., & Wang, L.-P. (2021). Direct Numerical Simulation of Sediment Transport in Turbulent Open Channel Flow Using the Lattice Boltzmann Method. *Fluids*, *6*(6), Article 6. https://doi.org/10.3390/fluids6060217

Humphries, R., Venditti, J. G., Sklar, L. S., & Wooster, J. K. (2012). Experimental evidence for the effect of hydrographs on sediment pulse dynamics in gravel-bedded rivers. *Water Resources Research*, *48*(1). https://doi.org/10.1029/2011WR010419

Jodeau, M. (2007). *Morphodynamique d'un banc de galets en rivière aménagée lors de crues* [Thèse de doctorat, Université Claude Bernard Lyon I]. https://theses.fr/2007LYO10220

Johannot, A. (2021). *Estimation du transport solide en rivière alpine et incertitudes* [Mémoire de master, École nationale du génie de l'eau et de l'environnement de Strasbourg]. https://dumas.ccsd.cnrs.fr/dumas-03603133v1

Jongman, B., Hochrainer-Stigler, S., Feyen, L., Aerts, J. C. J. H., Mechler, R., Botzen, W. J. W., Bouwer, L. M., Pflug, G., Rojas, R., & Ward, P. J. (2014). Increasing stress

on disaster-risk finance due to large floods. *Nature Climate Change*, *4*, 264-268. https://doi.org/10.1038/nclimate2124

Jules, V. (2020). *Écoulement dans un aquifère non confiné profond alimenté par la pluie* [Thèse de doctorat, Université Paris Cité]. https://theses.fr/2020UNIP7074

Kabir, M. R. (1993). *Bed load transport due to unsteady flow* [Thèse de doctorat, Université catholique de Louvain].

Kaddi, Y. (2021). *Modélisation 1D par lit (ISM) d'un réseau hydraulique ramifié maillé : Application au contexte opérationnel de la prévision des fortes crues et des crues de dimensionnement d'ouvrages* [Thèse de doctorat, Université Claude Bernard Lyon 1]. https://theses.hal.science/tel-03637028

Kaddi, Y., Proust, S., Faure, J.-B., & Cierco, F.-X. (2024). Experimental and numerical study of unsteady flows in a compound open channel. *Environmental Fluid Mechanics*, *24*(3), 335-365. https://doi.org/10.1007/s10652-024-09988-8

Kadivar, M., Tormey, D., & McGranaghan, G. (2021). A review on turbulent flow over rough surfaces : Fundamentals and theories. *International Journal of Thermofluids*, *10*. https://doi.org/10.1016/j.ijft.2021.100077

Kadota, A., & Nezu, I. (1999). Three-dimensional structure of space-time correlation on coherent vortices generated behind dune crest. *Journal of Hydraulic Research*, *37*(1), 59-80. https://doi.org/10.1080/00221689909498532

Karimaee Tabarestani, M., & Zarrati, A. R. (2014). Sediment transport during flood event : A review. *International Journal of Environmental Science and Technology*, *12*(2), 775-788. https://doi.org/10.1007/s13762-014-0689-6

Kemmer, G., & Keller, S. (2010). Nonlinear least-squares data fitting in Excel spreadsheets. *Nature Protocols*, *5*(2), 267-281. https://doi.org/10.1038/nprot.2009.182

Kironoto, B., & Graf, W. H. (1994). Turbulence characteristics in rough uniform open-channel flow. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Water Maritime and Energy*, *106*(4), 333-344.

Klewicki, J., Saric, W., Marusic, I., & Eaton, J. (2007). Wall-Bounded Flows. In *Springer Handbook of Experimental Fluid Mechanics* (p. 871-907). Springer. https://doi.org/10.1007/978-3-540-30299-5_12

Kosziwka, K., Cooke, S. J., Smokorowski, K. E., Fischer, F., Dunlop, E. S., Rennie, M. D., & Pratt, T. C. (2024). The spatial extent of Walleye and Lake Sturgeon spawning migrations below a dam in the lower Black Sturgeon River, Lake Superior. *Ecology of Freshwater Fish*, *33*(4), e12792. https://doi.org/10.1111/eff.12792

Kuhnle, R. A. (1992). Fractional transport rates of bedload on Goodwin Creek. *Dynamics of gravel-bed rivers*, 141-155.

Le Guern, J., Rodrigues, S., Tassi, P., Cordier, F., Wintenberger, C. L., & Jugé, P. (2023). Migrating bars influence the formation and dynamics of their peers in large sandy-gravel bed rivers. *Earth Surface Processes and Landforms*, *48*(8), 1512-1525. https://doi.org/10.1002/esp.5563

Le Louvetel-Poilly, J. (2008). *Etude expérimentale du rôle de la turbulence de paroi dans le transport de particules* [Thèse de doctorat, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon]. https://theses.hal.science/tel-00327093

Lecostey, P. (2023). *Étude locale des modes d'érosion d'un sédiment cohésif modèle soumis à un écoulement turbulent ou à des vagues* [Thèse de doctorat, Université de Poitiers]. https://hal.science/tel-04731764

Lee, K. T., Liu, Y.-L., & Cheng, K.-H. (2004). Experimental investigation of bedload transport processes under unsteady flow conditions. *Hydrological Processes*, *18*(13), 2439-2454. https://doi.org/10.1002/hyp.1473

Lefort, P. (2007). Une formule semi-empirique pour le transport solide des rivières et des torrents. *Colloque SHF–Transport solide et gestion des sédiments en milieux naturels et urbains*.

Lejeune, A. (2023). *Étude expérimentale et numérique des écoulements turbulents dans les passes à poissons à double fente verticale* [Thèse de doctorat, Université de Poitiers]. https://theses.fr/s273751

Li, Z., Qian, H., Cao, Z., Liu, H., Pender, G., & Hu, P. (2018). Enhanced bed load sediment transport by unsteady flows in a degrading channel. *International Journal of Sediment Research*, *33*(3), 327-339. https://doi.org/10.1016/j.ijsrc.2018.03.002

Ligrani, P. M., & Moffat, R. J. (1986). Structure of transitionally rough and fully rough turbulent boundary layers. *Journal of Fluid Mechanics*, *162*, 69-98. https://doi.org/10.1017/S0022112086001933

Liu, Z. (1998). *Sediment Transport*. Aalborg Universitetsforlag. https://vbn.aau.dk/ws/portalfiles/portal/257609399/Sediment_Transport.pdf

Lupinski, K., Brousse, G., Maurin, R., Sagnes, P., Courret, D., Cordier, F., Lacaze, L., & Jodeau, M. (2025). Hybrid modeling for in situ artificial fish spawning ground stabilization. *River Research and Applications*, *41*(4), 864-885. https://doi.org/10.1002/rra.4403

Mao, L. (2018). The effects of flood history on sediment transport in gravel-bed rivers. *Geomorphology*, *322*, 196-205. https://doi.org/10.1016/j.geomorph.2018.08.046

Marchioli, C., & Soldati, A. (2002). Mechanisms for particle transfer and segregation in a turbulent boundary layer. *Journal of fluid Mechanics*, *468*, 283-315. https://doi.org/10.1017/S0022112002001738

McCarron, C. J., Van Landeghem, K. J. J., Baas, J. H., Amoudry, L. O., & Malarkey, J. (2019). The hiding-exposure effect revisited : A method to calculate the mobility of

bimodal sediment mixtures. *Marine Geology*, *410*, 22-31. https://doi.org/10.1016/j.margeo.2018.12.001

Meyer-Peter, E., & Müller, R. (1948). Formulas for bed-load transport. *Second meeting of International Association for Hydraulic Structures Research*. https://resolver.tudelft.nl/uuid:4fda9b61-be28-4703-ab06-43cdc2a21bd7

Miedema, S. (2010). Constructing the Shields curve, a new theoretical approach and its applications. *WODCON XIX*. https://www.researchgate.net/profile/Sape-Miedema/publication/228750218_Constructing_the_Shields_curve_a_new_theoretical_approach_and_its_applications_See_also_other_papers_on_the_Shields_curve/links/5491c4760cf2078d15659f26/Constructing-the-Shields-curve-a-new-theoretical-approach-and-its-applications-See-also-other-papers-on-the-Shields-curve.pdf

Misset, C., Recking, A., Legout, C., Valsangkar, N., Bodereau, N., Zanker, S., Poirel, A., & Borgniet, L. (2019). The dynamics of suspended sediment in a typical Alpine alluvial river reach : Insight from a seasonal survey. *Water Resources Research*, *55*(12), 10918-10934. https://doi.org/10.1029/2019WR025222

Mrokowska, M. M., & Rowiński, P. M. (2019). Impact of Unsteady Flow Events on Bedload Transport : A Review of Laboratory Experiments. *Water*, *11*(5), 907-. https://doi.org/10.3390/w11050907

Mrokowska, M. M., Rowiński, P. M., Książek, L., Strużyński, A., Wyrębek, M., & Radecki-Pawlik, A. (2018). Laboratory studies on bedload transport under unsteady flow conditions. *Journal of Hydrology and Hydromechanics*, *66*(1), 23-31.

Napoli, E., Armenio, V., & Marchis, M. D. (2008). The effect of the slope of irregularly distributed roughness elements on turbulent wall-bounded flows. *Journal of Fluid Mechanics*, *613*, 385-394. https://doi.org/10.1017/S0022112008003571

Nezu, I., Kadota, A., & Nakagawa, H. (1997). Turbulent Structure in Unsteady Depth-Varying Open-Channel Flows. *Journal of Hydraulic Engineering*, *123*(9), 752-763. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(1997)123:9(752)

Nezu, I., & Nakagawa, H. (1993). Basic structure of turbulence in unsteady open channel flows. *Proceedings of 9th International Symposium on Turbulent Shear Flows*.

Nikuradse, J. (1933). Stromungsgesetze in rauhen Rohren. *VDI-Forschungsheft: Germany*, *361*, 1.

Noguchi, K., Nezu, I., & Sanjou, M. (2008). Turbulence structure and fluid–particle interaction in sediment-laden flows over developing sand dunes. *Environmental Fluid Mechanics*, *8*(5), 569-578. https://doi.org/10.1007/s10652-008-9114-3

Oukacine, M. (2020). *Étude expérimentale et numérique des écoulements à surface libre en présence d'obstacles émergés et faiblement submergés* [Thèse de doctorat, Université Paris-Est]. https://pastel.hal.science/tel-02948861v1

Pähtz, T., Clark, A. H., Valyrakis, M., & Durán, O. (2020). The Physics of Sediment Transport Initiation, Cessation, and Entrainment Across Aeolian and Fluvial Environments. *Reviews of Geophysics*, *58*(1). https://doi.org/10.1029/2019RG000679

Parker, G. (1979). Hydraulic geometry of active gravel rivers. *Journal of the Hydraulics Division*, *105*(9), 1185-1201. https://doi.org/10.1061/JYCEAJ.0005275

Parker, G. (1990). Surface-based bedload transport relation for gravel rivers. *Journal of hydraulic research*, *28*(4), 417-436. https://doi.org/10.1080/00221689009499058

Parker, G., Toro-Escobar, C. M., Ramey, M., & Beck, S. (2003). Effect of floodwater extraction on mountain stream morphology. *Journal of Hydraulic Engineering*, *129*(11), 885-895. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(2003)129:11(885)

Pathirana, K. P. P., Ranasinghe, P. C., & Ratnayake, U. R. (2008). Bed Shear Stress in Unsteady Open Channel Flow Over Rough Beds. *Engineer: Journal of the Institution of Engineers*, *41*(1), 7. https://doi.org/10.4038/engineer.v41i1.7078

Pearson, K. (1896). Mathematical contributions to the theory of evolution. III. Regression, heredity, and panmixia. *Philosophical Transactions of the Royal Society of London. Series A*, *187*, 253-318. https://doi.org/10.1098/rsta.1896.0007

Perret, E., Camenen, B., Berni, C., El kadi Abderrezzak, K., & Renard, B. (2023). Uncertainties in Models Predicting Critical Bed Shear Stress of Cohesionless Particles. *Journal of Hydraulic Engineering*, *149*(4). https://doi.org/10.1061/JHEND8.HYENG-13101

Perry, A. E., & Li, J. D. (1990). Experimental support for the attached-eddy hypothesis in zero-pressure-gradient turbulent boundary layers. *Journal of Fluid Mechanics*, *218*, 405-438. https://doi.org/10.1017/S0022112090001057

Phillips, C. B., Hill, K. M., Paola, C., Singer, M. B., & Jerolmack, D. J. (2018). Effect of Flood Hydrograph Duration, Magnitude, and Shape on Bed Load Transport Dynamics. *Geophysical Research Letters*, *45*(16), 8264-8271. https://doi.org/10.1029/2018GL078976

Plumb, B. D., Juez, C., Annable, W. K., McKie, C. W., & Franca, M. J. (2020). The impact of hydrograph variability and frequency on sediment transport dynamics in a gravel-bed flume. *Earth Surface Processes and Landforms*, *45*(4), 816-830. https://doi.org/10.1002/esp.4770

Powell, D. M. (1998). Patterns and processes of sediment sorting in gravel-bed rivers. *Progress in Physical Geography: Earth and Environment*, *22*(1), 1-32. https://doi.org/10.1177/030913339802200101

Prandtl, L. (1905). Uber Flussigkeitsbewegung bei sehr kleiner Reibung. *Verhandl. 3rd Int. Math. Kongr. Heidelberg (1904), Leipzig*. https://cir.nii.ac.jp/crid/1571135650381021312

Prouteau, N. (2024). *Méthodes optiques d'analyse des surfaces appliquées au domaine industriel* [Thèse de doctorat, Université de Poitiers].

Przyborowski, Ł., Nones, M., Mrokowska, M., Książek, L., Phan, C. N., Strużyński, A., Wyrębek, M., Mitka, B., & Wojak, S. (2022). Preliminary evidence on laboratory experiments to detect the impact of transient flow on bedload transport. *Acta Geophysica*, *70*(5), 2311-2324. https://doi.org/10.1007/s11600-022-00743-5

Qu, Z. (2002). *Unsteady open-channel flow over a mobile bed* [Thèse de doctorat, École polytechnique fédérale de Lausanne]. https://doi.org/10.5075/epfl-thesis-2688

Raffel, M., Willert, C. E., Scarano, F., Kähler, C. J., Wereley, S. T., & Kompenhans, J. (2018). PIV Uncertainty and Measurement Accuracy. In M. Raffel, C. E. Willert, F. Scarano, C. J. Kähler, S. T. Wereley, & J. Kompenhans (Éds.), *Particle Image Velocimetry* (p. 203-241). Springer. https://doi.org/10.1007/978-3-319-68852-7_6

Recking, A. (2013). Simple method for calculating reach-averaged bed-load transport. *Journal of Hydraulic Engineering*, *139*(1), 70-75. https://doi.org/10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0000653

Recking, A. (2017). *Éléments de géomorphologie fluviale. Cahier 2 : La granulométrie des cours d'eau (et sa mesure)* [Rapport d'ingénierie]. IRSTEA. https://www.bedloadweb.com/Granulometrie.pdf

Recking, A. (2022). *Bedloadweb* (Version 3) [Logiciel]. INRAE. https://www.bedloadweb.com/

Recking, A., Piton, G., Vazquez-Tarrio, D., & Parker, G. (2016). Quantifying the morphological print of bedload transport. *Earth Surface Processes and Landforms*, *41*(6), 809-822. https://doi.org/10.1002/esp.3869

Redolfi, M., Bertoldi, W., Tubino, M., & Welber, M. (2018). Bed Load Variability and Morphology of Gravel Bed Rivers Subject to Unsteady Flow : A Laboratory Investigation. *Water Resources Research*, *54*(2), 842-862. https://doi.org/10.1002/2017WR021143

Reulet, P., Léon, O., & Chedevergne, F. (2019). Effet de la rugosité sur le frottement pariétal et les transferts de chaleur. *27ème Congrès Français de Thermique*. https://hal.science/hal-02320232

Reynolds, O. (1883). XXIX. An experimental investigation of the circumstances which determine whether the motion of water shall be direct or sinuous, and of the law of resistance in parallel channels. *Philosophical Transactions of the Royal Society of London*, *174*, 935-982. https://doi.org/10.1098/rstl.1883.0029

Rickenmann, D. (1991). Hyperconcentrated flow and sediment transport at steep slopes. *Journal of hydraulic engineering*, *117*(11), 1419-1439. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(1991)117:11(1419)

Robert, A., Roy, A. G., & De Serres, B. (1996). Turbulence at a roughness transition in a depth limited flow over a gravel bed. *Geomorphology*, *16*(2), 175-187. https://doi.org/10.1016/0169-555X(95)00143-S

Šafarek, G. (2020, mars 31). *Not Just Water : When Sediment Flows Too*. World Rivers. https://worldrivers.net/2020/03/31/sediment-transport/

Schmeeckle, M. W. (2014). Numerical simulation of turbulence and sediment transport of medium sand. *Journal of Geophysical Research: Earth Surface*, *119*(6), 1240-1262. https://doi.org/10.1002/2013JF002911

Schocklitsch, A. (1962). Handbuch des wasserbaus. *Speringer, Vienne*, *1*, 173-177.

Shields, A. (1936). *Anwendung der Aehnlichkeitsmechanilr und der Turbulenzforschung ad die Geschiebe—Bewegung*. Mitteilungen der Preussischen Versuchsanstalt fur Nassexbau nd Schiffbau.

Shvidchenko, A. B., & Kopaliani, Z. D. (1998). Hydraulic Modeling of Bed Load Transport in Gravel-Bed Laba River. *Journal of Hydraulic Engineering*, *124*(8), 778-785. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(1998)124:8(778)

Shvidchenko, A. B., Pender, G., & Hoey, T. B. (2001). Critical shear stress for incipient motion of sand/gravel streambeds. *Water Resources Research*, *37*(8), 2273-2283. https://doi.org/10.1029/2000WR000036

Sleath, J. F. A. (1984). *Sea Bed Mechanics*. Wiley.

Smart, G., & Jaeggi, M. (1983). Sedimenttransport in steilen Gerinnen. Sediment Transport on Steep Slopes. *Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie*, *64*, 91-191.

Song, T., & Graf, W. H. (1996). Velocity and Turbulence Distribution in Unsteady Open-Channel Flows. *Journal of Hydraulic Engineering*, *122*(3), 141-154. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(1996)122:3(141)

Soulsby, R. L., & Whitehouse, R. J. (1997). Threshold of sediment motion in coastal environments. *Proceedings of the 13th, Australasian coastal and ocean engineering conference*, 149-154.

Southard, J. (2006). *Introduction to fluid motions, sediment transport and current-generated sedimentary structures*. Massachusetts Institute of Technology. https://ocw.mit.edu/courses/12-090-introduction-to-fluid-motions-sediment-transport-and-current-generated-sedimentary-structures-fall-2006/

Stefanyshyn, D. V., Khodnevich, Y. V., & Korbutiak, V. M. (2021). Estimating the Chézy roughness coefficient as a characteristic of hydraulic resistance to flow in river channels : A general overview, existing challenges, and ways of their overcoming.

Екологічна безпека та природокористування, *39*(3), 16-43. https://doi.org/10.32347/2411-4049.2021.3.16-43

Stewart, M. T., Cameron, S. M., Nikora, V. I., Zampiron, A., & Marusic, I. (2019). Hydraulic resistance in open-channel flows over self-affine rough beds. *Journal of Hydraulic Research*, *57*(2), 183-196. https://doi.org/10.1080/00221686.2018.1473296

Stoesser, T., Braun, C., García-Villalba, M., & Rodi, W. (2008). Turbulence Structures in Flow over Two-Dimensional Dunes. *Journal of Hydraulic Engineering*, *134*(1), 42-55. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(2008)134:1(42)

Strickler, A. (1923). Contributions to the question of velocity formula and the roughness numbers for rivers, channels and pipes. In *Mitteilung 16* (No. 16). Amt für Wasserwirtschaft.

Sumer, B. M., Chua, L. H. C., Cheng, N.-S., & Fredsøe, J. (2003). Influence of turbulence on bed load sediment transport. *Journal of Hydraulic Engineering*, *129*(8), 585-596. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(2003)129:8(585)

Sun, R., Xiao, H., & Strom, K. (2018). *Particle dynamics in self-generated dunes over a range of hydraulic and sediment transport conditions using LES--DEM* (No. arXiv:1610.03397). arXiv. https://doi.org/10.48550/arXiv.1610.03397

Takahashi, H. (1969). Theory of one-dimensional unsteady flows in a prismatic open channel. *Ann. Dis. Prev. Res. Inst., Kyoto University*, *12*, 515-527.

Terwisscha van Scheltinga, R. C., Coco, G., Kleinhans, M. G., & Friedrich, H. (2022). Sediment Transport on a Sand Bed With Dunes : Deformation and Translation Fluxes. *Journal of Geophysical Research: Earth Surface*, *127*(3), e2021JF006292. https://doi.org/10.1029/2021JF006292

Vah, M., Khoury, A., Jarno, A., & Marin, F. (2022). A visual method for threshold detection of sediment motion in a flume experiment without human interference.

Earth Surface Processes and Landforms, *47*(7), 1778-1789. https://doi.org/10.1002/esp.5346

Van Rijn, L. C. (1984). Sediment transport, part I: bed load transport. *Journal of hydraulic engineering*, *110*(10), 1431-1456. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(1984)110:10(1431)

Vázquez-Tarrío, D., Carrero-Carralero, E., López, R., Ville, F., Vericat, D., & Batalla, R. J. (2024). A Field-Based Estimation of the Variability of Particle Entrainment in Coarse-Bed Rivers. *Journal of Geophysical Research: Earth Surface*, *129*(10), e2024JF007695. https://doi.org/10.1029/2024JF007695

Wang, L., Cuthbertson, A. J., Pender, G., & Cao, Z. (2015). Experimental investigations of graded sediment transport under unsteady flow hydrographs. *International Journal of Sediment Research*, *30*(4), 306-320. https://doi.org/10.1016/j.ijsrc.2015.03.010

Wang, L., Wang, D., Cuthbertson, A., Zhong, D., & Pender, G. (2021). Hysteretic Implications for Graded Bed Load Sediment Transport in Symmetrical Hydrograph Flows. *Frontiers in Environmental Science*, *9*. https://doi.org/10.3389/fenvs.2021.800832

Waters, K. A., & Curran, J. C. (2015). Linking bed morphology changes of two sediment mixtures to sediment transport predictions in unsteady flows. *Water Resources Research*, *51*(4), 2724-2741. https://doi.org/10.1002/2014WR016083

Wentworth, C. K. (1922). A scale of grade and class terms for clastic sediments. *The journal of geology*, *30*(5), 377-392. https://doi.org/10.1086/622910

White, C. (1940). The equilibrium of grains on the bed of a stream. *Proceedings of the Royal Society of London. Series A. Mathematical and Physical Sciences*, *174*(958), 322-338.

Wilcock, P., Pitlick, J., & Cui, Y. (2009). Sediment transport primer : Estimating bed-material transport in gravel-bed rivers. *Gen. Tech. Rep. RMRS-GTR-226. Fort Collins, CO: U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Rocky Mountain Research Station. 78 p., 226*. https://doi.org/10.2737/RMRS-GTR-226

Wilcock, P. R., & Crowe, J. C. (2003). Surface-based transport model for mixed-size sediment. *Journal of hydraulic engineering*, *129*(2), 120-128.

Williamson, J. (1951). The laws of flow in rough pipes. *La Houille Blanche*, *37*(5), 738-757.

Wong, M., & Parker, G. (2006). Reanalysis and Correction of Bed-Load Relation of Meyer-Peter and Müller Using Their Own Database. *Journal of Hydraulic Engineering*, *132*(11), 1159-1168. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(2006)132:11(1159)

Wren, D. G., Kuhnle, R. A., Langendoen, E. J., & McAlpin, T. O. (2024). Sediment Transport and Bed Topography for Realistic Unsteady Flow Hydrographs of Varying Length in a Laboratory Flume. *Journal of Hydraulic Engineering*, *150*(4), 04024018. https://doi.org/10.1061/JHEND8.HYENG-13769

Wren, D. G., McAlpin, T. O., Langendoen, E. J., & Kuhnle, R. A. (2025). Effects of Three Repeated Unsteady Flow Hydrographs on Sand Bed Topography and Sediment Transport in a Laboratory Flume. *Journal of Hydraulic Engineering*, *151*(3), 04025007. https://doi.org/10.1061/JHEND8.HYENG-14138

Yager, E. M., Kenworthy, M., & Monsalve, A. (2015). Taking the river inside : Fundamental advances from laboratory experiments in measuring and understanding bedload transport processes. *Geomorphology*, *244*, 21-32. https://doi.org/10.1016/j.geomorph.2015.04.002

Yalin, M. (1972). *Mechanics of sediment transport*. Pergamon Press.

Yang, X. I. A., Zhang, W., Yuan, J., & Kunz, R. F. (2023). In Search of a Universal Rough Wall Model. *Journal of Fluids Engineering*, *145*(101302). https://doi.org/10.1115/1.4062820

Zhang, C., Miorini, R., & Katz, J. (2015). Integrating Mach–Zehnder interferometry with TPIV to measure the time-resolved deformation of a compliant wall along with the 3D velocity field in a turbulent channel flow. *Experiments in Fluids*, *56*. https://doi.org/10.1007/s00348-015-2072-x

Zielinski, D. P., & Freiburger, C. (2021). Advances in fish passage in the Great Lakes basin. *Journal of Great Lakes Research*, *47*, S439-S447. https://doi.org/10.1016/j.jglr.2020.03.008