



HAL
open science

Estimation de débit et mesure de vitesse en rivière par Large-Scale Particle Image Velocimetry

Alexandre Hauet

► **To cite this version:**

Alexandre Hauet. Estimation de débit et mesure de vitesse en rivière par Large-Scale Particle Image Velocimetry. Hydrologie. Institut National Polytechnique de Grenoble - INPG, 2006. Français. NNT : . tel-00116889

HAL Id: tel-00116889

<https://theses.hal.science/tel-00116889>

Submitted on 28 Nov 2006

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

« *To measure is to know* »

Lord Kelvin, 1883

*A mes parents,
pour leur soutien.*

Remerciements

Je remercie les membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à mes travaux de thèse. Peter Van Der Beek m'a fait l'honneur de présider ce jury. Je le remercie pour sa lecture du manuscrit et ses questions. Bien que son échelle de recherche soit celle des temps géologiques et la mienne celle du temps de l'ingénierie, notre objet d'étude est commun : la rivière. Géologue de formation, il m'a été très agréable de franchir l'étape de la thèse sous la présidence d'un de mes anciens professeurs.

Pascal Kosuth a rapporté ce travail. Sa connaissance des techniques de télédétection en rivière a enrichi le manuscrit. Je le remercie pour sa lecture attentive, son rapport détaillé et pour les questions pertinentes posées lors de la soutenance. J'ai grandement apprécié son expérience de la mesure indirecte et son expertise dans le domaine de l'incertitude de la mesure.

Je remercie Marc Parlange, rapporteur de ce travail, d'avoir pris le temps de relire mes travaux. Avoir l'avis d'un scientifique aussi multidisciplinaire que lui m'a été très enrichissant.

David Hurther a examiné mon travail et je l'en remercie. Il a apporté "la touche" de mécanique des fluides et a su pointer des perspectives passionnantes pour la technique LSPIV. Durant ma thèse, j'ai grandement apprécié ses qualités scientifiques et humaines, sa sympathie et sa disponibilité pour m'expliquer des mécanismes de turbulence de grande échelle en rivière qui me semblaient si obscurs.

Cette thèse a été réalisée, à Grenoble, sous la direction de Jean-Dominique Creutin et Philippe Belleudy. Je remercie Philippe pour m'avoir introduit à l'hydraulique fluviale. Entre son passé de modélisateur et ses travaux d'observation de terrain actuels, il a su me faire partager sa passion pour les rivières. Et puis Philippe, c'est aussi un encadrant qui ne manque pas d'humour, qui sait conserver et partager un enthousiasme fort face au travail. Je remercie Jean-Dominique pour m'avoir fait confiance sur ce sujet qui lui tenait très à coeur. Sa position de directeur de laboratoire ne lui a pas laissé le temps qu'il aurait aimé avoir pour participer plus à mes travaux, néanmoins, nos échanges scientifiques ont été fructueux et j'ai grandement apprécié sa vision de l'hydrométrie et plus généralement de la rivière. Je le remercie également pour m'avoir donné la possibilité de faire un séjour à Iowa City.

J'ai passé un an de ma thèse à l'IIHR d'Iowa City, sous l'encadrement de Marian Muste. Au delà d'un scientifique dont j'admire les travaux, l'énergie et l'enthousiasme, Marian est devenu un ami. Je le remercie pour son implication dans mon travail et pour avoir fait le déplacement pour ma soutenance de thèse. Nos collaborations vont continuer et je m'en réjouis. Thank you Marian!

Que ce soit à Grenoble ou Iowa City, l'élément clé qui m'a permis de surmonter les moments difficiles et résoudre des problèmes, ce sont les collègues. Mes sincères remerciements vont à l'équipe LSPIV de l'IIHR : Anton Kruger, qui m'a particulièrement encadré pendant mon premier séjour, Allen Bradley, Witold Krajewski et Mark Wilson. Youngsung Kim m'a assisté pour la plupart des expériences réalisées en Iowa. Sur le terrain ou en labo, même après des journées de douze heures passées les mains dans l'eau froide, il a toujours gardé sa bonne humeur et son humour coréen ! Merci aux PhD students de l'IIHR. Ils ont fait beaucoup d'effort pour m'initier à la culture Iowane (avec plus ou moins de succès : je n'ai jamais réussi à boire un verre entier de root beer !). Merci à mes amis de l'Iowa : Yenory, Anna, Nicole, Clemens, Yves. Vous m'avez fait oublier que le slogan de l'Iowa est « *Where corn is king* » !

Des quatre années passées au LTHE, je n'oublierais pas l'ambiance entre collègues. Merci à tous et particulièrement à Julien et Nico. Et puis il y a les thésards... Ce fut un réel bonheur de partager des moments de vie avec vous, les "anciens", Mathieu, Christophe, Théo, Eddy, Véro, Guillaume, ceux de ma promo, Benoit, Guillaume, Nico, Laurent "Twits" Bonnifait (assimilé thésard), Céline, Manu et Eric et tous les "nouveaux". Un merci particulier à Eddy pour m'avoir supporté dans son bureau et un grand merci à Guillaume pour la collocation d'appart, de bureau et d'idées avec Afric'Impact. Benoit a tenu une place amicale importante et je l'en remercie chaleureusement. Tout le bonheur possible à la petite Emma !!

Comment aurais-je pu survivre sans la musique ? ! ? Exutoire de mes tensions et génératrice de tant de bon moments, jouer avec les copains a complètement fait parti de ma vie de thésard. Les groupes plus fous les uns que les autres se sont suivis : les *Grillés à sec*, les *Margouyas* et enfin et surtout *Los Paquitas*. Merci à tous les musiciens mais avant tout amis : Flo, Benoit, Xav', Guillermo, Cyril, Christophe, JV, Andry, Henri, Sandrine, Maria, Léo, Nolwenn. Je n'oublie pas les Pot'quitas. Je me souviendrais longtemps des week-end à Quintal, de chutes malencontreuses de canards... Merci à Ombeline, Flo et au moscatel de Carmen. Por los Paquitas, siempre !!

Olivier, Mathieu, Yann Duf, Fafane, Julien, Yann Duc, Djérem font partie des amis de long-temps et toujours. Merci de m'avoir entouré et supporté !

Ma famille a joué un rôle important dans cette thèse et dans le pot qui a suivi la soutenance. Je remercie Marie, Antoine, Auré et Julien, les Fouques, mes grands-parents. Depuis Mayotte, le soutien de Bérangère a été constant et fort. Je t'en remercie. Bonne chance à toi et Laurent !

Et mes parents : Bernadette et Michel. Merci est un bien petit mot pour tout ce que je vous dois : votre soutien dans tous les projets que j'ai entrepris, vos encouragements, la confiance que vous m'accordez. Vous m'avez dit être fier d'avoir un fils docteur, laissez moi vous dire que le docteur est fier de vous avoir comme parents !!

Merci, enfin, à Marion. La vie avec un thésard n'est pas toujours drôle (surtout la nuit précédant la soutenance !!), mais que de bons moments a t-on passé ensemble ! Merci d'avoir été là, tout le temps.

Merci à tous,

Alexandre

Table des matières

Remerciements	v
Acronymes utilisés	xv
Introduction générale	1
I Contexte de l'étude	7
Introduction de la partie	9
1 L'hydrométrie opérationnelle classique	11
1.1 Définitions	11
1.2 Les méthodes traditionnelles d'estimation du débit des rivières et le matériel	12
1.2.1 La méthode capacitive, ou volumétrique	12
1.2.2 La méthode par dilution	12
1.2.3 La méthode hydraulique	13
1.2.4 La méthode par exploration du champ de vitesse	13
1.3 Les stations permanentes de débit	16
1.3.1 Stations de jaugeage classiques et courbe de tarage	16
2 Limitations des méthodes opérationnelles classiques	17
2.1 L'incertitude sur l'estimation du débit	17
2.2 La variabilité temporelle de la courbe de tarage	17
2.3 Incertitude lors des événements extrêmes	18
2.3.1 L'incertitude en étiage	18
2.3.2 L'incertitude en crue	19
2.4 L'extrapolation douteuse de la courbe de tarage	21
2.5 Les limitations pratiques : des procédures lourdes et chères	22
2.6 Des nouveaux besoins hydrométriques	22
2.6.1 Les échelles de la modélisation hydrologique et hydraulique	22
2.6.2 Lacunes de mesures	23
3 Techniques en développement	25
3.1 Besoin de moderniser l'hydrométrie	25
3.2 Les systèmes de mesure non-intrusifs	26
3.2.1 Bathymétrie et hauteurs d'eau	26
3.2.2 Vitesses et débits	26
3.2.3 Les mesures depuis l'espace	27
3.2.4 Uniquement les vitesses de surface	28
Conclusion de la partie	29

II	L'hydrométrie par analyse d'images	31
	Introduction de la partie	33
4	Etat de l'art	35
4.1	La technique PIV	35
4.1.1	Historique	35
4.1.2	Le matériel	35
4.1.3	L'analyse statistique	36
4.1.4	Du repère pixel au repère métrique	38
4.1.5	Détection des vecteurs erronés	39
4.1.6	Avantages et inconvénients de la mesure PIV	40
4.2	Application aux rivières : LSPIV	41
4.2.1	Concept	41
4.2.2	Méthodologie	41
4.2.3	De la vitesse de surface au débit	42
4.2.4	Différences avec la PIV classique	43
4.3	Revue des travaux LSPIV en rivières	44
4.3.1	Mesure en étiage	44
4.3.2	Mesure en crue	45
4.3.3	Amélioration des courbes de tarage	46
4.3.4	En résumé	47
5	Estimation continue du débit de la rivière Iowa par analyse d'images	49
5.1	Pourquoi cette étude?	49
5.1.1	Les lacunes de connaissance en LSPIV	49
5.1.2	Le site de mesure	49
5.1.3	Le protocole utilisé	52
5.2	Estimation continue, en temps réel, du débit de la rivière Iowa par LSPIV	54
5.2.1	Résumé de l'article et résultats principaux	54
	Real-Time Estimation of the Discharge of the Iowa River using an Image-Based Method	55
5.3	Matériel, algorithmie et architecture du système	80
5.3.1	Architecture du système	80
5.3.2	La base de données	80
5.4	Analyse de la base de données LSPIV	82
5.4.1	Débits instantanés	82
5.4.2	Analyse de la qualité des estimations de débit par LSPIV	83
5.5	Améliorations du système	89
5.5.1	Transformations géométriques	89
5.5.2	LSPIV adaptative	91
5.5.3	Résumé et principaux résultats de l'article	91
	Large Scale Particle Image Velocimetry Using Adaptive Processing of Distorted Images	92
	Conclusion de la partie	107
III	Etude de sensibilité de la technique	109
	Introduction de la partie	111

6	Identification et quantification des sources d'erreur	113
6.1	Les différentes sources d'erreur	113
6.1.1	Illumination	113
6.1.2	Ensemencement	114
6.1.3	Enregistrement	114
6.1.4	Orthorectification	115
6.1.5	Analyse PIV	115
6.1.6	Calcul du débit	116
6.1.7	Tableau récapitulatif des sources d'erreur affectant la mesure LSPIV en général.	116
6.1.8	Et dans notre système LSPIV temps réel?	117
6.2	Analyse du système temps réel : illumination globale	117
6.2.1	Cycles diurne / nocturne	117
6.2.2	Influence de la nébulosité	118
6.3	Analyse du système temps réel : non uniformités locales d'illumination	119
6.3.1	Ombres	119
6.3.2	Reflets	121
6.3.3	Heure de la prise de vue	123
6.3.4	Détection automatique des ombres et reflets	124
6.3.5	Perspectives	126
6.4	Densité de traceur	126
6.4.1	Détection automatique de la densité d'écume	126
6.5	Effet du vent	128
6.6	Quantification de l'effet du vent	129
	A model for correcting the effect of the wind on the LS-PIV free-surface velocity measurements	130
7	Simulateur numérique de la mesure LSPIV	147
7.1	Résumé de l'article et résultats principaux	147
7.1.1	Concept	147
7.1.2	Description du simulateur	147
7.1.3	Objectifs	148
	Sensitivity Study of LSPIV Discharge Measurement Method in Rivers, Applications to the Iowa River	149
	Conclusion de la partie	179
IV	Applications diverses de la méthode LSPIV	181
	Introduction de la partie	183
8	Unité mobile de mesure LSPIV	185
8.1	Problématique	185
8.2	Description de l'unité mobile de mesure LSPIV	185
8.2.1	Résumé de l'article et résultats principaux	185
	Real-Time Stream Monitoring Using Mobile Large-Scale Particle Image Velocimetry	187
8.3	Cas d'étude à Old Man's Creek	199
8.3.1	Introduction	199
8.3.2	Le site de mesure	199
8.3.3	Le dispositif expérimental	200
8.3.4	Résultats	201

8.3.5	Conclusions du cas d'étude	203
8.4	Conclusions sur le LSPIV	205
9	Apports sédimentaires aux bras morts par connexion aval	207
9.1	Contexte de l'étude	207
9.2	Résumé de l'article et résultats principaux	207
	Recirculating flow assessment from aDcp, LS-PIV and 2Dh modelling	209
10	Estimation de la bathymétrie à partir de mesures LSPIV	219
10.1	Contexte de l'étude	219
10.2	Résumé de l'article et principaux résultats	219
	Estimation of the bathymetry of a channel using LSPIV	221
	Conclusion de la partie	237
	Conclusions générales et perspectives	241
	Références bibliographiques	251
	Annexes	257
A	Les appareils photographiques numériques	261
A.1	Principe	261
A.2	Les images	261
A.2.1	Le format PGM	262
A.2.2	Vocabulaire de l'image	263
B	Calibrations de caméra	265
B.1	Description des projections	265
B.2	Changement de repère : du repère espace au repère image	268
B.3	Calibration explicite	271
B.4	Calibration implicite	271
C	Reconstruction d'images corrigées	273
D	Distribution verticale des vitesses	275
D.1	Ecoulement uniforme	275
E	Critères statistiques utilisés	277
E.1	Le biais relatif	277
E.2	Le critère de Nash	277
E.3	Le coefficient de corrélation	278
F	Continuous, Real-Time System for Estimating Discharges in Rivers Using an Image-Based Method	279
G	Guide d'utilisation de l'unité mobile LSPIV	291
	Mobile LSPIV - User Guide	291

Table des figures

1	Les différents états de la rivière. Suivant l'échelle spatiale : (a) torrent de montagne, (b) rivière de piémont en tresse, (c) rivière de plaine méandriforme. Suivant l'échelle temporelle : (d) rivière en étiage, (e) rivière en crue. Crédits photos : R. A. Spicer, M. J. Tricart	3
2	(a) Une réalité complexe (bras de la Loire), (b) la grille de calcul utilisée pour la modélisation par TELEMAC et (c) le champ de vitesses moyennes sorti du modèle. Reste à valider ce résultat... Données de Ph. Belleudy.	5
3	Moulinet de Woltman, 1786. Le diamètre du moulinet est de un pied. Photo : Office Général des eaux et de la Géologie.	5
1.1	Jaugeage par dilution. Un traceur coloré (ici de la fluorescéine verte) est injecté dans l'écoulement de la rivière. Photo : P. Bois, LTHE.	12
1.2	Ralph Parshall, et son célèbre Parshall Flume (Copyright © 1946 CSU/Photography and Digital Imaging).	13
1.3	Le saumon de la station de mesure de Saint Martin d'Hères, France. Photo : A. Hauet.	14
1.4	ADV (à gauche) et ADCP. Photos : Sontek ©.	15
1.5	Zone de la rivière mesurable grâce à l'ADCP.	15
1.6	Couples de mesures simultanées de la hauteur et du débit de la rivière Isère à Saint Martin d'Hères, et ajustement d'une courbe de tarage (Q98) passant au mieux par ces points. Données de Ph. Bois, Professeur à l'ENSHMG.	16
2.1	Évolution de la courbe de tarage en régime non permanent.	18
2.2	Évolution des couples hauteur-débit en étiage pour une rivière à lit alluvial. Cas A : étiage puis fortes eaux et dépôt d'une couche de sédiment sur le fond. Au nouvel étiage, la même hauteur d'eau h1 ne permet plus de faire passer le même débit (coupe transversale au niveau de la section jaugée). Cas B : même chronologie avec création d'un bouchon en aval de la section jaugée lors des hautes eaux. Le même débit Q1 provoque une hauteur d'eau plus importante (profil en long de la rivière).	19
2.3	Crue de l'Ouvèze à Vaison-la-Romaine (photo : M.J. Tricart) et crue du Rhône (photo : Compagnie Nationale du Rhône).	20
2.4	Une laisse de crue sur un mur. Le sédiment transporté par la rivière a marqué la hauteur maximale atteinte lors de la crue (photo : SNNE).	20
2.5	Exemple d'extrapolation douteuse de la courbe de tarage. Les mesures (cercles) ne couvrent qu'une faible gamme de débit. Aux faibles débits, mais surtout aux forts débits, les différentes courbes de tarages (traits noirs) donnent des débits très différents pour la même hauteur d'eau.	21
2.6	Jaugeage du Rhône au moulinet (photo : P. Belleudy) et mesure à l'ADCP depuis un bateau (photo : USGS). L'équipement nécessaire (potence et pont pour le moulinet et bateau pour l'ADCP) est important.	22

3.1	Jaugeage au moulinet depuis un chariot porté par un treuil, en 1909 et 1996... (photos : USGS).	25
3.2	L'hélicoptère et son équipement (antennes Radar et GPR) utilisé par Melcher <i>et al.</i> (2002) (photos : USGS).	27
4.1	Schéma de l'équipement classiquement utilisé pour les expérimentations PIV en laboratoire.	36
4.2	Concept de base de la PIV pour l'identification du déplacement de traceurs de l'écoulement : Les deux images montrent des formes se déplaçant sur deux photographies successives séparées par un intervalle de temps δt . L'aire d'interrogation (en trait plein) définit la taille des traceurs prise en compte dans l'identification des déplacements. Les déplacements possibles sont recherchés au sein de l'aire de recherche, en trait pointillé. La flèche de a_{ij} vers b_{ij} indique le déplacement identifié par PIV. La grille de calcul est représentée en traits pointillés gris.	37
4.3	Calage d'une fonction parabolique du type $R(a, b) = ai^2 + bj^2 + cij + di + ej + f$ sur les valeurs de corrélations aux alentours de la position du maximum de corrélation.	38
4.4	Procédure PIV de laboratoire complète, d'après Ettema <i>et al.</i> (1997).	40
4.5	En crue, les débris flottants, tels des troncs, des feuilles, etc..., servent de traceurs naturels pour l'analyse PIV. Photo de la Cowlitz River, USA (photo USGS).	44
4.6	Formes résultantes de l'éclosion à la surface libre de structures turbulentes cohérentes, comme les boils. Ces formes font de bons traceurs naturels pour la PIV.	44
4.7	Différence quadratique $F(Q)$ entre les estimations de vitesses de surface LSPIV et les simulations de vitesses de surface données par le modèle cinématique, en fonction du débit. L'estimation finale de débit, correspondant au minimum de la fonction $F(Q)$, est $0.187 m^3 s^{-1}$. La mesure au moulinet ($0.192 m^3 s^{-1}$) est indiquée sur la figure. La zone grisée correspond à l'écart type autour de la mesure moulinet. D'après Bradley <i>et al.</i> (2002).	45
4.8	Débit en fonction de la hauteur d'eau pour les mesures de l'USGS (losanges gris) et LSPIV (triangles noirs). Les barres d'erreurs sur les mesures LSPIV indiquent la sensibilité due à l'utilisation d'un coefficient de correction pour obtenir des vitesses verticales moyennes à partir de vitesses de surface. D'après Creutin <i>et al.</i> (2003).	47
4.9	Débits LSPIV comparés à des débits de référence (en échelle normale à gauche et logarithmique à droite), provenant de différentes études, illustrés par une étoile pour Bradley <i>et al.</i> (2002), des croix pour Creutin <i>et al.</i> (2003), des triangles pour Kim (2005) et un cercle pour Fujita et Kawamura (2001). Les traits en pointillés représentent un écart de 10 % à la référence.	48
5.1	Vue du site de mesure. La caméra est placée sur le toit de l'immeuble de IIHR, et pointe vers la rivière. La chute d'eau produisant l'écume est visible à droite.	50
5.2	Bathymétrie de la section en travers utilisée pour le calcul du débit, avec les mesures de Creutin <i>et al.</i> (2003) (étoiles), et celles réalisées en 2004 par théodolite (losanges) et par ADCP (croix).	51
5.3	Chronologie des 272 mesures directes réalisées par l'USGS depuis 1984. Les valeurs les plus fortes correspondent à la crue de 1993 du Mississippi supérieur.	51
5.4	Localisation des points de référence relevés par théodolite sur le terrain.	52
5.5	Définition des divergences selon Fujita (1994).	53
5.6	Organigramme des opérations réalisées par l'ordinateur de calcul. Les boîtes ombrées représentent les programmes, les rectangles représentent les sorties des programmes, et les cylindres représentent les serveurs.	81
5.7	Comparaison des estimations de débits instantanés par mesures LSPIV (croix grises) avec les estimations de référence données par la courbe de tarage.	82

5.8	Chronologie de débit de novembre 2004 à juillet 2006 avec les estimations LSPIV (croix grises) et les estimations via la courbe de tarage (trait noir).	84
5.9	Comparaison des estimations de débit par mesures LSPIV (croix grises) et par mesures directes USGS (triangles) avec les estimations de référence données par la courbe de tarage.	85
5.10	Débits estimés par mesures LSPIV (croix grises) et par mesures directes USGS (triangles) en fonction de la hauteur d'eau. La courbe noire correspond aux estimations de référence via la courbe de tarage.	86
5.11	Résidus des débits estimés par mesures LSPIV (croix grises) et par mesures directes USGS (triangles) en fonction du débit de référence donné par la courbe de tarage. La moyenne flottante (trait plein) et l'écart-type flottant (traits pointillés) sont montrés.	87
5.12	Différence (en m ³ /s) entre les débits estimés par mesures LSPIV et les débits de référence donnés par la courbe de tarage en fonction des débits de référence.	87
5.13	Fonction de densité de probabilité des résidus. La moyenne est -0.46% (trait plein) et l'écart-type 12.5% (trait pointillé).	88
5.14	La rivière Iowa pendant l'étiage d'août 2005, à gauche, et la crue de mai 2005, à droite.	89
6.1	Déformation de la surface libre de l'Arc lors d'une crue. Photo : P. Belleudy.	116
6.2	Illumination globale durant une journée pendant une période estivale (trait plein) et hivernale (trait pointillé).	118
6.3	Zone d'étude pour la comparaison des vitesses LSPIV de surface mesurées en différentes conditions de nébulosité.	119
6.4	Comparaison des vitesses instantanées LSPIV de surface mesurées en différentes conditions de nébulosité.	120
6.5	Photographies du 19 Août 2006, le matin à 8h (à gauche) et le soir à 18h (à droite). Les ombres produites par une usine en rive gauche et l'immeuble d'IIHR en rive gauche se dessinent nettement.	120
6.6	Photographie orthorectifiée (à gauche) et analyse PIV correspondante (à droite). Le contour de l'ombre est visible sur le champ de vitesses de surface. Le trait pointillé indique la ligne de courant utilisée pour l'étude de la figure 6.7.	121
6.7	Suivi des vitesses de surface le long d'une ligne de courant (illustrée en figure 6.6) traversant une zone d'ombre.	121
6.8	Photographie de la rivière Iowa : (a) sans reflet, (b) reflet moyen, faible ombre, (c) fort reflet, forte ombre, (d) faible reflet, ombre moyenne.	122
6.9	Intensité des pixels le long de la ligne pointillée de la figure 6.8(c).	122
6.10	Image orthorectifiée de la rivière avec un reflet (à gauche), et vitesses de surface correspondantes calculées par LSPIV (à droite). Les reflets produisent des zones sans vitesses calculées (identifiées par le trait plein).	123
6.11	Fonction de densité de probabilité des résidus pour les images prises le matin (à gauche), le midi (au centre), et le soir (à droite).	124
6.12	Histogrammes des intensités des pixels des images de la figure 6.8 : (a) sans reflet, (b) reflet moyen, faible ombre, (c) fort reflet, forte ombre, (d) faible reflet, ombre moyenne.	125
6.13	Photographie de la rivière Iowa prise pendant l'étiage d'août 2005, sans écume.	126
6.14	Identification des éléments de la photographie sur un histogramme des intensités de pixels (à gauche), et histogramme de l'image 6.13, sans traceurs (à droite).	127
6.15	Binarisation d'une zone de l'image pour un cas à bonne densité de traceurs (a) et un cas sans traceurs (b).	127
6.16	Rose des vents mesurés par la NOAA à l'aéroport d'Iowa City de novembre 2004 à juin 2006.	128

6.17	Vitesses moyennes des vents selon leurs directions (à gauche) et proportions de mesures de vent faites dans chaque direction (à droite).	128
6.18	Fonction de densité de probabilité des résidus pour les images prises en vent de sud (à gauche), en vent de nord (au centre), et en fort vent (vent de nord et vent de sud, à droite). La moyenne des échantillons est indiquée en trait plein, et les écart-types en pointillés.	129
8.1	Photo du site de mesure à Old Man's Creek le 17 Août 2005. Le pont abritant la station de jaugeage USGS est visible en arrière plan.	200
8.2	Débit moyen mensuel calculé sur la période 1951-2005. La moyenne annuelle est indiquée par un trait plein.	200
8.3	Photographie utilisée pour l'analyse LSPIV (à gauche), et la même image orthorectifiée et reconstituée (à droite).	201
8.4	Distribution moyenne des vitesses en surface obtenue par mesure LSPIV.	202
8.5	Illustration de la bathymétrie de la section en travers (en trait plein), et comparaison des vitesses moyennées sur la profondeur mesurées par LSPIV (triangles) et ADV (cercles).	203
8.6	Les 568 mesures et la courbe de tarage USGS en échelle normale et logarithmique. La dispersion des mesures est très importante en faible hauteur d'eau.	203
10.1	Système de tyrolienne pour déposer des traceurs artificiels (chips de maïs) sur toute la surface de la rivière. Photo : P. Belleudy.	238
10.2	Aspect des surfaces libres pour des écoulements en lit lisse et rugueux (ave deux types de rugosités), pour des hauteurs d'eau de (a) 6 cm, (b) 8cm et (10) 10 cm. D'après Polatel (2006).	249
10.3	Vue de l'Isère avec les marques d'éclosion de structures turbulentes cohérentes à la surface libre mises en évidences par les reflets spéculaires.	250
A.1	Schéma d'un appareil photographique	261
A.2	Échelle de gris utilisée allant de 0 (noir) à 255 (blanc).	262
A.3	Image résultante du script PGM ci dessus.	263
A.4	Système de coordonnées utilisé pour les images. Photo : A. Hauet.	263
B.1	Cartographie du point objet O , appartenant à l'espace objet, en un point I' dans le plan film.	265
B.2	Projection du point I' en un point I dans le plan de projection.	265
B.3	Repère image contenant I et repère espace contenant O .	266
B.4	Condition de colinéarité.	266
B.5	Création d'un repère image en 3D par l'ajout d'un axe \vec{w} .	266
B.6	Rotation autour de l'axe \vec{Z} .	268
B.7	Rotation autour de l'axe \vec{X}' .	269
B.8	Rotation autour de l'axe \vec{f} .	269
C.1	Exemple d'image prise par le système LSPIV temps réel de Hauet <i>et al.</i> (2005) et la même image orthorectifiée reconstituée.	274

Acronymes utilisés

- ADCP** Acoustic Doppler Current Profiler : appareil acoustique de jaugeage basé sur l'effet Doppler.
- ADV** Acoustic Doppler Velocimeter : appareil acoustique de mesure de vitesse ponctuelle de fluide basé sur l'effet Doppler.
- CEMAGREF** Institut de recherche pour l'ingénierie de l'agriculture et de l'environnement, anciennement CEntre national du Machinisme Agricole, du Génie Rural, des Eaux et des Forêts : institut de recherche français, ses thèmes de recherche sont centrés sur l'ingénierie de l'agriculture et l'environnement.
- GPR** Ground Penetrating Radar : Radar à pénétration de sol.
- GRP** Ground Reference Point : points de coordonnées connues dans le repère image et dans le repère espace, utilisés pour l'orthorectification en cartographie.
- IA** Interrogation Area : paramètre de l'analyse PIV.
- IIHR** Iowa Institute of Hydraulic Research : laboratoire de recherche implanté à Iowa City, USA.
- Lidar** LIght Detection and Ranging : système qui utilise les ondes électromagnétiques du domaine du visible pour détecter et déterminer la distance ou la vitesse d'objets.
- LSAPIV** Large Scale Adaptive Particle Image Velocimetry : amélioration de la technique LSPIV développée par Hauet *et al.* (2006).
- LSPIV** Large Scale Particle Image Velocimetry : adaptation de la méthode PIV à l'étude d'objets de grandes échelles, tels que les rivières.
- LTHE** Laboratoire d'étude des Transferts en Hydrologie et Environnement : laboratoire de recherche implanté à Grenoble, France.
- MLSPIV** Mobile Large Scale Particle Image Velocimetry : unité mobile de mesure LSPIV développée à l'IIHR.
- MQD** Minimum Quadratic Difference : technique d'analyse statistique PIV développée par Gui et Merzirch (1996).
- NOAA** National Oceanographic and Atmospheric Administration : agence américaine responsable de l'étude de l'océan et de l'atmosphère.
- OHMCV** Observatoire Hydro-météorologique Méditerranéen Cévennes Vivarais
- PIV** Particle Image Velocimetry : méthode optique de mesure de vitesses dans les fluides.
- Radar** RAdio Detection And Ranging : système qui utilise les ondes radio pour détecter et déterminer la distance ou la vitesse d'objets.
- SA** Searching Area : paramètre de l'analyse PIV.
- USGS** United States Geological Survey : organisme gouvernemental américain qui se consacre aux sciences de la Terre.

Introduction générale

Introduction générale et objectifs

L'objet d'étude de cette thèse est la rivière. “La” rivière ? Ce terme est extrêmement réducteur. En effet, les rivières sont des objets complexes, évoluant suivant deux échelles principales : une échelle spatiale et une échelle temporelle, comme illustré sur la figure 1.

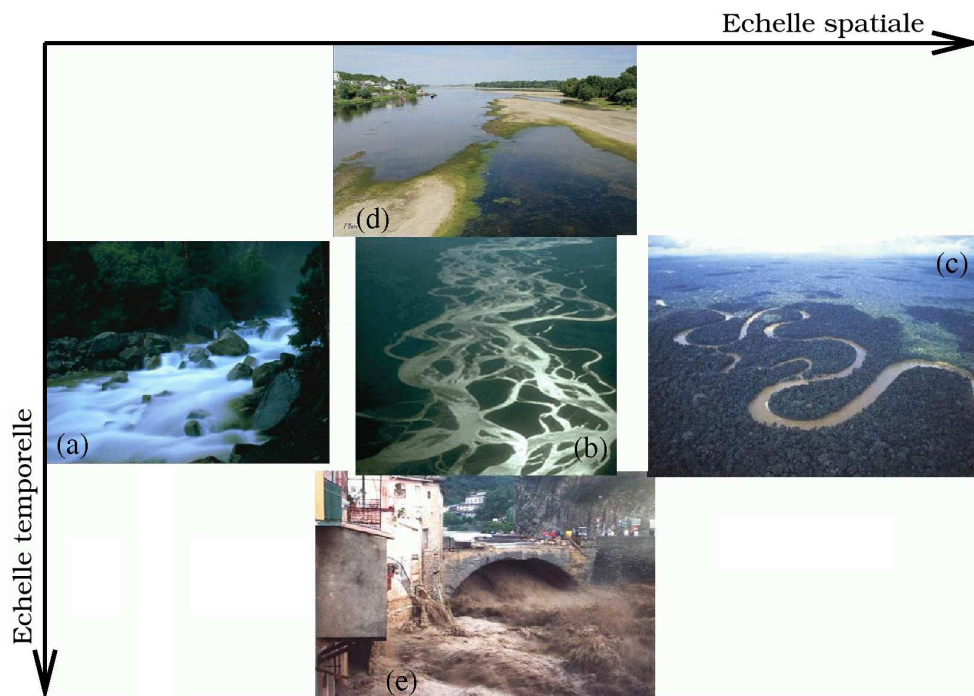


FIG. 1: Les différents états de la rivière. Suivant l'échelle spatiale : (a) torrent de montagne, (b) rivière de piémont en tresse, (c) rivière de plaine méandriforme. Suivant l'échelle temporelle : (d) rivière en étiage, (e) rivière en crue. Crédits photos : R. A. Spicer, M. J. Tricart

L'échelle spatiale est bien représentée par l'évolution de la rivière de sa source à son delta : le petit torrent de montagne va se transformer en rivière de piémont, de forme géomorphologique tressé par exemple, puis, la pente diminuant, en rivière de plaine, au faciès fluvial méandriforme. Les rivières présentent donc des formes géométriques variées.

Sur l'échelle temporelle, un même tronçon d'un cours d'eau verra son écoulement changer grandement entre une situation d'étiage, avec des hauteurs d'eau très faibles, et une situation de crue, avec des hauteurs d'eau importantes, des écoulements très tridimensionnels, des flux complexes en lit majeur, etc...

Une vision historique : l'importance du débit

La première représentation que les scientifiques se sont fait de la rivière est celle de Pierre Perrault, le créateur de l'hydrologie scientifique moderne en France. Dans "De l'origine de fontaines", Perrault (1674) démontre par des données chiffrées que « *la pluie et la fonte des neiges suffisent à alimenter les sources et les rivières* ». Perrault (1674) fit le premier bilan hydrologique connu, appelé avec humour "Le Compte de Perrault" en référence à son célèbre frère Charles, en choisissant le bassin de la Seine. Il montra que l'écoulement annuel du bassin était égal au sixième des précipitations tombées, ce qui est un ordre de grandeur acceptable pour la région considérée. Edme Mariotte prit la suite de ce travail, dans son "Traité du mouvement des eaux et des fluides". Tous deux développèrent **une vision orientée bilan hydrologique** de la rivière, où l'échelle d'étude est la section en travers et la grandeur importante est la quantité d'eau passant par cette section en travers : **le débit**.

Le débit résulte de l'association grandeurs géométriques, forme du fond et hauteur d'eau, et vélocimétriques, distribution des vitesses d'écoulement sur la section en travers. C'est la grandeur définissant le mieux l'état hydrologique du bassin-versant. C'est également la grandeur caractéristique de la ressource en eau (eau potable, irrigation, hydro-électricité) et du risque. En France, les inondations sont le risque naturel le plus dommageable, concernant 13 300 communes dont 300 grandes agglomérations. Fort est de constater que si les crues sont toujours autant dévastatrices (les crues de 2002 ont provoquées, dans le Gard et les départements limitrophes, la mort de 23 personnes ainsi que des dégâts estimés à 1,2 milliard d'euros), c'est que notre connaissance des débits des rivières n'est pas assez bonne. L'énergie mise en oeuvre par les scientifiques, dans le passé et actuellement, dans une optique d'amélioration de l'estimation du débit des rivières est donc complètement justifiée.

Une vision moderne : il ne faut pas résumer la rivière à son débit

Mais une rivière ce n'est pas qu'une quantité d'eau quittant un bassin-versant. Une rivière, ce sont également des écoulements complexes, du transport sédimentaire, de la turbulence, etc... Pour mieux appréhender ces mécanismes complexes, les scientifiques reposent leurs analyses sur des modélisations numériques. Grâce à une puissance de calcul informatique en perpétuelle croissance, de la physique de plus en plus fine et élaborée a pu être intégrée aux modèles, et ceux-ci peuvent donner en sorties des variables très intéressantes comme le champ de vitesse d'un tronçon de rivière illustré dans la figure 2.

Le matériel hydrométrique, qui a peu évolué, ne permet pas l'acquisition de données permettant la validation ou l'infirmité des sorties de modèles. En effet, l'appareil le plus utilisé de manière opérationnelle est le moulinet, qui, dans son concept, n'a pas évolué depuis son invention, en 1786, par Woltman, comme illustré en Figure 3. Le moulinet est un appareil robuste, mais dédié à l'estimation du seul débit (mesure de vitesses unidirectionnelles sur une section en travers). La communauté scientifique a des nouveaux besoins en termes de mesure, et ces besoins ne peuvent être acquis que par le développement de nouvelles technologies de mesures.

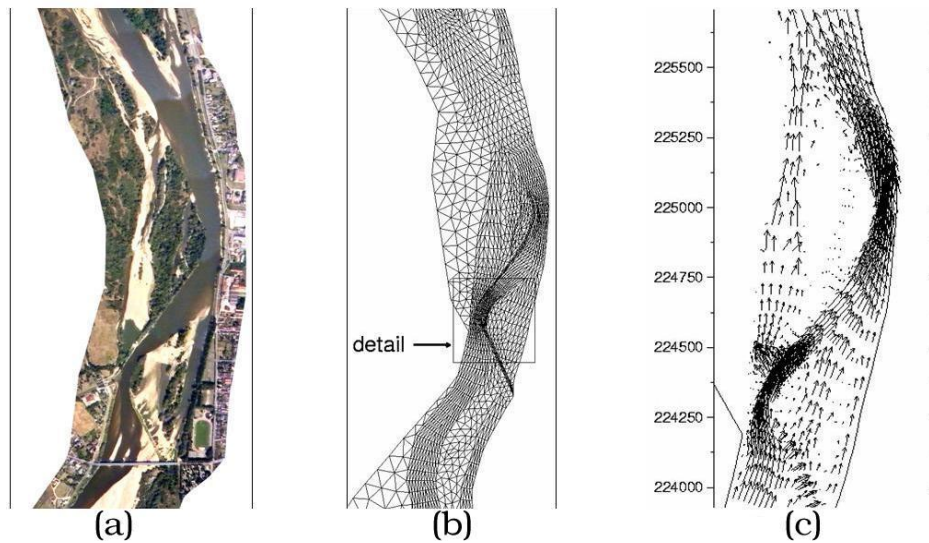


FIG. 2: (a) Une réalité complexe (bras de la Loire), (b) la grille de calcul utilisée pour la modélisation par TELEMAC et (c) le champ de vitesses moyennes sorti du modèle. Reste à valider ce résultat... Données de Ph. Belleudy.

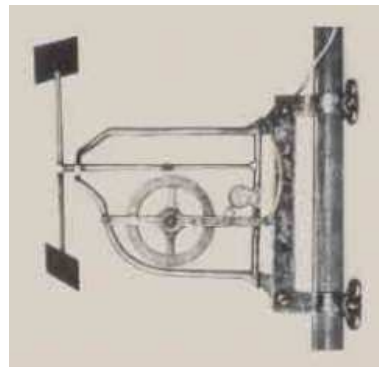


FIG. 3: Moulinet de Woltman, 1786. Le diamètre du moulinet est de un pied. Photo : Office Général des eaux et de la Géologie.

Objectifs de la thèse

L'objectif de cette thèse est donc la **modernisation de l'hydrométrie**. Parmi les techniques en développement, je m'intéresserai à une méthode non-intrusive de mesure de vitesses en surface par analyse d'image, appelée **Large-Scale Particle Image Velocimetry**.

Les objectifs précis sont :

1. développer un système de mesure LSPIV permettant l'estimation en continu et en temps réel du débit d'une rivière ;
2. utiliser ce système pour identifier et quantifier les sources d'erreurs affectant l'estimation de débit par mesure LSPIV ;
3. développer un simulateur numérique de la technique LSPIV afin de procéder à une étude de sensibilité ;

4. développer une unité LSPIV motorisée permettant une mesure LSPIV mobile et des estimations de débit fortement spatialisées ;
5. utiliser les apports de la technique LSPIV en terme de champ instantanés de vitesses de surface pour d'autres applications, telles que du couplage avec de la modélisation hydraulique.

Plan de la thèse

Dans la **première partie** du manuscrit, je détaille le matériel opérationnel classiquement utilisé pour jauger les rivières, c'est à dire les outils que les hydrologues ont en leur possession pour essayer de comprendre les écoulements en rivières. Ce matériel a peu évolué au cours du XXème siècle, et ses limitations, comparés aux besoins en mesures exprimés par la communauté des hydrologues, sont exposées. Des nouvelles techniques ont vu le jour durant les trois dernières décennies et une catégorie d'instruments de mesure extrêmement intéressante est celle des appareils non-intrusifs puisque ces derniers n'ont pas besoin d'être en contact avec l'eau de la rivière, ce qui les protège de nombreux aléas.

Parmi les techniques non-intrusives, ce travail de thèse s'intéresse à l'hydrométrie par analyse d'images. La **seconde partie** du manuscrit présente la technique **Particle Image Velocimetry** (PIV), développée à la base pour l'étude des fluides en laboratoire, et son application à des objets de plus grandes échelles tels que les rivières, d'où l'appellation **Large Scale Particle Image Velocimetry** (LSPIV). Un système d'estimation en continu et en temps réel du débit de la rivière Iowa à Iowa City (USA) est présenté. Ce système représente, en plus d'un défi technologique, un très bon moyen de tester la technique LSPIV dans des conditions non optimales de mesure. Des améliorations concernant le traitement des images et l'algorithmie PIV sont détaillées dans cette partie.

La **troisième partie** est une étude de la sensibilité de la méthode LSPIV. De nombreuses sources d'erreur viennent perturber les estimations de débit lors de mesures en milieu naturel. Ces sources d'erreurs sont identifiées et quantifiées. Pour procéder à une analyse de sensibilité plus fine, j'ai développé un simulateur numérique de la mesure LSPIV, que je décris et teste dans cette troisième partie.

Enfin, la **quatrième partie** rassemble trois études originales. La première présente une unité mobile de LSPIV permettant des mesures de vitesses de surface en des sites différents dans un temps court. Deux cas d'études de cette unité sont détaillés. La seconde étude concerne les lônes (bras mort de rivière) et les processus sédimentaires qui y sont liés grâce à un couplage de mesures LSPIV et de modélisation hydraulique. La troisième étude consiste à estimer la bathymétrie d'un canal à partir des mesures LSPIV des vitesses de surface.

Première partie

Contexte de l'étude

Introduction de la partie

La première partie de ce manuscrit est consacrée à l'hydrométrie opérationnelle classique. L'hydrométrie est l'art de mesurer des grandeurs caractéristiques relatives à l'état de la rivière grâce à des instruments de mesure.

Le premier chapitre présente le matériel classiquement utilisé pour estimer le débit, ou jauger, les rivières. Les quatre principales méthodes de jaugeage (méthode capacitive, méthode par dilution, méthode hydraulique et méthode par exploration du champ de vitesse) sont détaillées. Dans ce chapitre apparaîtront également les notions de station classique de jaugeage et de courbe de tarage. Le principe des stations classiques de jaugeage repose sur l'hypothèse qu'il existe, à une section donnée, une relation connue et univoque, appelée courbe de tarage, entre la hauteur d'eau et le débit d'une rivière. Une simple mesure de la hauteur permet donc, grâce à la courbe de tarage, l'estimation d'un débit. Une courbe de tarage est construite, pour un site donné, en ajustant une loi, à base physique, sur un échantillon de couples de mesures conjointes de hauteur et de débit.

Malheureusement, le matériel opérationnel classique a de nombreuses limitations. Ce problème est le thème du deuxième chapitre. En plus de l'incertitude associée à l'estimation du débit par l'appareillage classique, les courbes de tarage sont variables dans le temps pour un site donné, ceci du au changement de la bathymétrie du site, ou au régime non permanent des écoulements. Le matériel classique ne permet pas de jauger les événements extrêmes, comme les crues et les étiages, et on doit donc extrapoler, de manière souvent très incertaine, les courbes de tarage hors de leurs gammes jaugées pour estimer des débits extrêmes. Les jaugeages classiques, de par le protocole lourd de la mise en oeuvre du matériel opérationnel classique, sont onéreuses et ne sont pas applicables en tout sites. Enfin, les besoins modernes des hydrologues en mesures, particulièrement pour la modélisation, dépassent les capacités des instruments classiques.

Pour répondre à ces limitations, des nouvelles techniques hydrométriques ont été développées ces 20 dernières années. Le troisième chapitre est un catalogue de systèmes de mesure non-intrusifs, c'est à dire sans contact avec l'eau de la rivière, basés sur l'utilisation des micro-ondes pour la détection de la bathymétrie, de la hauteur d'eau et des vitesses de surface de rivières. Les systèmes non-intrusifs peuvent être aéroportés ou satellitaires, ou simplement installés sur une berge de la rivière, à l'abri des crues.

L'hydrométrie opérationnelle classique

1

1.1 Définitions

L'hydrométrie est une branche de la métrologie, la science de la mesure, qui s'intéresse aux écoulements de l'eau. C'est donc l'art de mesurer des grandeurs caractéristiques relatives à l'état de la rivière grâce à des instruments de mesure. Les grandeurs mesurables dans une rivière sont nombreuses. On distingue :

- les grandeurs caractéristiques de l'écoulement :
 - les grandeurs géométriques telles que la hauteur d'eau de la rivière, la géométrie, la pente et la rugosité du lit ;
 - la vitesse de l'écoulement en un point ;
 - le débit, c'est à dire le volume d'eau passant à travers la section d'un cours d'eau pendant une unité de temps.

$$Q = V/t \quad (1.1)$$

où Q est le débit, exprimé en m^3s^{-1} dans le système international, V le volume (m^3) et t le temps (s).

- les grandeurs caractéristiques des caractères morphologiques :
 - la quantité de matière en suspension ;
 - le transport par charriage ;
- les grandeurs caractéristiques de la qualité, qui sont fondamentales pour l'étude des relations avec le milieu :
 - les matières en suspension encore ;
 - les matières dissoutes (ions, oxygène, etc...)
 - etc...

Ce travail de thèse s'articule autour de la première classe de mesurables, et principalement autour de l'estimation du débit des rivières, ou jaugeage. Autant la hauteur d'eau ou la vitesse ponctuelle sont des grandeurs accessibles par un appareillage simple (voir section 1.2), autant "mesurer" un débit est chose délicate, voir impossible pour de grande rivières, vu les volumes d'eau considérés. On "estimera" (bien que le terme mesure sera souvent utilisé à tort) donc le débit à partir des mesurables plus facilement accessibles, hauteur d'eau et vitesses ponctuelles.

1.2 Les méthodes traditionnelles d'estimation du débit des rivières et le matériel

Je me contenterai, dans ce manuscrit, de décrire sommairement les méthodes et le matériel les plus courants pour l'estimation du débit. Pour une revue plus détaillée, le lecteur pourra se référer à Rantz (1982a) et Rantz (1982b), Audinet (1995) ou Fourquet (2005).

1.2.1 La méthode capacitive, ou volumétrique

La méthode capacitive, ou volumétrique permet une réelle mesure du débit. Elle consiste à mesurer le temps de remplissage par l'écoulement de la rivière d'un volume donné, et d'en déduire le débit selon l'équation 1.1. Le matériel requis est simple : un récipient calibré, et un chronomètre. Cette méthode est simple, rapide et peu coûteuse mais, vu le procédé expérimental, n'est applicable que pour les faibles débits ou les rivières de petites sections.

1.2.2 La méthode par dilution

Cette méthode est basée sur l'étude de la dilution par le courant d'un traceur ajouté avec une concentration et un débit connu dans la rivière (figure 1.1). Le débit se calcule par conservation de la masse. On peut injecter le traceur de manière instantanée ou continue. La méthode



FIG. 1.1: Jaugeage par dilution. Un traceur coloré (ici de la fluorescéine verte) est injecté dans l'écoulement de la rivière. Photo : P. Bois, LTHE.

est particulièrement adaptée aux ruisseaux et torrents de montagne sur lesquels le brassage est important et le débit faible. Un avantage notable de cette méthode est le matériel très réduit mis en oeuvre. Lorsque les conditions de mesure sont optimales, la précision obtenue est très satisfaisante (de l'ordre de 5%). Les sources d'erreur possibles proviennent de mauvaises manipulations à l'injection (injection à débit non constant par exemple), d'une mauvaise appréciation de la distance injection-prélèvement ou encore de l'évolution chimique possible du traceur dans certaines eaux (consommation du traceur par des organismes vivants).

1.2.3 La méthode hydraulique

Cette méthode nécessite la mise en place d'ouvrages de structure bien déterminée pour lesquels le débit peut être obtenu à partir de la hauteur d'eau h mesurée à l'amont de l'ouvrage (figure 1.2). La relation $Q = f(h)$ utilisée pour obtenir le débit en fonction de la hauteur d'eau



FIG. 1.2: Ralph Parshall, et son célèbre Parshall Flume (Copyright © 1946 CSU/Photography and Digital Imaging).

amont provient de résultats d'étalonnages réalisés en laboratoire ou sur le site. Le niveau de précision que l'on peut attendre de cette méthode dépend évidemment du soin apporté dans la réalisation des mesures, mais aussi de la qualité de l'étalonnage préalable et de l'importance de l'écart entre les conditions qui ont prévalu lors de l'étalonnage et les conditions réellement rencontrées lors de la mesure. Pour les rivières importantes, les ouvrages mis en place sont des seuils. Ceux-ci provoquent une discontinuité sédimentaire le long du cours d'eau, aboutissant à un engravement progressif de l'ouvrage (donc à un changement de la loi $Q = f(h)$), et un affouillement en aval.

1.2.4 La méthode par exploration du champ de vitesse

C'est certainement la méthode la plus répandue. Elle s'appuie sur le fait que la vitesse de l'écoulement n'est pas uniforme dans la section transversale du cours d'eau, et qu'il faut explorer le champ de vitesses en réalisant des mesures en différents points de la section, généralement situés le long de verticales (délimitant des sous-sections) judicieusement réparties sur la largeur de la rivière. La connaissance de la largeur de la rivière et de sa profondeur au niveau des verticales de mesure est nécessaire. Le débit s'exprime ainsi :

$$Q = \sum av \quad (1.2)$$

où Q est le débit de la rivière, a est l'aire de chaque sous-section et v est la vitesse moyenne associée à chaque sous-section. Une des principales sources d'erreur de cette méthode réside dans l'interpolation de la géométrie du lit de la rivière et des vitesses ponctuelles mesurées. En effet, il faut, à partir de quelques mesures locales, estimer des profils verticaux continus de vitesse, et interpoler entre chaque profil pour finalement intégrer un champ continu de vitesse sur la section mouillée de la section en travers étudiée.

1.2.4.1 Le moulinet

L'appareil le plus utilisé pour la mesure ponctuelle de la vitesse est le moulinet, c'est à dire un courantomètre à hélice calibré par le constructeur de sorte qu'il existe une relation connue entre la vitesse de rotation de l'hélice et la vitesse du courant. Le moulinet peut se présenter sous forme de micro-moulinet, pour les mesures en petites rivières, ou sous forme de saumon, c'est à dire un corps lesté, en forme d'ogive, équipé d'un moulinet en tête de corps (figure 1.3). Les causes d'erreur lors d'un jaugeage au moulinet peuvent être dues à un mauvais tarage ou un

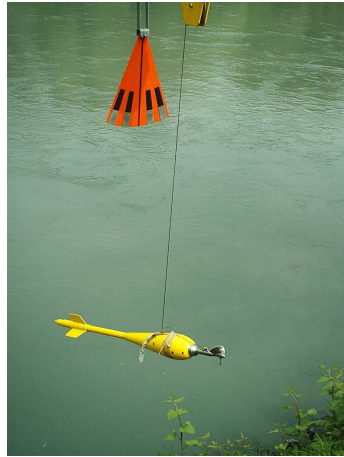


FIG. 1.3: Le saumon de la station de mesure de Saint Martin d'Hères, France. Photo : A. Hauet.

détarage (usure du matériel) du moulinet, ce qui est propre à l'instrument de mesure, ou à un choix non judicieux des points de mesure de la vitesse (il faut toujours bien documenter les zones à fort gradient de vitesse), ce qui est plus général et se réfère au problème d'interpolation des méthodes par exploration du champ de vitesse. Des équations de calcul de l'incertitude d'une mesure au moulinet sont répertoriées dans les normes ISO (Herschy, 2002). Une limitation à l'utilisation du moulinet est le temps important nécessaire pour explorer le champ de vitesse sur une section transversale de rivière (quelques heures).

1.2.4.2 Les velocimètres acoustiques et électromagnétiques

Depuis une vingtaine d'années, l'utilisation d'appareils acoustiques de mesure de vitesse s'est développée. Le principe de l'**A**coustic **D**oppler **V**elocimeter (ADV) ou de l'**A**coustic **D**oppler **C**urrent **P**rofiler (ADCP) (voir par exemple Simpson, 2001, Gonzalez *et al.*, 1996 ou Morlock *et al.*, 2002) repose sur l'analyse Doppler d'une onde acoustique émise par l'appareil dans l'eau et réfléchi par des particules rétrodiffusantes portées par la courant.

Comme pour le moulinet, le mauvais tarage et un mauvais échantillonnage spatial sont des sources d'erreurs. On peut ajouter à ces erreurs des problèmes de réflexion des ondes acoustiques sur le fond, produisant une zone non mesurable d'environ 6% de la profondeur totale, et l'enfoncement d'une partie du corps de l'appareil de mesure dans l'eau, produisant une autre zone non mesurable en sub-surface, comme illustré sur la figure 1.5.



FIG. 1.4: ADV (à gauche) et ADCP. Photos : SonTek ©.

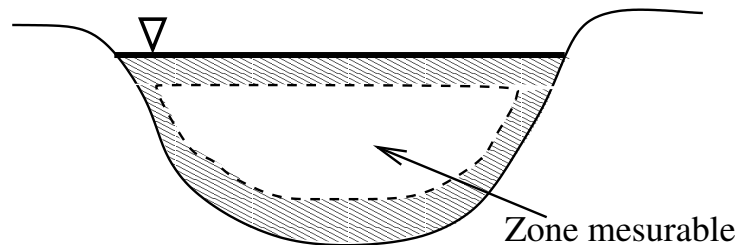


FIG. 1.5: Zone de la rivière mesurable grâce à l'ADCP.

Le courantomètre électromagnétique (sonde électromagnétique associée à un indicateur électronique de vitesse) peut être employé pour mesurer la vitesse de l'écoulement. L'eau, en se déplaçant dans le champ magnétique généré par la sonde, produit une force électromotrice induite proportionnelle à la vitesse de l'écoulement.

Tout ces capteurs sont *intrusifs*, c'est à dire que l'appareil de mesure doit être partiellement ou totalement immergé dans l'eau.

1.2.4.3 La méthode des flotteurs

Archaïque mais essentielle quand aucun des appareillages précédemment cités ne peut être déployé, la méthode des flotteurs consiste à mesurer le temps mis par une particule flottant à la surface de la rivière (traceur naturel comme des débris végétaux, ou flotteur rajouté par le manipulateur) pour parcourir une distance donnée et à en déduire ainsi une vitesse en surface. Une bonne répartition des flotteurs sur la surface de la rivière est nécessaire. Il faut ensuite convertir la vitesse de surface en vitesse moyenne sur la profondeur et connaître la bathymétrie d'une section en travers, pour pouvoir estimer un débit. Dans les meilleures conditions possibles, Rantz (1982a) estime que la précision de cette mesure est d'environ 10%.

1.3 Les stations permanentes de débit

1.3.1 Stations de jaugeage classiques et courbe de tarage

L'objectif premier d'une station de jaugeage est de fournir des estimations de débit en continu. Comme expliqué précédemment, le débit est une variable difficile à mesurer. Le principe des stations classiques de débit repose sur l'hypothèse qu'il existe, à une section donnée, une relation connue et univoque entre la hauteur d'eau et le débit d'une rivière de la forme $Q = f(h)$. Il suffit donc d'établir cette relation hauteur-débit, appelée courbe de tarage, puis d'enregistrer les hauteurs d'eau, simples à mesurer grâce à un capteur limnimétrique type flotteur ou bulle à bulle, pour en déduire un débit. La relation univoque entre la hauteur d'eau et le débit est basée sur des mesures. On utilise une des méthodes présentées en 1.2 pour acquérir plusieurs jaugeages donnant des couples hauteur-débit de bonne qualité (figure 1.6). On ajuste ensuite à ces mesures une équation exprimant le fonctionnement hydraulique de la rivière (type Manning-Strickler par exemple). Est-ce aussi simple que cela ? Bien sûr, non !

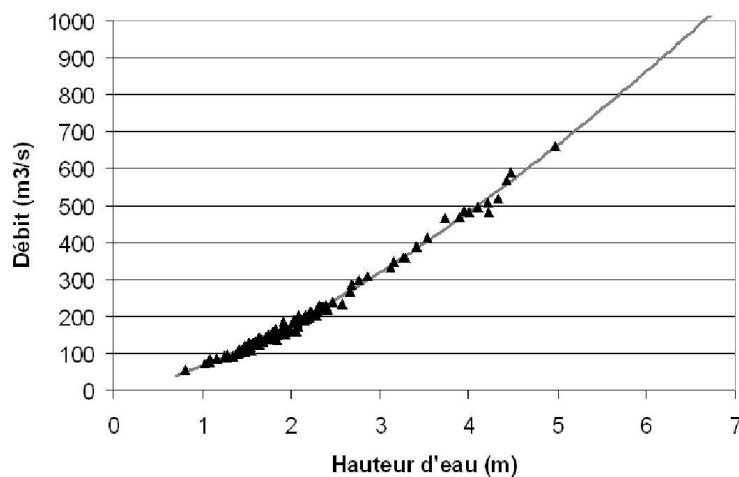


FIG. 1.6: Couples de mesures simultanées de la hauteur et du débit de la rivière Isère à Saint Martin d'Hères, et ajustement d'une courbe de tarage (Q98) passant au mieux par ces points. Données de Ph. Bois, Professeur à l'ENSHMG.

Limitations des méthodes opérationnelles classiques



Tout le problème réside dans l'établissement et l'actualisation de la courbe de tarage. Les limitations principales dues aux méthodes classiques utilisées pour estimer le débit et alimenter une courbe de tarage sont explicitées dans les sous-sections suivantes.

2.1 L'incertitude sur l'estimation du débit

En utilisant la méthode par exploration du champ de vitesses, le débit d'une rivière est acquis avec une précision plus ou moins grande selon :

- l'appareillage utilisé pour les mesures ponctuelles des vitesses et des hauteurs d'eau, et la manière de l'utiliser. Les principales sources d'erreur associées aux différents appareils de mesure ont été expliquées dans la partie précédente. Pour limiter les incertitudes lors de la mesure, des chartes et guides de jaugeage ont été établis par le Ministère de l'Environnement en France (Ministère de l'Environnement, 1998) et par l'United States Geological Survey (USGS) aux USA (Rantz, 1982a) ;
- l'estimation du débit à partir d'un jaugeage, qui est un problème d'interpolation des mesures ponctuelles. Des préconisations concernant ce sujet sont également fournies dans Ministère de l'Environnement (1998) et Rantz (1982a) ;
- la variabilité temporelle de la courbe de tarage liée à l'instabilité de la rivière, comme décrit dans la partie 2.2.

L'incertitude sur l'estimation du débit résulte dans une dispersion de l'ajustement des couples hauteur-débit (figure 1.6). On ajustera donc au mieux la courbe de tarage sur ce nuage de points expérimentaux, avec l'erreur statistique que cela implique (Moyeed et Clarke, 2005).

2.2 La variabilité temporelle de la courbe de tarage

Une estimation de débit se fait ponctuellement dans le temps. On a donc un couple hauteur-débit valable au moment de la mesure (bien qu'entaché d'une erreur). Ce couple reste t'il valable dans le temps ? Cela dépend de la rivière considérée.

Si le lit de la rivière ne varie pas dans le temps, si le régime hydraulique de la rivière n'est pas perturbé par des ouvrages à proximité de la station, alors à une même hauteur d'eau correspondra à peu près toujours le même débit, sous réserve d'une hypothèse de régime permanent. En régime non permanent, c'est à dire en crue ou en décrue, on ne peut plus écrire des relations du type Manning Strickler pour la courbe de tarage car il y a accélération ou décélération (Bois, 2003).

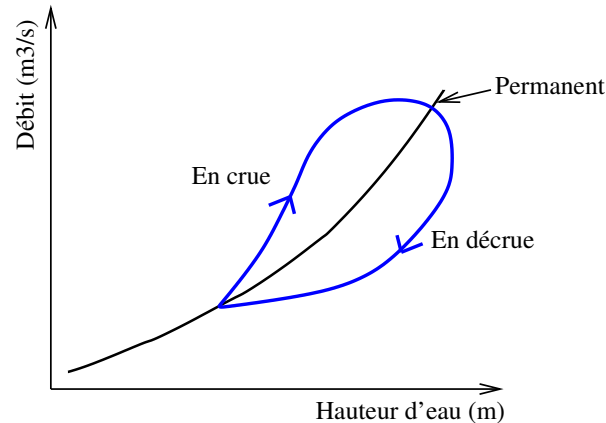


FIG. 2.1: Évolution de la courbe de tarage en régime non permanent.

Si le lit de la rivière n'est pas fixe, sa bathymétrie peut évoluer dans le temps, subissant un enfoncement lors des forts débits et un engravement lors des faibles débits. Au cours de périodes où la végétation aquatique se développe, la rugosité et la largeur efficace du lit changent, et il faut une hauteur d'eau plus importante pour faire passer le même débit (Allain Jegou, 2002). Le débit correspondant à une hauteur donnée change donc au fil du temps.

Il est nécessaire de mettre à jour régulièrement la courbe de tarage d'un site. Hirsch et Costa (2004) préconisent de faire au moins 8 estimations de débit par an par station de jaugeage.

2.3 Incertitude lors des événements extrêmes

2.3.1 L'incertitude en étiage

Les estimations de débit durant les périodes d'étiage avec l'appareillage classique sont difficiles à réaliser car :

- les appareils intrusifs (moulinet ou ADCP) ne sont pas adaptés aux mesures en faible tranche d'eau (il faut une hauteur d'eau minimale pour que l'appareil de mesure soit immergé dans l'eau). La faible largeur du cours d'eau et la faible hauteur d'eau ne permettent pas de suivre les recommandations des chartes d'utilisation du moulinet (Buchanan et Somers, 1969) qui considèrent un nombre minimum de verticales de mesure sur une section transversale, et un nombre minimal de points de mesure sur chaque verticale. Pour l'ADCP, les zones non mesurables (partie 1.2.4.2) deviennent prépondérantes et rendent l'estimation de vitesse impossible.

- la modification de la bathymétrie des chenaux alluviaux durant les périodes de forts débits a des impacts très importants sur la stabilité temporelle des couples hauteur-débit en étiage. Les effets de remous importants en étiage étendent cette caractéristique au cas où la modification bathymétrique se situe parfois plusieurs dizaines de mètres en aval de la section jaugée, comme montré en figure 2.2.

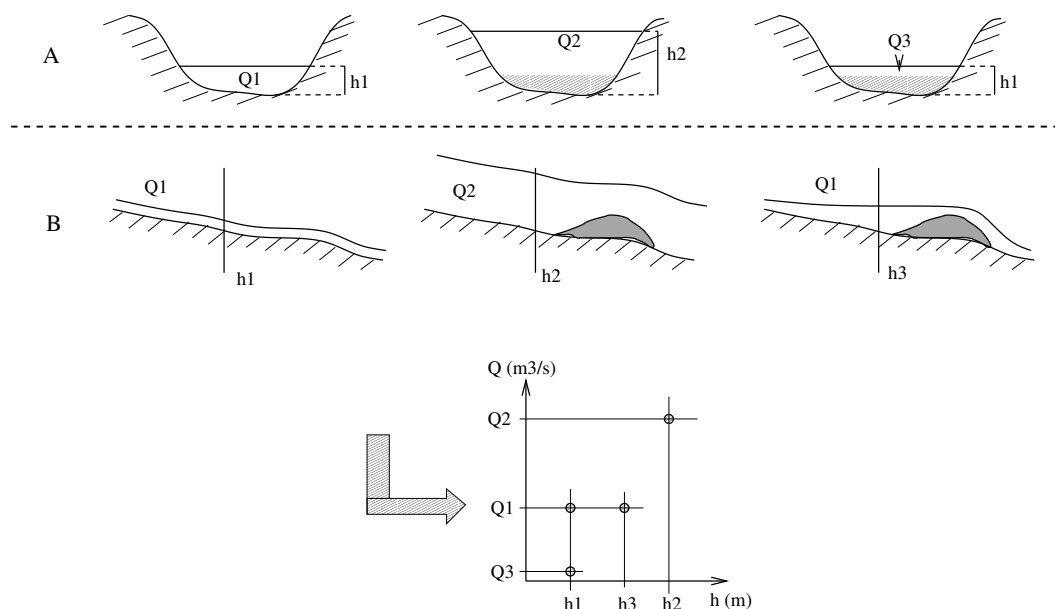


FIG. 2.2: Évolution des couples hauteur-débit en étiage pour une rivière à lit alluvial. Cas A : étiage puis fortes eaux et dépôt d'une couche de sédiment sur le fond. Au nouvel étiage, la même hauteur d'eau h_1 ne permet plus de faire passer le même débit (coupe transversale au niveau de la section jaugée). Cas B : même chronologie avec création d'un bouchon en aval de la section jaugée lors des hautes eaux. Le même débit Q_1 provoque une hauteur d'eau plus importante (profil en long de la rivière).

De plus, les étiages sont des événements extrêmes, avec une période de retour longue et donc peu souvent observables. De ces deux sources d'erreur découle une incertitude très forte dans l'estimation du débit à partir d'une hauteur d'eau via la courbe de tarage en période d'étiage (Pelletier, 1988).

2.3.2 L'incertitude en crue

De même que les étiages, les crues sont des événements extrêmes, à période de retour longue, et donc peu souvent observables et mesurables. Comme on peut le voir sur la figure 2.3, une crue est caractérisée par une hauteur d'eau et des vitesses beaucoup plus importantes qu'en régime hydraulique normal. Dans la majorité des rivières, une crue est également associée à un fort transport de matières solides en suspension ou en charriage, et à un transport de nombreux objets flottants tels que des débris végétaux (feuilles, branches, troncs, etc...) ou des objets anthropiques (bouteilles, sacs plastiques, voitures, etc...). Une mesure précise du débit de crue est essentielle pour valider les modèles hydrologiques sensés les représenter, pour les géomorphologues étudiant l'évolution bathymétrique d'un tronçon de rivière, ou pour les écologistes du milieu fluvial.



FIG. 2.3: Crue de l'Ouvèze à Vaison-la-Romaine (photo : M.J. Tricart) et crue du Rhône (photo : Compagnie Nationale du Rhône).

Creutin *et al.* (2003) expliquent que les mesures intrusives en crue sont impossibles pour au moins deux raisons :

- les fortes vitesses et les débris flottant mettent en danger les opérateurs ou l'équipement en contact avec l'eau ;
- en crue, le débit et la hauteur d'eau de la rivière peuvent varier rapidement et notablement, compromettant la qualité de l'estimation du débit si celle-ci prend trop de temps.

On peut ajouter à cela que, en petits bassins versants à temps de réponse court, la rapidité des montées et descentes de crues fait que la probabilité d'avoir une équipe de jaugeage au bon moment au bon endroit est faible. Ainsi, seulement 20% des stations françaises sont jaugées pour des débits supérieurs aux débits décennaux (source EDF).

La plupart du temps, le débit des pics de crue est estimé par extrapolation de la courbe de tarage, ce qui peut être hasardeux (voir la partie 2.4). Quand la situation est critique, les débits de crue sont estimés à partir de modélisations hydrauliques forcées en entrée par des hauteurs d'eau provenant de mesures intrusives ou de laisses de crue (traces laissées par la rivière au moment de la décrue : dépôt de sédiment contre un mur (figure 2.4), dépôt de branchages ou de flottants en hauteur) si la gamme de mesure des capteurs de hauteur a été dépassée (voir Kean et Smith, 2005).



FIG. 2.4: Une laisse de crue sur un mur. Le sédiment transporté par la rivière a marqué la hauteur maximale atteinte lors de la crue (photo : SNNE).

2.4 L'extrapolation douteuse de la courbe de tarage

Finalement, il est très difficile d'estimer des débits de crue et d'étiage. On a donc une série de couples hauteur-débit limitée dans une gamme où le jaugeage est possible. La courbe de tarage provenant de ces données peut être séparée en deux parties :

- la partie mesurée, qui est soumise aux incertitudes détaillées plus haut ;
- la partie extrapolée, qui est en plus soumise à l'incertitude de l'extrapolation, permettant d'estimer des débits pour des gammes supérieure et inférieure à la gamme jaugée (figure 2.5).

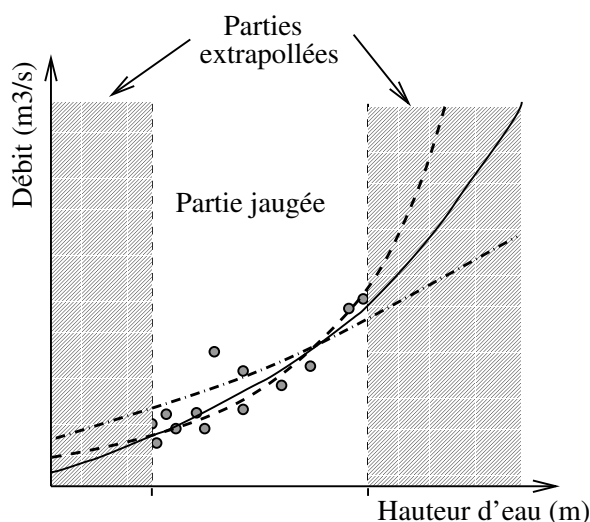


FIG. 2.5: Exemple d'extrapolation douteuse de la courbe de tarage. Les mesures (cercles) ne couvrent qu'une faible gamme de débit. Aux faibles débits, mais surtout aux forts débits, les différentes courbes de tarages (traits noirs) donnent des débits très différents pour la même hauteur d'eau.

L'extrapolation vers les faibles débits est en général très délicate à cause des variations fréquentes de la bathymétrie du lit en basses eaux (voir la section 2.3.1) et du peu de sensibilité de la relation hauteur-débit. L'extrapolation pour des débits de crue doit absolument reposer sur des bases hydrauliques, et doit être établie en fonction de la topographie du site, en différenciant les écoulements en lit majeur et mineur. Cette extrapolation s'avère délicate, et pourtant très importante, pour des crues de type cévenole, caractérisées par des rivières à débit faible en régime normal, et souvent supérieur de plusieurs ordres de grandeur en cas de crue (Delrieu *et al.*, 2005). Par exemple, la crue de septembre 1992 à Vaison la Romaine a atteint un pic estimé à $1200 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ alors que le débit habituel de l'Ouvèze se situe entre 10 à $12 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$. Comme illustré par la figure 2.5, l'incertitude sur ce débit estimé est forte car les estimations par mesures intrusives sont dans une gamme très inférieure. A Rémoulins, les estimations directes de débit ont été faites pour une gamme de débit variant de 0.52 à $1300 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$. Selon les courbes de tarage utilisées pour l'épisode de septembre 2002, on obtient une estimation du pic de crue entre 5000 et $14000 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$.

2.5 Les limitations pratiques : des procédures lourdes et chères

Dans la charte qualité de l'hydrométrie (Ministère de l'Environnement, 1998), il est dit qu'« un site idéal mais peu accessible ou dangereux devra être abandonné au profit d'une station hydrauliquement un peu moins satisfaisante mais qui fera l'objet d'une exploitation suivie ». Les praticiens sont donc amenés à se priver de l'information, parfois nécessaire et essentielle, de certains sites du fait de leurs difficultés d'accès. Le problème est que les mesures au moulinet ou à l'ADCP, qui sont intrusives, nécessitent que les opérateurs aillent dans la rivière à pied ou en bateau, ou que la section d'étude soit équipée d'un câble porteur ou d'un pont. La mesure au moulinet prend quelques heures et requiert la présence d'au moins deux techniciens. L'ADCP permet une mesure nettement plus rapide, mais là encore, deux techniciens embarqués sont requis. De plus, le site de jaugeage doit être équipé de treuil traversant la section, ou doit être accessible par bateau si la hauteur d'eau dans la rivière est telle que les opérateurs ne peuvent la traverser à pied.

La lourdeur d'utilisation d'un tel dispositif est un problème majeur de l'estimation du débit des rivières (figure 3.1).



FIG. 2.6: Jaugeage du Rhône au moulinet (photo : P. Belleudy) et mesure à l'ADCP depuis un bateau (photo : USGS). L'équipement nécessaire (potence et pont pour le moulinet et bateau pour l'ADCP) est important.

Tout cela à un coût : 10k euros par an par station selon l'USGS. Ce coût est réparti entre la maintenance de l'infrastructure (50%), et le salaire des opérateurs (50%). Il résulte de ce coût important que peu de rivières sont jaugeées.

2.6 Des nouveaux besoins hydrométriques

2.6.1 Les échelles de la modélisation hydrologique et hydraulique

Le but d'un modèle peut être soit d'aider à la compréhension d'un système physique (un outil pour tester des hypothèses), soit d'être un outil de prévision (de crues par exemple). Quelle que soit son mode d'exploitation, les paramètres et les sorties d'un modèle doivent être confrontés avec des mesures de terrain. La mesure est donc un élément essentiel de la modélisation.

Les notions d'échelle spatiale et temporelle sont essentielles dans la modélisation hydrologique. Les échelles spatiale et temporelle des mesures doivent être en adéquation avec les échelles du modèle utilisé (Beven, 2002). La modélisation hydrologique concerne l'échelle du bassin versant, et le pas de temps est, pour une étude de crue cévenole par exemple, de l'ordre de l'heure.

La modélisation hydraulique a différents objectifs. Elle permet d'étudier l'évolution d'un site, de faire des simulations, de comparer différentes options d'aménagement, ou d'étudier la sensibilité d'un système à différents paramètres (Belleudy, 2003). Associée à des formules de charriage et de suspension de matériel, elle permet de modéliser le transport sédimentaire en rivière. La validité d'un modèle 1D est le plus souvent établie en regardant la bonne reproduction d'une hauteur d'eau mesurée par le modèle. Ceci est particulièrement adapté dans les cas où le paramètre pertinent est la hauteur d'eau (par exemple, l'étude des zones inondables). Cependant, la validation de modèles plus complexes (2D ou 3D, ou de transport solide) par la hauteur d'eau n'est pas suffisante : il faut des vitesses.

2.6.2 Lacunes de mesures

En raison de toutes les limitations citées en partie 2, les techniques traditionnelles ne sont pas du tout adaptées aux échelles des modèles (procédure de mesure trop longue et difficilement transportable). Klemes (1986) en conclut que « *it seems obvious that search for new measurement methods that would yield areal distributions, or at least reliable areal totals or averages, of hydrologic variables would be a much better investment for hydrology than the continuous pursuit of a perfect massage that would squeeze the nonexistent information out of the few poor anaemic point measurements* ».

Selon Belleudy (2000), la donnée la plus adaptée pour le calage de modèles hydrauliques complexes est le champ de vitesse de la rivière. La nécessité de développer un outil capable d'acquérir de manière instantanée un champ de vitesse sur un tronçon de rivière ressort fortement du travail de Belleudy (2001) : « *la priorité en ce qui concerne le développement des modèles numériques et de simulations pour les études est donc la mise au point de protocoles d'observation et de mesures. Ces mesures devront être simples et instantanées si possible [...]. Par exemple pour le calage d'un modèle bidimensionnel [...] il reste à inventer le dispositif qui permette une mesure instantanée, étendue et accessible de la vitesse de l'écoulement.* »

3

Techniques en développement

3.1 Besoin de moderniser l'hydrométrie

Dans l'absolu, il est frappant de constater la faible évolution technologique de l'hydrométrie depuis un siècle. De manière provocatrice, Cheng (2000) compare hydrométrie et médecine : tandis que les instruments médicaux ont eu une évolution fantastique au cours du XXème siècle, permettant des avancées scientifiques importantes, le développement de l'hydrométrie semble être au point mort, comme illustré sur la figure 3.1.

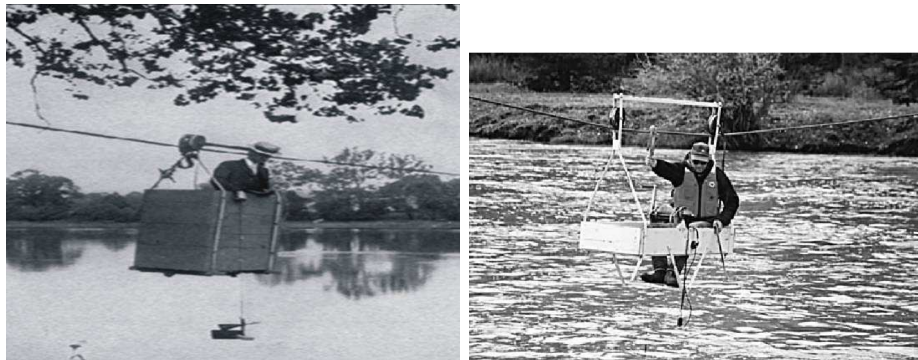


FIG. 3.1: Jaugeage au moulinet depuis un chariot porté par un treuil, en 1909 et 1996... (photos : USGS).

Dans cet esprit, l'USGS a créé, en 1996, le groupe Hydro 21 (USGS, 1996) dont le but est l'identification et l'évaluation des nouvelles technologies et méthodes qui auraient le potentiel de changer le protocole classique de jaugeage de l'USGS. Très vite, ce groupe a orienté ses recherches vers les systèmes de mesure non-intrusifs qui sont les seuls à pouvoir répondre à différentes contraintes évoquées au chapitre précédent :

- des mesures de bonne qualité ;
- des appareillages peu chers et facilement transportables ;
- des protocoles de mesure simples et rapides ;
- des mesures spatialisées ;
- des systèmes capables de mesurer en crue et en étiage.

3.2 Les systèmes de mesure non-intrusifs

Les systèmes de mesure non-intrusifs ne sont jamais en contact avec l'eau de la rivière, et sont donc protégés des crues.

3.2.1 Bathymétrie et hauteurs d'eau

La bathymétrie d'une rivière peut être obtenue en utilisant un radar (micro-ondes de fréquence environ 100-mégahertz) pour identifier l'interface entre l'eau et le fond de la rivière. Ce système, dérivé de la géologie, s'appelle **Ground Penetrating Radar** (GPR). Les études menées par l'équipe Hydro 21 (Haeni *et al.*, 2000) ont montrées que le GPR permet une estimation de la bathymétrie avec une erreur de l'ordre de 8%. Cette erreur est fortement dépendante de la conductivité de l'eau de la rivière (Costa *et al.*, 2006).

Les capteurs ultrason sont assez couramment utilisés pour la mesure du niveau d'eau. En mesurant le temps de propagation d'une onde sonore émise par le capteur, se réfléchissant sur la surface de l'eau et retournant au capteur, et connaissant la vitesse de cette onde dans l'air, il est simple d'en déduire la distance entre le capteur et la surface de la rivière. Les distancemètres optiques, dont le principe de base est le même que le capteur à ultrason mais avec une onde lumineuse, donnent également des hauteurs d'eau avec une bonne précision.

Fourquet (2005) a développé un système de mesure de la hauteur d'eau par détection, sur des images numériques, de l'intersection entre la surface libre de la rivière et une mire de couleur.

3.2.2 Vitesses et débits

3.2.2.1 Le radar Doppler

L'utilisation des micro-ondes pour la mesure des vitesses est portée par l'équipe de William Plant, à Seattle (USA) (Plant *et al.*, 2005 or Plant *et al.*, 2005). Le principe consiste à mesurer le décalage Doppler entre l'onde émise et l'onde rétrodiffusée par les rugosités de la surface de la rivière, créées par le vent ou la turbulence. Un faisceau formé par une antenne parabolique permet d'illuminer une ellipse de surface de rivière dans laquelle le capteur mesure une vitesse moyenne projetée sur l'axe de l'antenne. Cette ellipse est généralement promenée selon des axes traversant la rivière en biais. Une hypothèse simple d'écoulement permet de passer à un profil transversal de vitesses de surface. Lee *et al.* (2002) ont montrés que les vitesses de surface mesurées par le radar sont de bonne qualité (erreur maximale de 10%). En considérant un profil vertical de vitesse donné, une vitesse moyennée sur la profondeur peut être déduite de la vitesse en surface (Plant *et al.*, 2005, Lee *et al.*, 2002).

Lors d'une étude sur la Cowlitz River, USA, Melcher *et al.* (2002) ont utilisés le GPR et le radar Doppler en parallèle pour obtenir, depuis un hélicoptère, une mesure de la bathymétrie et des vitesses de surface de manière complètement non-intrusive (voir la figure 3.2). Ceci a permis une estimation du débit très proche du débit de référence (à 5%).



FIG. 3.2: L'hélicoptère et son équipement (antennes Radar et GPR) utilisé par Melcher *et al.* (2002) (photos : USGS).

Le radar est donc un instrument permettant une très bonne mesure sans-contact. Les vitesses en surface mesurées sont néanmoins sensibles au vent et cet effet est encore mal analysé. De plus, le radar est un instrument qui coûte cher.

3.2.2.2 Le lidar Doppler

Le fonctionnement du Lidar est le même que celui du radar, la seule différence étant le domaine spectral dans lequel il travaille : alors que le radar fonctionne dans le domaine des ondes radio, le lidar couvre en particulier le domaine de la lumière visible, et également les domaines ultra-violet et infra-rouge. L'application pratique du Lidar pour l'hydrométrie rivière n'a encore jamais été menée, mais il est ressortit de discussions avec P. Flamant (Laboratoire de Météorologie Dynamique, Jussieu, France) que cet outil serait adapté pour la mesure (i) des vitesses de surface de la rivière, (ii) de la largeur de la rivière et (iii) du niveau de l'eau. Connaissant la bathymétrie par ailleurs, une estimation du débit serait donc possible en utilisant le Lidar.

3.2.3 Les mesures depuis l'espace

L'estimation du débit par instrumentation embarquée dans un satellite nécessite de connaître une relation hydraulique reliant le débit et les caractéristiques de la rivière observables depuis l'espace (Vorosmarty *et al.*, 1996). Ces caractéristiques sont : (i) la largeur de la rivière (par analyse d'images), (ii) la hauteur d'eau (par altimétrie radar), (iii) la pente d'énergie de la rivière, (iv) la morphologie de la rivière (sinuosité, méandres, etc...), et (v) potentiellement, la vitesse de surface (radar ou Lidar Doppler). Les limitations principales du satellite sont sa précision (incertitude de l'ordre de 50 cm sur la hauteur d'eau, Birkett, 1998 et de Oliveira Campos *et al.*, 2001, et de l'ordre de 0.1 ms⁻¹ sur les vitesses de surface, Bjerklie *et al.*, 2003) et sa résolution spatiale (la largeur de la rivière doit être d'au moins 200 m pour l'estimation de la hauteur d'eau, et seuls deux ou trois points de mesure de vitesse en surface sont possibles sur la section

transversale d'une telle rivière). L'hydrométrie depuis un satellite est donc réservée aux grandes rivières, comme l'Amazone.

3.2.4 Uniquement les vitesses de surface

Pour tous ces instruments non-intrusifs, la vitesse mesurée est celle de la surface libre de la rivière. Il faut donc interpoler cette information pour calculer un profil vertical de vitesse. On retrouve les mêmes problèmes d'interpolation que ceux évoqués en chapitre 1.2.4 pour la méthode intrusive par exploration du champ de vitesse, mais avec la contrainte additionnelle que seul un point du profil vertical, celui en surface, est connu. On discutera plus en détail ce point dans la partie suivante, en chapitre 4.2.3.2.

Conclusion de la partie

Le débit des rivières est une grandeur difficilement estimable.

Les techniques hydrométriques opérationnelles classiques, dont la plus répandue est la méthode par exploration du champ de vitesse, sont toutes intrusives, c'est à dire que l'appareil de mesure doit être totalement ou partiellement immergé dans l'eau. Ceci pose de nombreux problèmes, spécialement pour les mesures en crues et en étiages. La lourdeur d'utilisation et les procédures de mise en oeuvre des techniques de jaugeages classiques font que 80% des rivières françaises ne sont pas jaugées pour des débits supérieurs au débit décennaux.

Les jaugeages ont comme but, la plupart du temps, l'élaboration ou l'actualisation de la courbe de tarage d'un site, permettant l'estimation continue du débit à partir de la simple lecture du niveau de la surface libre. Malheureusement, les courbes de tarage peuvent être fortement variables dans le temps, et leur extrapolation pour l'estimation des débits dans des gammes non jaugées est entachée d'une incertitude importante. Il est donc essentiel de pouvoir multiplier les mesures, à faible coût, pour actualiser le plus souvent possible les courbes de tarages, et des mesures en conditions extrêmes sont nécessaires pour augmenter la partie interpolée de la courbe de tarage.

Récemment les hydrologues, et particulièrement les modélisateurs, ont mis en évidence leurs besoins et les lacunes en mesures fortement spatialisées telles que des estimations de débits le long d'un réseau hydrographique pendant un événement de crue, ou des champs de vitesse instantanés en différentes sections stratégiques d'une rivière.

Un réel besoin de moderniser l'hydrométrie est donc ressorti des attentes des hydrologues. Les techniques non-intrusives, c'est à dire pour lesquelles les appareils de mesure ne sont pas en contact avec l'eau de la rivière, sont intéressantes et prometteuses. Parmi celles-ci, on recense les techniques Radar et Lidar, depuis un avion, un satellite, ou depuis une position sur la berge protégée des dangers de la rivière en crue.

L'hydrométrie par analyse d'image, également non-intrusive, est l'alternative sur laquelle la suite de ce travail se concentre.

Deuxième partie

L'hydrométrie par analyse d'images

Introduction de la partie

L'hydrométrie par analyse d'images est une alternative très intéressante aux techniques opérationnelles classiques. Cette seconde partie traite de la technique Particle Image Velocimetry (PIV) et de son application à la métrologie des rivières en milieu naturel.

Dans le chapitre 4, je rappelle l'origine de la technique PIV, son protocole et quelques résultats obtenus en expériences de mécanique des fluides, en laboratoire. Le principe de base de la PIV consiste à analyser statistiquement le déplacement de formes visibles (des traceurs) sur deux images successives. Je détaillerai essentiellement la technique PIV par corrélation croisée, car c'est celle que j'utiliserai par la suite dans mes travaux. Une interpolation sub-pixel permet d'obtenir des déplacements avec plus de précision, et il est possible d'identifier des vecteurs erronés par application de filtres.

Le terme Large-Scale PIV (LSPIV) est donné à l'application de la technique PIV pour des objets d'étude de grandes tailles, comme les rivières. La caméra doit être le plus souvent positionnée en berge de rivière, ce qui implique des prises de vues avec un angle de site important, et de fortes déformations dues à la perspective. Une mesure LSPIV comporte quatre étapes : (i) enregistrement d'images, (ii) correction géométrique (orthorectification) des images et leur reconstruction sans effets de perspective, (iii) analyse PIV classique de deux images corrigées consécutives et (iv) correction des vecteurs erronés et vérification de la qualité des vecteurs. Le résultat de cette mesure est le champ 2D des vitesses instantanées de surface de la rivière, à condition que des traceurs soient visibles à la surface libre. Une revue des travaux LSPIV en rivière est faite, et fort est de constater que peu d'études ont été menées, malgré les résultats très encourageant.

J'ai voulu tester les capacités de la technique LSPIV dans des situations de mesure non optimales. Le chapitre 5 présente un système de mesure LSPIV temps réel, en continu, de la rivière Iowa à Iowa City (USA). Le questionnement en fondement de cette étude est : est-il possible d'estimer en continu et temps réel le débit d'une rivière par LSPIV, avec une bonne précision ? L'article de Hauet *et al.* (2005) répond positivement à cette question.

Je présente également dans ce chapitre les améliorations qui ont été apportées au système, au niveau de l'architecture de programmation (Hauet et Kruger, 2006), des équations de transformation géométrique, et au niveau de l'algorithmie PIV par le développement d'un code de LSPIV utilisant des paramètres adaptatifs (Hauet *et al.*, 2006).

4

Etat de l'art

Quelques informations de base concernant les appareils photos et les images sont données en annexe A. Parmi les différentes techniques de mesure hydrométrique par analyse d'image, je me concentrerai sur la méthode Particle Image Velocimetry (PIV). Pour une revue d'autres techniques, le lecteur peut se référer à Adrian (1991) et Hesselink (1998). Le point commun entre ces techniques est que les objets analysés sont toujours des images, c'est à dire des cartes d'intensité de pixel.

4.1 La technique PIV

4.1.1 Historique

PIV est un acronyme pour Particle Image Velocimetry, apparu il y a 20 ans, en 1984 (Adrian, 1984). Mais le concept de base de cette technique remonte certainement à des temps bien plus lointains, car il est très simple : il s'agit de reconnaître et de quantifier le déplacement de traceurs dans un écoulement. Adrian (2005) dit avec justesse que « *it is almost inconceivable that a great intellect like Isaac Newton would not have observed the moving patterns and seen the potential for visualizing and even measuring the surface velocity from the displacements of the particles of algae* ». Déjà Léonard de Vinci avait pressenti l'utilité de l'observation des écoulements (Macagno, 1992). Ce principe est également à la base de l'estimation de débit par la méthode des flotteurs (chapitre 1.2.4.3).

Néanmoins, dans sa forme moderne, la PIV signifie la mesure quantitative de la vitesse d'un fluide en un grand nombre de points, simultanément. Les améliorations techniques au niveau de l'enregistrement d'images (caméras numériques, augmentation de la résolution des capteurs, augmentation de la fréquence d'acquisition des images) ainsi qu'au niveau informatique (calculs plus rapides, augmentation de la mémoire) ont permis l'étude d'écoulements toujours plus complexes et rapides (voir par exemple Baur et Kongeter, 1999, Wereley et Gui, 2001 ou Lindken *et al.*, 1999).

4.1.2 Le matériel

En PIV classique, le matériel est simple : une caméra (numérique, dans les systèmes modernes), un laser haute puissance, un assemblage optique concentrant la lumière du laser dans un plan, le fluide à analyser, et des traceurs de l'écoulement. Le laser fait office de flash pour la caméra, et sa lumière est réfléchiée par les particules contenues (naturellement ou artificiellement) dans le plan éclairé du fluide (figure 4.1).

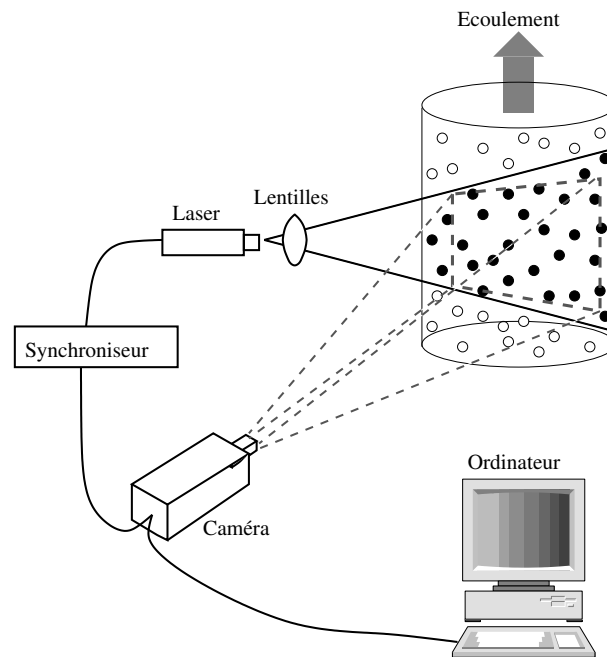


FIG. 4.1: Schéma de l'équipement classiquement utilisé pour les expérimentations PIV en laboratoire.

4.1.3 L'analyse statistique

On ne mesure des vitesses que dans le plan éclairé par le laser, donc uniquement des déplacements en 2D. Il faut au moins deux expositions successives pour mesurer la vitesse des particules. Ces deux expositions peuvent être faites sur la même image (multi-exposition single-frame method) ou sur deux images distinctes (single-exposure multi-frames method). Le multi-exposition single frame method, très astucieux quand l'enregistrement se faisait avec du papier film, n'est plus utilisé depuis l'avènement de l'imagerie numérique en PIV.

Le principe de base consiste à analyser statistiquement le déplacement de formes visibles sur les deux expositions successives. Comme illustré sur la figure 4.2, les deux images successives, prises avec un intervalle de temps δt contiennent des traceurs en commun qui se sont déplacés de l'image 1 (prise à t) à l'image 2 (prise à $t + \delta t$). Plusieurs méthodes statistiques ont été développées de manière à quantifier le déplacement de ces traceurs d'une image à la suivante. Les plus utilisées sont la technique de corrélation croisée et la technique **M**inimum **Q**uadratic **D**ifference (MQD).

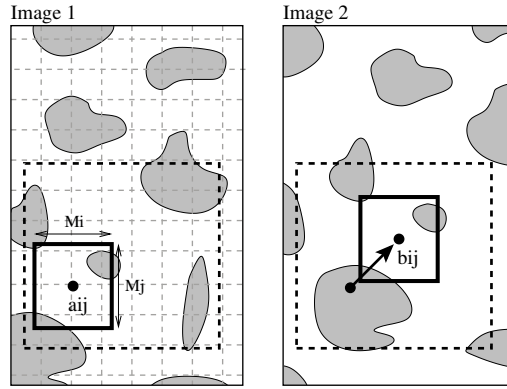


FIG. 4.2: Concept de base de la PIV pour l'identification du déplacement de traceurs de l'écoulement : Les deux images montrent des formes se déplaçant sur deux photographies successives séparées par un intervalle de temps δt . L'aire d'interrogation (en trait plein) définit la taille des traceurs prise en compte dans l'identification des déplacements. Les déplacements possibles sont recherchés au sein de l'aire de recherche, en trait pointillé. La flèche de a_{ij} vers b_{ij} indique le déplacement identifié par PIV. La grille de calcul est représentée en traits pointillés gris.

4.1.3.1 Corrélation croisée

On superpose une grille de calcul sur la première image (voir figure 4.2). Cette grille définit les emplacements a_{ij} pour lesquels sont calculés des vitesses. La technique consiste à calculer la corrélation entre une fenêtre d'interrogation (IA pour interrogation area) centrée sur un point a_{ij} dans l'image 1, et une IA centrée sur un point b_{ij} dans l'image 2, comme illustré dans la figure 4.2. Le coefficient de corrélation $R(a, b)$ est utilisé comme index de similarité entre les formes incluses dans les deux IAs, et se calcule ainsi :

$$R_{ab} = \frac{\sum_{i=1}^{M_i} \sum_{j=1}^{M_j} [(A_{ij} - \overline{A_{ij}}) (B_{ij} - \overline{B_{ij}})]}{\left[\sum_{i=1}^{M_i} \sum_{j=1}^{M_j} (A_{ij} - \overline{A_{ij}})^2 \sum \sum (B_{ij} - \overline{B_{ij}})^2 \right]^{1/2}} \quad (4.1)$$

où M_i et M_j définissent la taille et la forme des IAs, et A_{ij} et B_{ij} sont les distributions des intensités des pixels compris dans les IAs.

Pour gagner du temps de calcul, les corrélations ne sont calculées que pour les points b_{ij} compris dans une aire de recherche (SA pour searching area). La taille et la forme de cette SA dépendent des caractéristiques connues a priori de l'écoulement, comme la direction et la magnitude du courant. Le déplacement le plus probable du fluide, à partir du point a_{ij} , et durant la période δt , est le point b_{ij} pour lequel le coefficient de corrélation $R(a, b)$ est maximum.

En divisant les déplacements identifiés par δt , on estime une vitesse, en pixels par seconde, à chaque noeud de calcul. Il apparaît donc que les paramètres sensibles sont :

- la taille de l'IA : elle règle la résolution de la mesure. Elle doit être suffisamment petite pour préserver l'échelle intéressante de l'écoulement, puisque toutes les échelles inférieures seront perdues pendant l'analyse statistique, mais suffisamment grande pour inclure des traceurs.

- l'intervalle de temps δt : on doit pouvoir retrouver les même traceurs d'une image à la suivante.
- la taille de la SA : elle doit être bien ajustée aux caractéristiques de l'écoulement.

Cette méthode est le plus souvent utilisée en PIV. Ses améliorations ont été nombreuses, comme l'augmentation de la rapidité du calcul par le calcul dans l'espace de Fourier (Stanislas *et al.*, 2003), la PIV Super-Resolution (Hart, 1999), l'augmentation du rapport signal sur bruit (Lecuona *et al.*, 1997), l'adaptation à des images de résolution moyenne (Fincham et Spedding, 1997), la PIV sélective quand peu de traceurs sont disponibles (Fourquet, 2005). De plus, de nombreuses études de sensibilité de la méthode ont été réalisées (Forliti *et al.*, 2000, Fujita et Komura, 1992a, Astarita et Cardone, 2005, Nogueira *et al.*, 2001 ou Gui *et al.*, 2001, par exemple).

D'autres techniques PIV existent, comme la Minimum Quadratic Difference. Développée par Gui et Merzirch (1996), cette méthode PIV utilise pour index de similarité entre les formes incluses dans les IAs une différence quadratique au lieu d'un coefficient de corrélation. Elle a la propriété d'être plus sensible aux détails contenus dans l'IA, mais moins sensible à de forts gradients globaux. Le temps de calcul peut être accéléré en calculant dans l'espace de Fourier (Gui et Merzkirch, 2000).

4.1.3.2 Déplacement sub-pixel

Conceptuellement, la précision de la PIV ne peut descendre en dessous de la taille du pixel de l'image. Pour améliorer cela, des méthodes d'interpolation sub-pixel ont été proposées, au prix d'une hypothèse de forte continuité du champ des corrélations. Fujita et Komura (1992a) proposent de caler une fonction parabolique du type $R(a, b) = ai^2 + bj^2 + cij + di + ej + f$ sur les valeurs de corrélations aux alentours de la position du maximum de corrélation (figure 4.3). D'autres types de fonctions, comme une loi de distribution Normale 2D ou une Gaussienne,

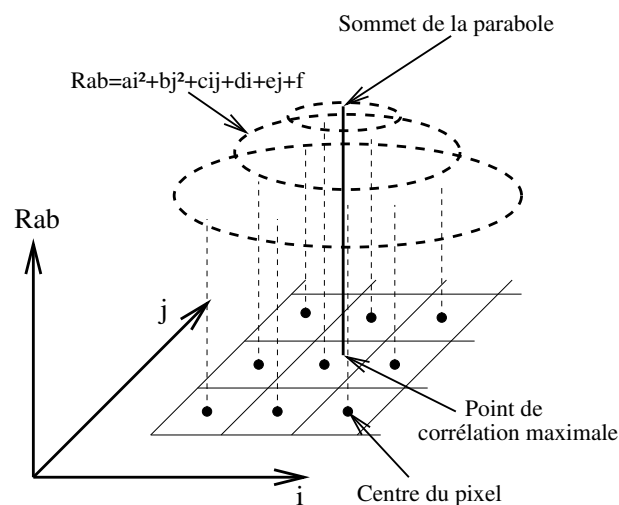


FIG. 4.3: Calage d'une fonction parabolique du type $R(a, b) = ai^2 + bj^2 + cij + di + ej + f$ sur les valeurs de corrélations aux alentours de la position du maximum de corrélation.

peuvent être ajustées. La précision, après interpolation, de la position du pic de corrélation est de l'ordre de 0.2 pixel (Forliti *et al.*, 2000).

4.1.4 Du repère pixel au repère métrique

Les vitesses identifiées par PIV sur deux images successives sont référencées dans le repère de l'image, c'est à dire en pixels par seconde. Il faut convertir cette information en un déplacement métrique pour la rendre utilisable. Il faut donc déterminer une équation photogrammétrique reliant un système de coordonnées Cartésien 3-D au système de coordonnées 2-D de l'image. Ces équations sont fonction de deux jeux de paramètres :

- les paramètres intrinsèques de la caméra : ce sont les caractéristiques physiques de la chambre, de l'objectif et du système d'acquisition d'image interne à la caméra. Il y en a cinq : les coordonnées du centre optique, u_0 et v_0 , en pixel (idéalement, le centre optique correspond au centre du capteur de la caméra, donc au centre des images enregistrées), f la distance focale de la caméra en mètre, λ_u et λ_v des facteurs d'échelle.
- les paramètres extrinsèques de la caméra : ils décrivent la position géométrique et l'orientation de la caméra dans l'espace. Il y en a six : les coordonnées de la position de la caméra dans l'espace X_0 , Y_0 et Z_0 , et les trois angles de rotation de la caméra ϕ , σ et τ .

Cette étape s'appelle la calibration de la caméra (Horaud et Monga, 1993). Deux types de calibration existent :

- la calibration explicite repose sur la connaissance de tous les paramètres intrinsèques et extrinsèques. Certains de ces paramètres sont donnés par le constructeur de la caméra, d'autres doivent être quantifiés en laboratoire (voir Mikhail *et al.*, 2001).
- la calibration implicite repose sur le calcul de paramètres intermédiaires qui sont calculés par le biais de points de contrôle, appelés Ground Reference Points (GRPs), dont les coordonnées dans le repère de l'image et dans le repère métrique sont connues. Ces paramètres n'ont pas de sens physique. Ils sont des combinaisons des paramètres intrinsèques et extrinsèques (voir par exemple Holland *et al.*, 1997).

Les deux types de calibration sont détaillés en annexe B. Une fois la caméra calibrée, il est possible de calculer le déplacement des traceurs dans un repère métrique. En laboratoire, la caméra est placée de manière à ce que l'axe optique soit perpendiculaire au plan éclairé, ce qui diminue les problèmes de distorsion d'image.

4.1.5 Détection des vecteurs erronés

On préfère supprimer les vecteurs erronés plutôt que d'essayer de les corriger et de se tromper. Deux critères sont généralement retenus pour gager de la qualité des déplacements mesurés :

- imposer un seuil sur la valeur minimale du coefficient de corrélation (ou sur le minimum de la MQD) en dessous duquel le déplacement est considéré comme trop incertain ;
- imposer un seuil sur le rapport signal sur bruit (Chételat et Kim, 2002) de la distribution des coefficients de corrélation (ou sur le minimum de la MQD) sur la SA.

Une autre solution, à base physique, consiste à considérer que le fluide analysé doit respecter une équation de continuité (Nogueira *et al.* (2001)).

Finalement, la procédure PIV complète peut être résumée par la figure 4.4, tirée de Ettema *et al.* (1997).

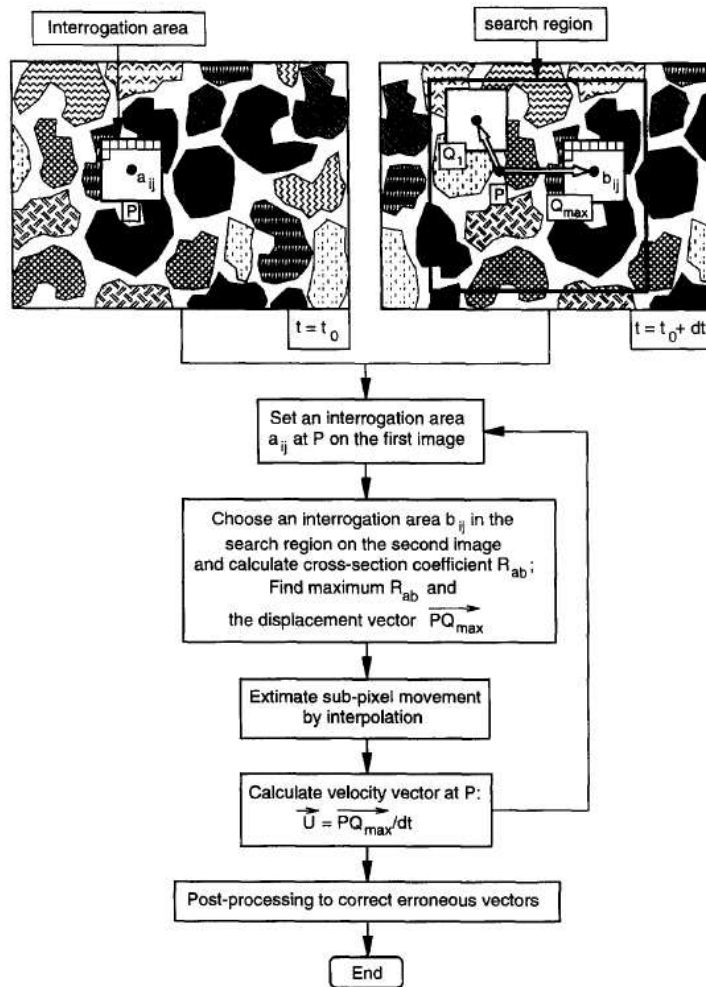


FIG. 4.4: Procédure PIV de laboratoire complète, d'après Ettema *et al.* (1997).

4.1.6 Avantages et inconvénients de la mesure PIV

4.1.6.1 Avantages

La méthode PIV est complètement non-intrusive (excepté l'ajout de traceurs si ceux-ci ne sont pas présents à l'origine dans le fluide). Les traceurs ajoutés, s'ils sont bien choisis (Melling, 1997), ne perturbent pas l'écoulement. La méthode permet de calculer un champ 2-D de vitesses instantanées dans le plan éclairé par le laser. La rapidité du calcul, associée aux progrès constants et rapides dans les domaines de l'enregistrement d'images et du matériel informatique, permet

le traitement d'un grand nombre d'images, réduisant l'incertitude de mesure en faisant une moyenne sur un grand échantillon.

4.1.6.2 Inconvénients

Les vitesses ne sont mesurables que dans le plan éclairé par le laser. On peut néanmoins déplacer le laser et échantillonner de cette manière en trois dimensions (PIV holographique, Pu et Meng, 2000) ou bien utiliser le principe de stéréoscopie (stereo-PIV, Wieneke, 2005).

La surface mesurable est dépendante de la taille des traceurs. La lumière réfléchiée par les particules doit occuper sur l'image 2 à 4 pixels. Vu la taille des particules classiquement utilisées, cela limite les surfaces d'analyse à 10 à 50 cm^2 .

Comme les corrélations (ou le MQD) sont réalisées sur la distribution des intensités des pixels contenus dans des surfaces, les vitesses résultantes sont en fait des vitesses moyennées sur la surface de l'IA, et non des vitesses ponctuelles. Cet effet peut être gênant si les gradients de vitesse sont forts au sein d'une IA.

Le calcul purement statistique des vitesses, sans base physique, peut donner des résultats aberrants (il y aura toujours un pic de corrélation entre deux IA, même s'il ne correspond pas à un déplacement de traceur).

4.2 Application aux rivières : LSPIV

4.2.1 Concept

Qui ne s'est jamais assis au bord d'une rivière pour la regarder couler ? Or, si on *voit couler* la rivière, c'est que des traceurs marquent la surface de celle-ci, et qu'il est donc possible d'appliquer une procédure PIV pour analyser le déplacement de ces traceurs. La différence principale avec la PIV traditionnelle de laboratoire est la taille de l'objet d'étude : on passe de surfaces de l'ordre de $10^{-2} m^2$ en laboratoire à l'échelle de la rivière, de l'ordre de $10000 m^2$, d'où le nom de Large Scale PIV (LSPIV) utilisé pour cette application. On notera également de la LSPIV pour l'océanographie (Holland *et al.*, 1997 ou Holland *et al.*, 2001).

4.2.2 Méthodologie

Une mesure LSPIV se déroule en quatre étapes :

1. enregistrement d'images ;
2. correction géométrique (orthorectification) des images et leur reconstruction sans effets de perspective (voir annexe C) ;
3. analyse PIV classique de deux images corrigées consécutives ;
4. correction des vecteurs erronés et vérification de la qualité des vecteurs.

Les deuxième et troisième étapes peuvent être inversées, et le processus devient :

1. enregistrement d'images ;
2. analyse PIV classique de deux images consécutives ;
3. correction géométrique des déplacements identifiés par PIV ;
4. correction des vecteurs erronés et vérification de la qualité des vecteurs.

Le résultat de cette mesure est le champ 2D des vitesses instantanées de surface de la rivière. C'est une information qui peut être très utile pour le calage de modèles hydrauliques 2D, ou pour évaluer les contraintes de cisaillement pour le transport solide (voir le chapitre 2.6).

4.2.3 De la vitesse de surface au débit

Si l'on connaît la bathymétrie de la rivière, la hauteur d'eau, et que l'on utilise des hypothèses hydrauliques pour calculer une vitesse moyenne à partir de la vitesse de surface, une estimation de débit est possible. Mais ces deux éléments sont problématiques.

4.2.3.1 Bathymétrie

La bathymétrie doit être mesurée de façon non-intrusive pour conserver le potentiel sans contact de la technique PIV, sauf si le lit est stable dans le temps et qu'il suffit alors de mesurer sa géométrie une seule fois. Les techniques non-intrusives de mesures de la bathymétrie n'ont pas des précisions de bonne qualité (voir le chapitre 3.2.1).

4.2.3.2 Vitesse de surface et vitesse moyenne

L'idée d'estimer le débit de manière non-intrusive implique de pouvoir estimer le profil vertical des vitesses à partir des seules vitesses en surface, ou autrement dit d'estimer la vitesse moyenne sur la tranche d'eau à partir de la vitesse de surface. Dans cette optique, il est crucial d'avoir une relation unique et univoque entre la distribution verticale des vitesses et les conditions d'écoulement qui dépendent de la géométrie du lit, de la rugosité, des courants secondaires, de l'effet du vent. De nombreuses études se sont intéressées à l'estimation de la distribution des vitesses à partir d'une mesure unique, pour une configuration de lit donnée (Rantz, 1982b, Fujita *et al.*, 1998 ou Cheng *et al.*, 2004). Le terme d'index de vitesse α est défini ainsi :

$$\alpha = \frac{\text{Vitesse moyenne sur la tranche d'eau}}{\text{Vitesse de surface}} \quad (4.2)$$

La plupart des écoulements en chenaux naturels ont des forts nombres de Reynolds ¹, et sont donc turbulents. Ceci est un avantage car, bien que les vitesses instantanées soient affectées de variations importantes dans le temps, le mélange constant dû à la turbulence fait que la structure du profil vertical de vitesse moyenné dans le temps est prévisible.

¹Le nombre de Reynolds caractérise un écoulement, et en particulier la nature du régime (laminaire, transitoire, turbulent etc..). Il représente le rapport entre forces d'inertie et forces visqueuses.

La valeur de α peut donc être calculée mathématiquement si on considère une distribution verticale des vitesses de type logarithmique ou puissance, comme observée en laboratoire (voir Henderson, 1996). Le problème est que ces distributions classiques doivent être calées avec la rugosité du lit qui est une donnée extrêmement difficile à mesurer ou estimer. En faisant une estimation grossière basée sur des ordres de grandeurs de la rivière, on trouve que, pour une distribution logarithmique, $\alpha = 0.88$ (voir annexe D).

Des études de terrains menées par le groupe Hydro21 (Costa *et al.*, 2000, Cheng *et al.*, 2004 et Costa *et al.*, 2006) se sont attelées à déterminer empiriquement une valeur classique de α . Toutes ces études ont convergées vers un profil vertical de vitesses moyennes de type logarithmique (en l'absence de courants secondaires importants), où la vitesse change rapidement dans la zone proche du fond et des berges, et plus doucement dans la zone intérieure de l'écoulement, permettant le développement de structures turbulentes de grandes échelles. Empiriquement, la valeur 0.85 a été trouvée pour α . Cheng *et al.* (2004) ont vu varier la valeur de α , pour différentes verticales en différentes sections transversales, de 0.8 à 0.91. Ces valeurs ont été obtenues par mesures simultanées de la vitesse de surface par radar, et du profil de vitesse par ADCP. Cheng *et al.* (2004) concluent que « *since the ratio of surface velocity to mean velocity falls to within a small range of theoretical value, using surface velocity as an index velocity to compute river discharge is feasible* ».

4.2.4 Différences avec la PIV classique

4.2.4.1 Déformations géométriques

Comme dit précédemment, la différence principale de la LSPIV avec la PIV traditionnelle de laboratoire est la taille de l'objet d'étude. Cela entraîne deux problèmes majeurs :

- même avec une bonne résolution, un pixel englobe une surface assez importante, de l'ordre de la dizaine de cm^2 (alors que cette surface est de l'ordre de quelques microns carrés en laboratoire). La précision dans l'estimation de la vitesse est très influencée par cela, puisque les déplacements PIV sont obtenus au mieux à 0.2 pixels près.
- les prises de vue doivent se faire avec un angle de site important pour que l'entièreté de la surface de la rivière soit imagée. Les images résultantes sont très déformées par des effets de perspectives, et on doit les orthorectifier.
- la mauvaise résolution associée à un angle de site important entraîne une grande différence des surfaces intégrées dans les pixels. Les zones proches de la caméra seront bien mieux détaillées que les zones les plus éloignées, où le détail des traceurs sera perdu, lissé par la surface importante des pixels.

4.2.4.2 Illumination et ensemencement

Une autre différence importante est l'application de la technique à un milieu naturel non contrôlable. En laboratoire, on s'arrange pour avoir une illumination et un ensemencement du fluide optimal. En milieu naturel, l'illumination est celle du soleil, et dépend des conditions

météorologiques et de l'heure de la prise de vue. La surface des rivières est souvent marquée par des ombres ou des reflets.

L'ensemencement naturel des rivières est souvent faible (voir par exemple les problèmes de traceurs rencontrés par Fourquet, 2005 sur l'Isère, à Grenoble). En crue, comme illustré par la figure 4.5 les débris transportés à la surface sont de bons traceurs. L'ensemencement est un enjeu



FIG. 4.5: En crue, les débris flottants, tels des troncs, des feuilles, etc..., servent de traceurs naturels pour l'analyse PIV. Photo de la Cowlitz River, USA (photo USGS).

majeur, puisque sans traceur, aucune mesure n'est possible. On peut ajouter artificiellement des traceurs à la rivière, mais cela n'est pas toujours réalisable. Une des pistes la plus prometteuse est d'utiliser des formes toujours présentes à la surface des rivières : les figures de turbulence de grande échelle (figure 4.6). Ces figures résultent de l'éclosion à la surface libre de structures turbulentes cohérentes, comme les boils (voir Nezu et Nakagawa, 1993, Kumar *et al.*, 1998 ou Polatel, 2006).



FIG. 4.6: Formes résultantes de l'éclosion à la surface libre de structures turbulentes cohérentes, comme les boils. Ces formes font de bons traceurs naturels pour la PIV.

4.3 Revue des travaux LSPIV en rivières

La revue des mesures de débit utilisant la technique LSPIV qui suit est thématique plutôt que chronologique. Elle est tirée de l'article de Hauet *et al.* (2006), accepté dans *River Flow 2006*.

4.3.1 Mesure en étiage

La technique LSPIV est bien adaptée à la mesure en étiage. Etant non-intrusive, elle ne connaît pas les limitations du moulinet ou de l'ADCP (voir section 1.2). Bradley *et al.* (2002) ont montré que, dans une rivière de 5.7 m de large et 0.2 m de profondeur, à Clear Creek (Iowa, USA), la méthode LSPIV associée à une analyse cinématique de l'écoulement a permis une bonne estimation du débit en étiage ($0.187 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ par LSPIV, $0.192 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ par mesures simultanées au micro-moulinet, voir figure 4.7). L'étude de Bradley *et al.* (2002) a été réalisée sur une section

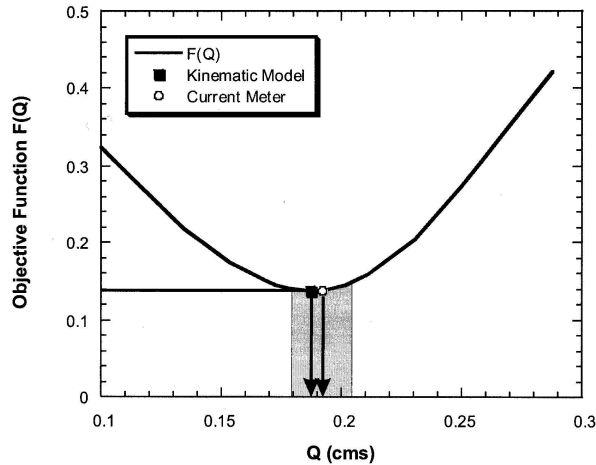


FIG. 4.7: Différence quadratique $F(Q)$ entre les estimations de vitesses de surface LSPIV et les simulations de vitesses de surface données par le modèle cinématique, en fonction du débit. L'estimation finale de débit, correspondant au minimum de la fonction $F(Q)$, est $0.187 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$. La mesure au moulinet ($0.192 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$) est indiquée sur la figure. La zone grisée correspond à l'écart type autour de la mesure moulinet. D'après Bradley *et al.* (2002).

équipée d'une station de jaugeage USGS, permettant une estimation du débit via la courbe de tarage. Au moment de la mesure LSPIV, le débit estimé par l'USGS était de $0.085 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$, c'est à dire environ 50 % en dessous des mesures LSPIV et moulinet, ce qui illustre bien la mauvaise qualité des courbes de tarage en étiage (section 2.3.1).

Le problème majeur mis en évidence par Bradley *et al.* (2002) pour la mesure LSPIV en étiage concerne les traceurs de surface. Les auteurs ont ajouté artificiellement des feuilles mortes dans la rivière, ce qui réduit grandement l'intérêt de l'aspect "sans contact" de la technique, notamment dans la perspective de l'appliquer à une grande rivière, plus difficile à ensemercer.

Meselhe *et al.* (2004) ont étudié la précision de la technique LSPIV pour la mesure de vitesses faibles (de 0.013 à 0.044 m s^{-1} , pour des débits variant de 0.002 à $0.0038 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$) dans un canal de 1.524 m de large, en laboratoire. En optimisant la densité de traceurs et l'intervalle de temps entre deux images, l'erreur moyenne sur les vitesses de surface mesurées par Meselhe *et al.* (2004) n'excédait pas 5%, ce qui prouve la capacité de la méthode LSPIV pour la mesure de très faibles vitesses, en conditions contrôlées de laboratoire.

4.3.2 Mesure en crue

Une des premières estimations de débit en crue par LSPIV a été menée par Fujita *et al.* (1998) sur la rivière Yodo (Japon) pendant la crue de septembre 1993. Pendant cette crue, de type crue de plaine (avec débordement dans le lit majeur), la rivière a atteint une largeur d'une centaine de mètres. Des traceurs naturels tels que des débris végétaux, de l'écume ou des figures de turbulence abondent lors des crues, et les auteurs les ont utilisés pour l'analyse PIV. Les vitesses mesurées atteignaient 4 m s^{-1} . Fujita *et al.* (1998) ont observé une bonne représentation de la distribution des vitesses en surface, autant dans le lit majeur que le lit mineur, et l'estimation de débit tirée de ces mesures de vitesse est en adéquation (3 % de différence) avec l'estimation de débit via courbe de tarage donnée par une station de jaugeage sur place.

Dans une application sur la rivière U (Japon), Fujita et Kawamura (2001) ont mesuré un débit de crue à $1221 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ par LSPIV, proche du débit de référence donné par la courbe de tarage d'une station de jaugeage sur le site de mesure ($1173 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$, soit 4% de moins). Des traceurs artificiels ont été ajoutés à l'écoulement, dont des traceurs lumineux permettant des mesures de nuit.

Les problèmes principaux rencontrés lors de ces études sont :

- la surface très importante à imager, ce qui oblige soit à placer la caméra très en hauteur, soit à donner un fort angle de site à la caméra. Cela résulte en une mauvaise résolution des images. De plus, les traceurs doivent être de taille assez grande pour être représentés par au moins 4 pixels sur les images.
- l'illumination du site de mesure. Les crues arrivent la plupart du temps (et spécialement sur les bassins versants à court temps de réponse) pendant des périodes pluvieuses, donc nuageuses et à ensoleillement faible. La pluie peut détruire des traceurs tels que l'écume, mais peut également former des bulles, ou des vaguelettes. Il est aussi à noter que, statistiquement, 50 % des crues se déroulent de nuit.

4.3.3 Amélioration des courbes de tarage

Creutin *et al.* (2003) ont démontré l'utilité de la mesure LSPIV pour faire des jaugeages répétés à faible coût. Sur une période de 20 jours, 10 mesures LSPIV ont été effectuées sur la rivière Iowa, à Iowa City (USA). Une station de jaugeage USGS est située à cet endroit. De l'écume, naturellement présente à la surface de la rivière, a été utilisée comme traceur. Les auteurs ont mesurés des débits variant dans une gamme de 50 à $300 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ (correspondant à une gamme de hauteur d'eau de 3.5 à 6.5 m), ce qui couvre une large portion de la courbe de tarage préexistante. Une valeur constante de 0.85 a été utilisé pour le calcul des vitesses moyennes à partir des vitesses de surface. Comme illustré dans la figure 4.8, les mesures de Creutin *et al.* (2003) sont cohérentes avec les 215 mesures réalisées au moulinet sur le même site par l'USGS depuis 1984.

Dans son étude sur les nouvelles techniques d'estimation de débit, Kim (2005) a réalisé 10 mesures LSPIV sur la Rivière Jaune (Corée) pour des débits variant de $298 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ à $1156.4 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$.

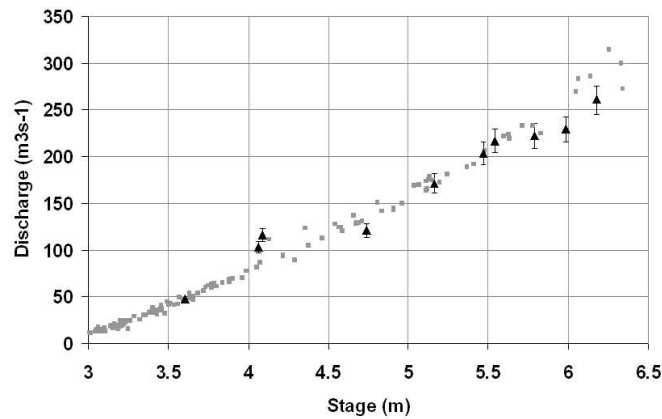


FIG. 4.8: Débit en fonction de la hauteur d'eau pour les mesures de l'USGS (losanges gris) et LSPIV (triangles noirs). Les barres d'erreurs sur les mesures LSPIV indiquent la sensibilité due à l'utilisation d'un coefficient de correction pour obtenir des vitesses verticales moyennes à partir de vitesses de surface. D'après Creutin *et al.* (2003).

Le site d'étude choisi est proche d'un barrage donnant une référence de débit. Les estimations LSPIV de Kim (2005) s'écartent au maximum de 7.1 % des débits de référence.

Bien que la thèse de Fourquet (2005) soit consacrée en majorité à la mesure des hauteurs d'eau en rivière par analyse d'images, quelques estimations LSPIV sont également présentées pour l'Isère, France. Fourquet (2005) a réalisé 41 mesures LSPIV, recouvrant une gamme importante de débit (de 80 à 700 m^3s^{-1}).

4.3.4 En résumé

Assez peu de travaux LSPIV ont finalement été réalisés, et il est intéressant de noter que pour l'instant, toutes les études ont eu pour but de reproduire l'existant, jauger les débits, sans imaginer les autres possibilités que la méthode LSPIV propose.

La figure 4.9 reprend les expérimentations citées dans les sections précédentes pour lesquelles les données sont disponibles. La figure compare les estimations LSPIV aux débits de référence (mesure directe ou sortie de barrage). Les observations principales sont :

- la gamme des débits couverte par les mesures LSPIV est grande, de 0.187 (Bradley *et al.*, 2002) à 1221 m^3s^{-1} (Fujita et Kawamura, 2001) ;
- la qualité des estimations LSPIV est bonne, puisque la plupart des estimations sont à moins de 10 % de leur référence.

Les équipes les plus actives sur le sujet sont :

- le laboratoire IIHR Hydroscience & Engineering à Iowa City (USA) : c'est le laboratoire qui a développé et le plus utilisé la méthode LSPIV en rivières (Muste *et al.*, 1999, Muste *et al.*, 2000, Kruger *et al.*, 2000, Jasek *et al.*, 2001, Bradley *et al.*, 2002, Muste *et al.*, 2004, Meselhe *et al.*, 2004, Muste et Polatel, 2003 et Kim *et al.*, 2005, par exemple) ;
- l'équipe de recherche du département de Génie Civil de Gifu, Japon, dirigée par I. Fujita. Fujita est l'initiateur de la technique LSPIV. Son travail est souvent en collaboration avec

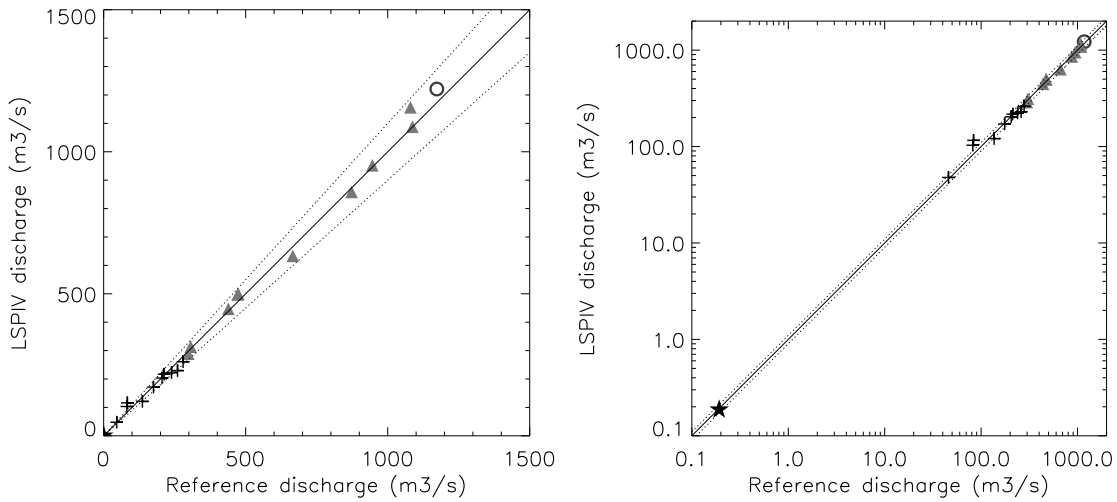


FIG. 4.9: Débits LSPIV comparés à des débits de référence (en échelle normale à gauche et logarithmique à droite), provenant de différentes études, illustrés par une étoile pour Bradley *et al.* (2002), des croix pour Creutin *et al.* (2003), des triangles pour Kim (2005) et un cercle pour Fujita et Kawamura (2001). Les traits en pointillés représentent un écart de 10 % à la référence.

celui de l'IIHR (Fujita et Nakashima, 1999, Fujita *et al.*, 1998, Fujita *et al.*, 1998, Fujita, 1994, Fujita et Komura, 1992a, Fujita et Aya, 2000, Fujita et Kawamura, 2001, Fujita et Komura, 1992b, Fujita et Komura, 1994 et Fujita *et al.*, 1997, par exemple).

- le LTHE, France. Les travaux de Creutin *et al.* (2003) et Creutin *et al.* (2001) en collaboration avec l'IIHR, la thèse de Fourquet (2005) et ce travail s'inscrivent dans la thématique LSPIV.

5

Estimation continue du débit de la rivière Iowa par analyse d'images

5.1 Pourquoi cette étude ?

5.1.1 Les lacunes de connaissance en LSPIV

Toutes les études LSPIV précédentes (voir la section 4.3) sont des mesures ponctuelles, dans des conditions choisies et idéales au point de vue de l'illumination du site et de l'ensemencement. Or, au vu du faible coût de la mesure et de sa rapidité, la méthode LSPIV semble adaptée au contrôle en continu et en temps réel des rivières. C'est ce que nous avons souhaité tester par l'installation d'un système de mesure sur la rivière Iowa, à Iowa City. De plus, créer un système de mesure en continu signifie tester la précision de la mesure dans des conditions expérimentales variées donc parfois difficiles (mauvais temps, vent, reflets ou ombres sur la rivière) et de mettre en évidence les sources d'erreurs importantes.

Il nous a également semblé important de monter une base de données associée à ce système de mesure en continu permettant l'archivage des photographies, des estimations de débit, et de données météorologiques. Le but de cette base de données est de permettre des analyses a posteriori de situations de mesures présentant des intérêts particuliers.

5.1.2 Le site de mesure

Le système de mesure LSPIV en temps réel et en continu a été installé au laboratoire IIHR, à Iowa City, Iowa, USA, en été 2004. La caméra a été fixée sur le toit du laboratoire. Ce site a été choisi pour différentes raisons listées ci-dessous.

Le bâtiment de l'IIHR est situé sur la rive droite de la rivière Iowa, et son toit, à une quinzaine de mètres au dessus du niveau de la rivière, est un excellent poste d'observation de celle-ci. Le matériel informatique est stocké en sécurité dans le laboratoire, et il n'y a pas de problème de transmission de données puisque le capteur et les ordinateurs servant au calcul et au stockage sont au même endroit. La figure 5.1 montre le site de mesure.

A une centaine de mètre en amont du site de mesure se trouve une retenue d'eau. L'eau, en chutant d'environ 3 mètres, crée de l'écume (visible sur la figure 5.1) bien répartie sur toute la

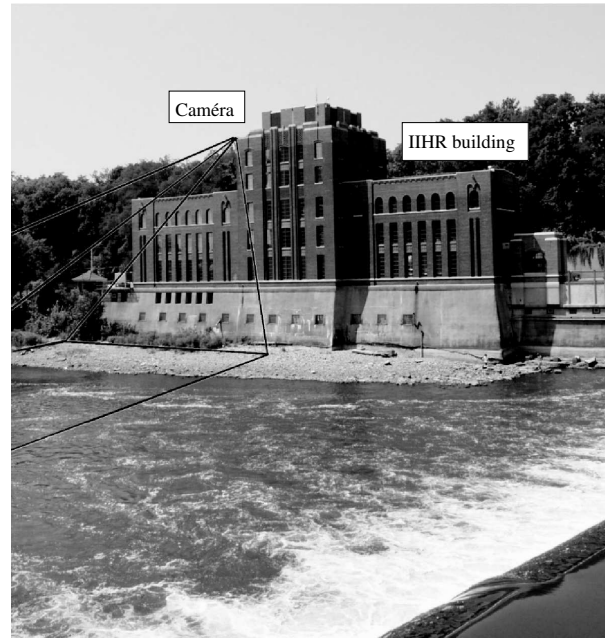


FIG. 5.1: Vue du site de mesure. La caméra est placée sur le toit de l'immeuble de IIHR, et pointe vers la rivière. La chute d'eau produisant l'écume est visible à droite.

largeur de la rivière. Cette écume se conserve sur une distance importante et sert de traceur des vitesses de surface pour l'analyse PIV. Creutin *et al.* (2003) expliquent la présence abondante de cette écume par la concentration importante en sédiments fins dans la rivière, due à la nature du terrain et aux fortes activités agricoles dans le bassin versant, qui change la tension de surface du mélange eau-sédiment et qui produit de l'écume dès que ce mélange est agité. Le site choisi a donc le grand intérêt d'avoir une bonne concentration de traceur toute l'année, et donc ne nécessite aucun apport artificiel.

Le site d'étude a également l'avantage d'être bien connu, hydrauliquement et morphologiquement parlant. L'IIHR y a conduit de nombreuses études. Creutin *et al.* (2003) y ont conduit leurs expériences. La bathymétrie du site est un élément important : pour des estimations de débit en continu sur un temps long, elle doit être stable, ou être actualisée fréquemment, et surtout après des épisodes de crues. La rivière Iowa est une rivière de plaine, avec une pente de l'ordre de 10^{-4} , et les vitesses moyennes dépassent rarement le mètre par seconde. L'hypothèse que dans ces conditions la bathymétrie reste constante a été faite. Cette hypothèse a été vérifiée par comparaison de la bathymétrie d'une section transversale de la rivière effectuée par Creutin *et al.* (2003) en 2001, avec une perche, et de la bathymétrie effectuée pour cette étude, en 2004, avec un ADCP depuis un bateau et au théodolite pour les points émergés au moment de la campagne de terrain. Comme illustré sur la figure 5.2, les bathymétries à 3 ans d'écart sont similaires.

Une station de jaugeage de l'USGS est située sur le site (voir http://waterdata.usgs.gov/ia/nwis/uv?site_no=05454500). Cette station mesure une hauteur d'eau toutes les 30 minutes, et une estimation de débit en est tirée via la courbe de tarage. La référence de la station est USGS 05454500. Depuis 1984, l'USGS y a réalisé, à ce jour, 272 mesures de débits par méthodes directes (moulinet et ADCP). La figure 5.3 représente la chronologie de

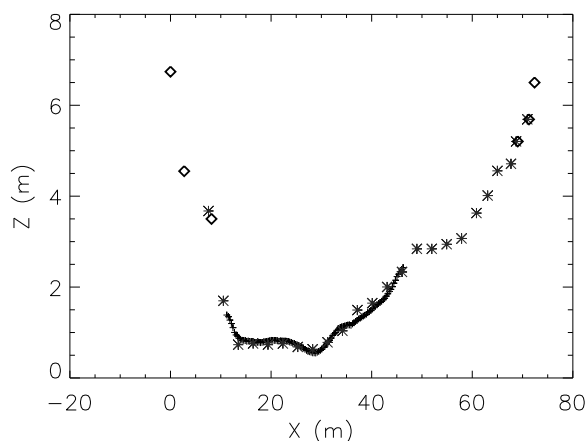


FIG. 5.2: Bathymétrie de la section en travers utilisée pour le calcul du débit, avec les mesures de Creutin *et al.* (2003) (étoiles), et celles réalisées en 2004 par théodolite (losanges) et par ADCP (croix).

ces mesures. Il est intéressant de noter que 65 % de ces mesures ont été réalisées pour des débits

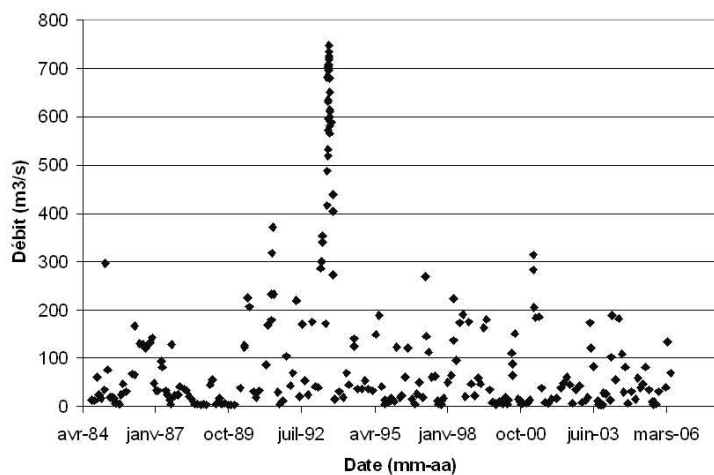


FIG. 5.3: Chronologie des 272 mesures directes réalisées par l'USGS depuis 1984. Les valeurs les plus fortes correspondent à la crue de 1993 du Mississippi supérieur.

inférieurs à $100 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$, et 80 % pour des débits inférieurs à $200 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$. Pratiquement toutes les valeurs supérieures à $300 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ ont été estimées pendant l'épisode de crue de 1993.

Enfin, une station de mesure météorologique du National Weather Service de la National Oceanographic and Atmospheric Administration (NOAA) installée à l'aéroport municipal d'Iowa City (voir <http://www.crh.noaa.gov/data/obhistory/KIOW.html>), non loin de la zone de mesure. Cette station donne, chaque heure, le vent (direction et magnitude), la visibilité, la nébulosité, la température et la température de rosée.

5.1.3 Le protocole utilisé

5.1.3.1 L'orthorectification

Comme cela sera détaillé dans l'article qui suit, nous avons choisi, dans cette étude, de faire l'analyse statistique PIV sur les images affectées par les distorsions de perspective, et d'orthorectifier ensuite ces déplacements.

La méthode d'orthorectification utilisée est implicite, et a été exposée, pour des applications hydrologiques, par Fujita (1994). Elle est décrite en détail en annexe B, et s'exprime ainsi :

$$x = \frac{a_1 i + a_2 j + a_3}{a_7 i + a_8 j + 1} \quad (5.1)$$

$$y = \frac{a_4 i + a_5 j + a_6}{a_7 i + a_8 j + 1} \quad (5.2)$$

La levée topographique de 28 points a été réalisée. Ces points sont représentés sur la figure 5.4



FIG. 5.4: Localisation des points de référence relevés par théodolite sur le terrain.

Dans ces 28 points :

- 11 sont des GRPs (les points noirs) permettant le calcul des coefficients a_i (voir l'annexe B) ;
- 7 sont des points correspondant à des angles ou des portes de bâtiments visibles sur l'image (les carrés noirs et blancs). Ces points, fixes et permanents, servent à vérifier si la caméra bouge dans le temps, et donc si les coefficients a_i doivent être recalculés (par exemple après une tempête) ;
- 4 ne sont pas visibles sur l'image 5.4, et sont des points de référence commun avec l'étude de Creutin *et al.* (2003), permettant de travailler dans le même repère et de comparer les résultats ;
- les 6 restants (dont 5 sont visibles, en points gris, sur l'image 5.4) correspondent à la bathymétrie de la partie émergée de la section en travers pour laquelle les estimations de débit sont faites.

5.1.3.2 La correction des vecteurs erronés

On a expliqué au chapitre 4.1.5 qu'il existe différentes méthodes pour identifier les vecteurs erronés calculés par la PIV (qui n'est qu'une identification statistique et qui peut donc donner des résultats aberrants). La technique que l'on utilise est basée sur la continuité de l'écoulement, par comparaison de chaque vecteur calculé à ses voisins. Elle a été développée par Fujita (1994). Cette méthode consiste à calculer trois jeux de valeurs de divergences absolues (D_1, D_2, D_3, D_4), (D_5, D_6, D_7, D_8), et (D_{11}, D_{22}, D_{33}) pour un point P en utilisant les vecteurs voisins, comme cela (et comme illustré dans la figure 5.5) :

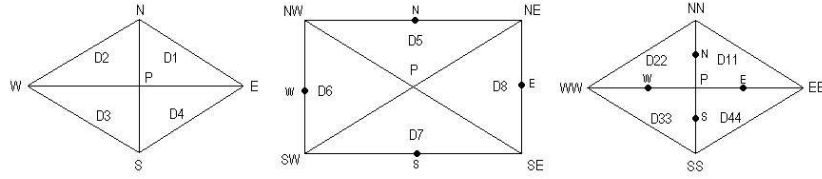


FIG. 5.5: Définition des divergences selon Fujita (1994).

$$D_1 = |(U_E - U_P)/\Delta x + (V_N - V_P)/\Delta y| \quad (5.3)$$

$$D_2 = |(U_P - U_W)/\Delta x + (V_P - V_S)/\Delta y| \quad (5.4)$$

$$D_3 = |(U_P - U_W)/\Delta x + (V_N - V_P)/\Delta y| \quad (5.5)$$

$$D_4 = |(U_E - U_P)/\Delta x + (V_P - V_S)/\Delta y| \quad (5.6)$$

$$D_5 = |\{(U_{NE} - U_P)\Delta y - (U_{NW} - U_P)\Delta y + (V_{NW} - V_P)\Delta x + (V_{NE} - V_P)\Delta x\}/(\Delta\xi\delta\eta J)| \quad (5.7)$$

$$D_6 = |\{(U_P - U_{SE})\Delta y - (U_{NW} - U_P)\Delta y + (V_{NW} - V_P)\Delta x + (V_P - V_{SW})\Delta x\}/(\Delta\xi\delta\eta J)| \quad (5.8)$$

$$D_7 = |\{(U_P - U_{SE})\Delta y - (U_P - U_{SE})\Delta y + (V_P - V_{SE})\Delta x + (V_P - V_{SW})\Delta x\}/(\Delta\xi\delta\eta J)| \quad (5.9)$$

$$D_8 = |\{(U_{NE} - U_P)\Delta y - (U_P - U_{SE})\Delta y + (V_P - V_{SE})\Delta x + (V_{NE} - V_P)\Delta x\}/(\Delta\xi\delta\eta J)| \quad (5.10)$$

$$D_{11} = |(U_{EE} - U_P)/(2\Delta x) + (V_{NN} - V_P)/(2\Delta y)| \quad (5.11)$$

$$D_{22} = |(U_P - U_{WW})/(2\Delta x) + (V_{NN} - V_P)/(2\Delta y)| \quad (5.12)$$

$$D_{33} = |(U_P - U_{WW})/(2\Delta x) + (V_P - V_{SS})/(2\Delta y)| \quad (5.13)$$

$$D_{44} = |(U_{EE} - U_P)/(2\Delta x) + (V_P - V_{SS})/(2\Delta y)| \quad (5.14)$$

$$D_{max} = \max(D_{11}, D_{22}, D_{33}, D_{44}) \quad (5.15)$$

où $\Delta x = P \cdot E$, $\Delta y = P \cdot N$, $\Delta\xi = P \cdot NE$, $\Delta\eta = P \cdot NW$, et $J = 2\Delta x\Delta y/(\Delta\xi\Delta\eta)$, en référence à la figure 5.5. Pour un écoulement 2-D et continu, toutes les valeurs de divergence deviennent petites. Dans le cas d'un vecteur erroné, certaines valeurs de divergence deviennent largement supérieures aux autres. Les critères définissant un vecteur correct sont :

- au moins deux valeurs voisines dans les deux premiers jeux de divergences sont en même temps inférieures à une valeur seuil D_{cr} ;
- D_{max} est inférieur à D_{cr} .

Les vecteurs ne satisfaisant pas ces conditions sont considérés erronés, et sont supprimés.

5.2 Estimation continue, en temps réel, du débit de la rivière Iowa par LSPIV

5.2.1 Résumé de l'article et résultats principaux

L'article qui suit, intitulé "Real-Time Estimation of Discharges of the Iowa River Using an Image-Based Method", par A. Hauet, A. Kruger, W. Krajewski, A. Bradley, M. Muste, J-D. Creutin et M. Wilson, a été soumis pour une publication dans le *Journal of Hydrologic Engineering*.

Il décrit la mise en place d'un système de mesure du débit par LSPIV fonctionnant en continu et en temps réel. Le site expérimental, décrit dans les parties précédentes, est une section de la rivière Iowa à Iowa City. Les paires d'images, enregistrées toute les deux minutes par une webcam installée sur le toit du laboratoire IIHR, sont automatiquement analysées par la méthode de corrélation croisée et des champs de déplacement de l'écume flottant en surface sont calculés. Ces déplacements sont orthorectifiés, par méthode implicite, afin d'obtenir une distribution métrique des vitesses de surface. La méthode Velocity Area Method est utilisée ensuite pour calculer le débit au niveau de la section en travers de bathymétrie connue. Les résultats obtenus par LSPIV sont comparés aux estimations de débits données par la courbe de tarage de la station de jaugeage USGS installée sur le même site, aux mesures directes (par saumon et ADCP) de l'USGS, et aux mesures LSPIV de Creutin *et al.* (2003) réalisées au même site en 2001.

Les estimations LSPIV obtenues durant une année de mesure montrent une très bonne ressemblance avec les mesures directes ou indirectes réalisées dans le passé, et sont également très bien corrélées avec les estimation données par la courbe de tarage, prises comme référence. La comparaison des distributions des vitesses de surface au niveau de la section en travers de mesure obtenues par LSPIV et ADCP montre la capacité de la méthode non-intrusive à explorer avec précision les vitesses de surface.

De nombreux problèmes liés à l'application de la technique PIV au milieu naturel sont mis en avant dans cette étude. Ces problèmes concernent l'illumination du site et l'ensemencement de la rivière. Ces sources d'erreur sont responsables de la variabilité dans les estimations LSPIV de débit.

Enfin, les mesures de long terme prévues à ce site, l'enregistrement systématique des images, des estimations de débits et des conditions météorologiques au moment des prises de vue procurent un matériel scientifique important pour les études futures concernant l'incertitude des méthodes LSPIV d'estimation de débit.

Real-Time Estimation of Discharges of the Iowa River Using an Image-Based Method

Alexandre Hauet¹, Anton Kruger², Witold F. Krajewski³, Allen Bradley, ASCE Associate Member⁴, Marian Muste, ASCE Associate Member, P.E.⁵, Jean-Dominique Creutin⁶, Mark Wilson⁷

Abstract: This study examines the feasibility of making continuous river discharge measurements using real-time, image-based, non-contact technologies. The experimental site is a section of the Iowa River at Iowa City. The system uses particle image velocimetry (PIV) to estimate displacements of river surface flow tracers on images recorded from the roof of the laboratory building. Images are automatically processed, and a geometrical transformation applied, to determine displacement vectors in a physical coordinate system. The velocity-area method is then applied to estimate discharge at a cross-section of known bathymetry. The authors compare the results against real-time USGS estimates obtained from a gauging station at the same location. Data collected during the system's first year of operation show that PIV-based estimates are consistent with current meter measurements made at this site by the USGS since 1984. They are also consistent with acoustic Doppler current profiler measurements, and earlier image-based measurements. The authors identify and discuss some illumination and flow tracer problems arising from continuous operation of the system. The continued long-term operations planned at the site will provide a test-bed for future research to improve the reliability of real-time image-based discharge measurement technologies.

CE Database subject headings: Discharge measurement, Remote sensing, Imaging techniques, River flow.

¹ Ph.D. Student, Laboratoire d'étude des Transferts en Hydrologie et Environnement, BP 53, F-38041 GRENOBLE, Cedex 09, FRANCE. E-mail: alexandre.hauet@hmg.inpg.fr

² Research Engineer, IIHR-Hydroscience & Engineering, The University of Iowa, Iowa City, Iowa 52242, USA. E-mail: anton-kruger@uiowa.edu

³ Research Engineer, IIHR-Hydroscience & Engineering, The University of Iowa, Iowa City, Iowa 52242, USA. E-mail: witold-krajewski@uiowa.edu

⁴ Associate Research Engineer, IIHR-Hydroscience & Engineering, The University of Iowa, Iowa City, Iowa 52242, USA. E-mail: allen-bradley@uiowa.edu

⁵ Research Engineer, IIHR-Hydroscience & Engineering, The University of Iowa, Iowa City, Iowa 52242, USA. E-mail: marian-muste@uiowa.edu

⁶ Directeur de Recherche, Laboratoire d'étude des Transferts en Hydrologie et Environnement, BP 53, F-38041 GRENOBLE, Cedex 09, FRANCE. E-mail: jean-dominique.creutin@hmg.inpg.fr

⁷ Data System Coordinator, IIHR-Hydroscience & Engineering, The University of Iowa, Iowa City, Iowa 52242, USA. E-mail: mark-wilson@uiowa.edu

1 Introduction

For the last two decades, an image-based method for flow measurement, commonly called particle image velocimetry (PIV), has been used extensively in laboratory experiments (see for instance Adrian (1991) or Stanislas *et al.* (2003)). In the controlled conditions of a laboratory, with proper lighting and seeding of the flows, laboratory PIV has proven its effectiveness as a non-intrusive method for measuring two-dimensional velocity fields.

Recently, PIV methods have also been used to measure flows in streams and rivers. Visible images of the flow taken from the river's bank or from a bridge are used to estimate two-dimensional surface flow velocities. Unlike the laboratory, imaging in the field involves oblique angles between the optical axis the camera and the water surface, resulting in image distortion. Furthermore, measurements can only be made when there is satisfactory natural illumination, and sufficient tracers recognizable on the surface (e.g., solid particles, bubble, turbulence patterns, foam or specular reflection). Hence, for field applications of PIV, the method must be adapted to take into account the oblique viewing angles, the lens distortion, the illumination, and the seeding with tracers (see for instance Fujita *et al.* (1998)).

From the surface velocity field determined by PIV, discharge can be estimated. Since the image-based approach only involves simple, light-weight, and inexpensive equipment (a camera), PIV can be a low-cost discharge estimation technique. It can also serve as a non-contact method for discharge estimation over a large range of stage (see Bradley *et al.* (2002) for low flow experiment or Creutin *et al.* (2003) for experiments over a large range of discharge).

In previous studies, field PIV measurements were brief (recordings of 10 minutes or less) and under good to ideal illumination conditions. In this study we examine the feasibility of a continuous, real-time, image-based, non-contact approach for estimating discharge in rivers. The experimental site for the prototype system is the Iowa River at Iowa City, Iowa, on a section of the river next to the C. Maxwell Stanley Hydraulics Laboratory of The University of Iowa. The site is collocated with a standard river gauging station operated in real-time by the United States Geological Survey (USGS). In laboratory PIV applications, the flow is typically seeded with visible tracers in the form of neutrally buoyant particles. In this study we

take advantage of naturally occurring foam as a flow tracer. The measurement location is approximately 100 m downstream from a low-height dam; flow over the dam spillway produces a relatively well-distributed foam on the river surface.

The continuous operation of our prototype system implies that estimates are made over a large range of discharge, and under varied natural weather conditions (illumination, wind, rain). Continuous real-time operation also imposes computational requirements for data transmission, computer memory, and processing time. In subsequent sections, we describe the development of the demonstration system, and make a preliminary evaluation of early operational results.

2 Experimental Setting

2.1 Location

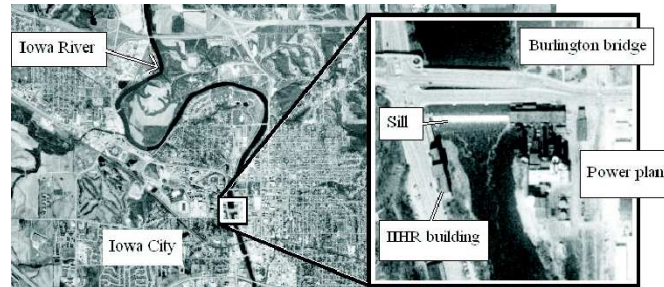
The area of the Iowa River studied is adjacent to the C. Maxwell Stanley Hydraulics Laboratory building on the campus of The University of Iowa, Iowa City, Iowa. At this location the river flows southward in a 70 m wide, 6 m deep, nearly rectangular channel draining the catchment area of about 8470 km². The river's flow is regulated by the Coralville Lake reservoir, located some 8 km upstream, and operated by the U.S. Corps of Engineers. Since the completion of the dam, the daily average flow rate has ranged from a minimum of 1.4 m³/s (on 1 August 1977) to a maximum of 742 m³/s (on 21 July 1993). The measurement site is about 100 m downstream from a low-head dam constructed to provide water supply for a power plant located on the east bank of the river. Its 3 m high waterfall produces foam that acts as a tracer of the flow in our study (see Figure 1).

The position of the study area has been selected so that the density of foam is high and the eddies created by the waterfall are negligible compared to the main flow movement.

Although the experimental setting is not an example optimal sitting for flow measurement because of the effects of the waterfall, the Hydraulics Laboratory building provided a convenient location and available infrastructure for initiating this pilot project.

The main hardware component of our system is a commercially available web-cam (Axis 2120 Network Camera) mounted in an all-weather housing

Figure 1: Map of the study area.



that is fixed on the 5th-floor roof of the Hydraulics Laboratory building, pointing southward to the river with a tilt angle of about 60° . The resolution of the recorded images is 704×480 pixels which correspond to a physical area of $100 \times 100 \text{ m}^2$ (see Figure 2).

Figure 2: View of the Iowa River recorded with the web-camera used in this study, from the 5th floor of The University of Iowa's C. Maxwell Stanley Hydraulics Laboratory. The movement of natural tracers, such as the foam that is visible in the image, is analyzed to provide estimates of surface velocity.

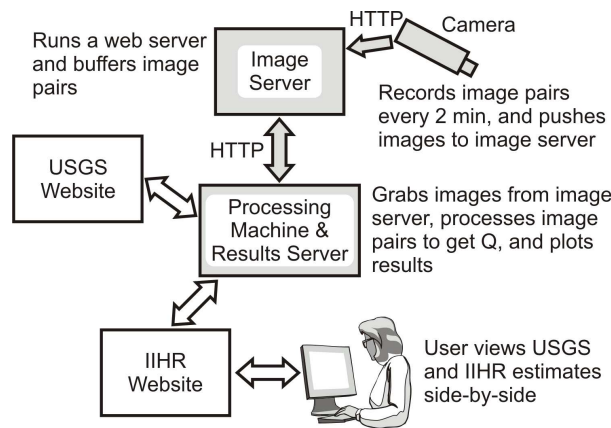


A USGS gauging station (USGS 05454500) is located next to the Hydraulics Laboratory. It records river stage every 30 minutes and estimates a discharge using a rating curve. Results of stage and discharge are displayed on the USGS website (<http://water.usgs.gov>).

2.2 Overview of System Architecture

The architecture of our prototype real-time PIV system is sketched in Figure 3.

Figure 3: Overview of the system. A web-cam records and pushes image pairs every two minutes to an image server. A processing machine grabs the image pairs and performs the analysis described in this paper to estimate a discharge Q . Time series of these estimates are published, along with USGS estimates, on a website.



The camera autonomously records an image pair every two minutes. The images, separated by 1 s, are time-stamped and uploaded to an image server. The bulk of the work is done on a processing machine using Bash shell scripts and compiled programs. An unattended process grabs images from the image server at regular intervals. PIV analysis is performed on the pairs of images to obtain estimates of surface velocity. The analysis includes post-processing to remove erroneous vectors. The next step is a spatial transformation to account for camera and perspective view distortion. We use the free surface velocity at locations along a transect to reconstruct the vertical velocity profile, taking into account the known bathymetry. Discharge is computed using the velocity area method. We publish the results on the IIHR website (<http://www.ihr.uiowa.edu>). Plots comparing discharge estimates with real-time USGS estimates are updated every hour for the current week and month time scales. The processing machine makes the plots available via an HTTP server, and a web-page on IIHR's main website links to these plots. Rather than using a single integrated software package,

the system is comprised of standalone executables and scripts that are piped together using the Unix/Linux paradigm. The system has been operational since August 2004.

3 Real-Time PIV Algorithm

3.1 Surface Velocity Determination

Our existing image processing software is based on the algorithm developed by Fujita *et al.* (1998), and is similar to the Correlation Imaging Velocimetry of Fincham et Spedding (1997). In essence, the algorithm finds the correlation between the interrogation area (IA) centered on a point a_{ij} in the first image (Image A) and the IA centered at point b_{ij} in the second image (Image B) taken with a time interval of δt seconds. The correlation coefficient $R(a_{ij}, b_{ij})$ is a similarity index for the grey-scale intensity of a group of pixels contained in the two compared IAs. Correlation coefficients are only computed for points b_{ij} within some search area. The PIV approach assumes that the most probable displacement of the fluid from point a_{ij} during the period δt is the one for which the correlation coefficient is a maximum. We use a parabolic fit to identify the displacements with sub-pixel accuracy. Velocity vectors are then derived from these displacements by dividing them by δt .

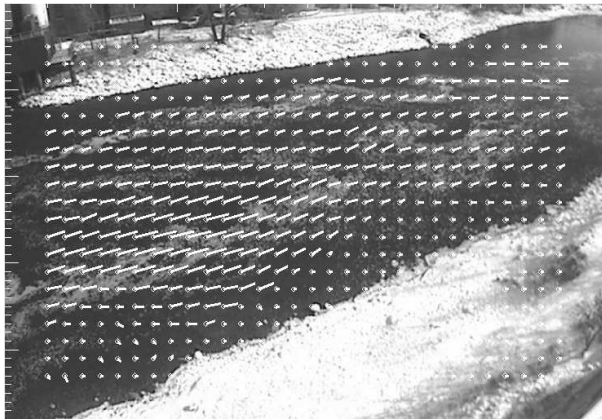
For field applications, an advantage of the PIV algorithm we use is that it can estimate movement of any passive tracer or image non-uniformity that follows the flow.

By using a normalized metric (correlation), each pixel in the IA is equally weighted, such that the background is just as important as the particle images. Consequently, this algorithm can estimate velocities from low resolution images, such as those captured by the standard web-cameras. Another important feature of our algorithm is the de-coupling of the IA from its fixed location in the first image to any arbitrary location in the second image. This process completely eliminates the velocity bias error Adrian (1991). It also greatly improves the signal to noise ratio in the presence of large displacements, significantly extending the dynamic range of the velocity measurement. More importantly, it allows the use of relatively small sampling areas, which significantly increases the available spatial resolution and reduces the errors encountered when measuring vortical flows.

For the prototype real-time system, a fixed time interval of 1 s was selected for image pairs by considering the expected range of river velocities and the search area size, which increases the computational time for discharge estimation. The chosen time interval requires a search area of 48 pixels in the flow direction (e.g., 3m at the center of the river), which is small enough to compute discharge in less than 2 minutes. The integrity of the foam patterns is also preserved in that time interval. As the typical size of the aggregates of foam is 5 m and the typical inter-distance between the aggregates is 10 m, the IA size was selected to be 10x10 m² at the center of the river (i.e. 64x64 pixels), which keeps the probability of having IAs without seeding very low.

An example of a computed displacement vector field is shown superposed on a recorded image in Figure 4.

Figure 4: Sample displacement vectors from the PIV algorithm in the image coordinates system.



For computational convenience, we apply the PIV on the entire image, and not just the river area; as a result, some displacement vectors are shown along the river's bank. Within the river, one can see that the displacement estimates are good for the region where foam is well distributed. Close to the banks, erroneous vectors are produced. Erroneous vectors also result due to uncertainty in the calculation of the correlation coefficient based on a small sample (defined by the size of the IA). A correction method developed by Fujita (1994) is applied to remove these erroneous vectors.

3.2 Geometric Transformation

As it appears on Figure 2, the projection of the river surface is significantly distorted because of the oblique viewing angle of the camera. Since the lens distortion effect is negligible compared to the effect of the tilt, a simple transformation to map from image to physical space coordinates, the following eight-parameter projective transformation (see Fujita et Komura (1994)), was used:

$$\begin{aligned} X &= \frac{a_1i + a_2j + a_3}{a_7i + a_8j + 1} \\ Y &= \frac{a_4i + a_5j + a_6}{a_7i + a_8j + 1} \end{aligned} \quad (1)$$

where $[i, j]$ are the coordinates of a point in the image coordinate system and $[X, Y]$ are the coordinates of the same point in the space coordinate. The elimination of the Z coordinate assumes a horizontal water surface, and requires at least 4 control points on the horizontal surface for determination of the transformation parameters. In our system, we selected and surveyed 11 ground reference points (i.e., points of known coordinates in the two systems.) Based on these data points, we use least square estimation to solve for the eight unknown parameters. We then use the fitted transformation function to map the displacement field in physical coordinates (m/s). A surface velocity field in a physical Cartesian system is illustrated in Figure 5.

3.3 Discharge Computation

The method we use for estimation of the discharge is the velocity-area method (VAM). The information required for the discharge computation with the real-time PIV system are the channel bathymetry, the free surface velocity field, the velocity distribution in the water column, and the river stage (see Figure 6).

We obtained the channel bathymetry from a direct survey by Creutin *et al.* (2003), and augmented it with more recent measurements using ADCP. Using this information, we compute discharge at n points within the surveyed cross section, defined by coordinates $(x_i, y_i), i = 1, \dots, n$.

To obtain the surface velocity at the cross section we perform linear interpolation from the neighbouring grid points of the PIV-estimated surface

Figure 5: Sample displacement vectors from the PIV algorithm in the physical Cartesian coordinate system.

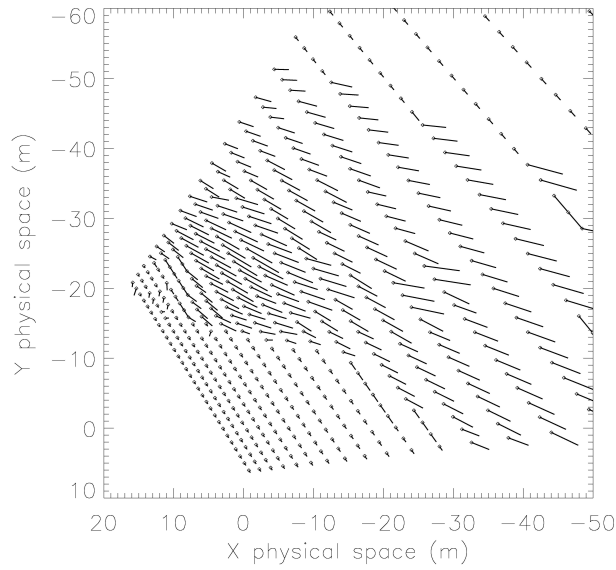
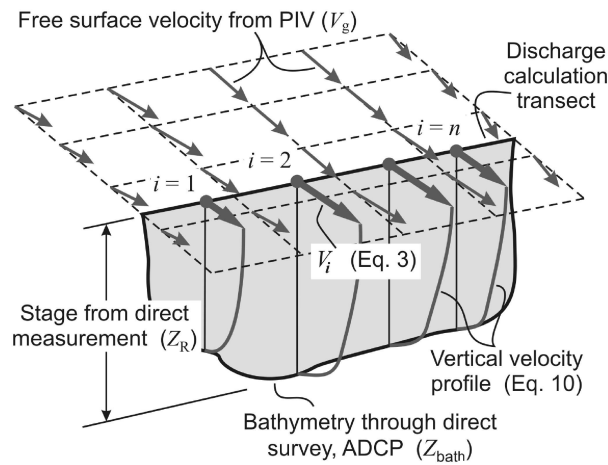


Figure 6: Discharge computation with velocity area method.



velocity vector field.

Assuming that the shape of vertical velocity profile is the same at each point i , the depth-averaged velocity V_i is related to the free-surface velocity v_i by:

$$V_i = kv_i \quad (2)$$

where k is an index that depends on the profile shape. A value of $k=0.85$ is generally accepted by the hydraulic community for flows in rivers (Creutin *et al.* (2003)).

The discharge for each river subsection $(i, i + 1)$ is then computed as:

$$q_i = \frac{V_i + V_{i+1}}{2} \frac{h_i + h_{i+1}}{2} \sqrt{(x_{i+1} - x_i)^2 + (y_{i+1} - y_i)^2} \quad (3)$$

where h_i is the water depth at the location i . For the subsections adjacent to the bank, corresponding to $i = 1$ and $i = n - 1$, we compute the discharge assuming a parabolic horizontal profile. The water depth h_i is:

$$h_i = Z_R - Z_{bath}(x_i, y_i) \quad (4)$$

where Z_R represents the river level during the measurement, and $Z_{bath}(x_i, y_i)$ represent the channel bathymetry. For our Iowa River demonstration, we use the river level obtained from the USGS stage measurement, but alternative non-contact stage measurement systems are possible (see section 5) and would be necessary for applications at ungauged sites. The river discharge is the sum of the partial discharge in the $n - 1$ subsections.

3.4 System Operation

The real-time PIV system makes a discharge estimate every two minutes. More frequent estimation is not possible with the limitations of current hardware and software. As a result, only a small fraction of the image pairs that can be taken by the camera are processed for real-time estimation. However, the sampling frequency could be increased by using faster hardware and by optimizing the PIV computations.

Using the 30 discharge estimates the system produces each hour, we compute the average discharge for the hour. We then compare these averages against the USGS estimates. Finally, we archive the image pairs, and the hourly discharges estimates from the real-time PIV system and the USGS

gauge. In addition, every 30 minutes, we also download and archive meteorological data (cloudiness, rainfall rate, visibility, temperature, dew point, wind magnitude and direction), recorded at a weather station close to the recording area, from the NOAA website. Archiving of repeated measurements made under a variety of weather and seeding conditions, and over a wide range of discharges, provides a data base of information that will allow continuous assessment of the real-time PIV system performance.

4 Results and Discussions

The prototype real-time system became operational in late-August 2004. From the very beginning, we were able to observe and identify measurement technology challenges that were unobserved during previous experiments, where a single flow measurement was made. In this section, we illustrate and discuss the more serious measurement challenges, as well as make a comparison of the system's flow estimates with those based on other measurement techniques and hydraulic theory.

4.1 Cross-Sectional Average (1-D) Flow Estimates

Figure 7 is taken from the IIHR real-time PIV web-page.

The plot compares discharge estimates from the real-time PIV system and the USGS stream-gage during 14 months. At night, the absence of light makes visible imaging impossible, so no PIV discharge estimates are shown then. During daylight hours, the PIV estimates are more variable than the USGS estimates. Still, hydrographs based on the real-time discharge estimates are similar to those from the USGS estimates (around 10% difference).

Figure 8 compares the stage-discharge relations obtained with 252 direct discharge measurements made by the USGS at the gauge station (since 1984), 10 image-based measurements (made in 2001) at the same location by Creutin *et al.* (2003), and more than 4000 hourly-averaged PIV measurements.

The real-time PIV estimates range from 10 to 210 m^3/s and are very consistent with conventional USGS measurements and the measurements of Creutin *et al.* (2003). The average flow velocity is equal to the measured discharge divided by the cross-sectional area. Figure 9 shows that USGS

Figure 7: Sample time series of discharge estimates made by USGS (solid black line), and using the techniques described in this paper (gray crosses).

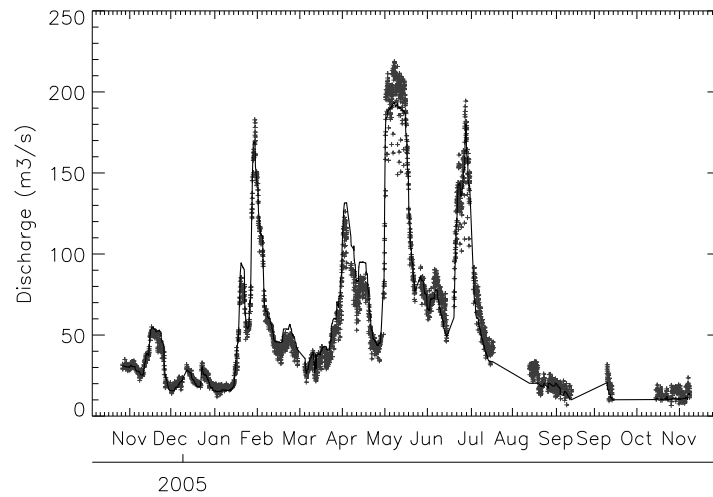
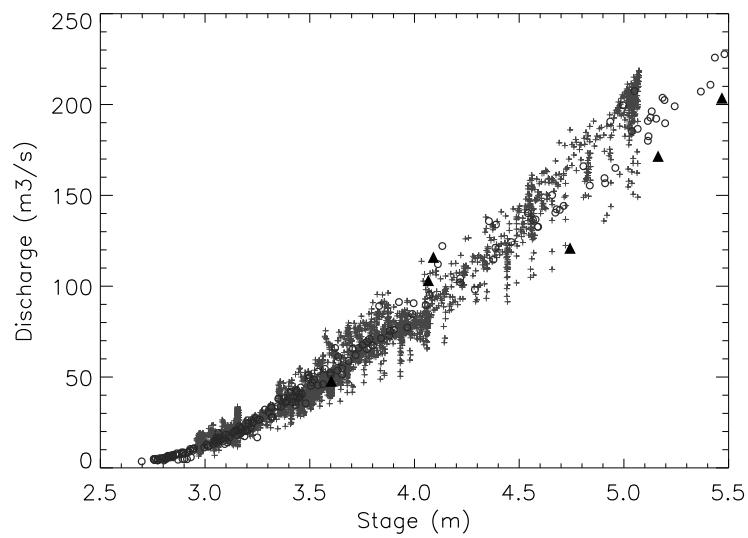
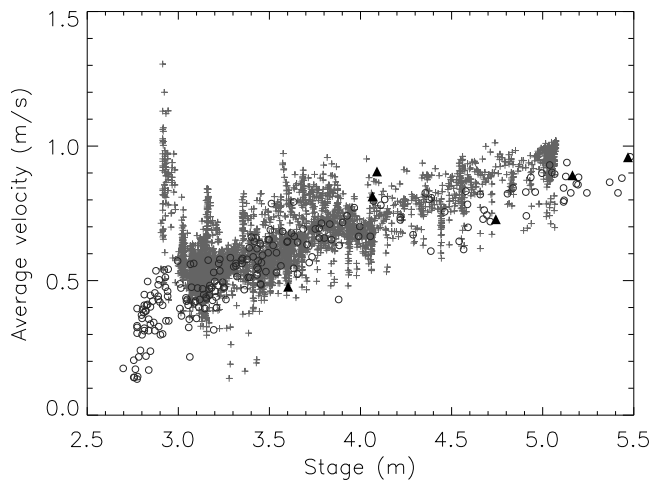


Figure 8: Stage-Discharge estimates obtained by USGS (black circles), Creutin *et al.* (2003) (black triangles), and this paper (gray crosses).



current meter estimates of the average flow velocity are more variable than discharge, especially for low stages.

Figure 9: Average flow velocity (discharge divided by cross-sectional area) from USGS measurements (black circles), Creutin *et al.* (2003) (black triangles), and PIV (gray crosses).



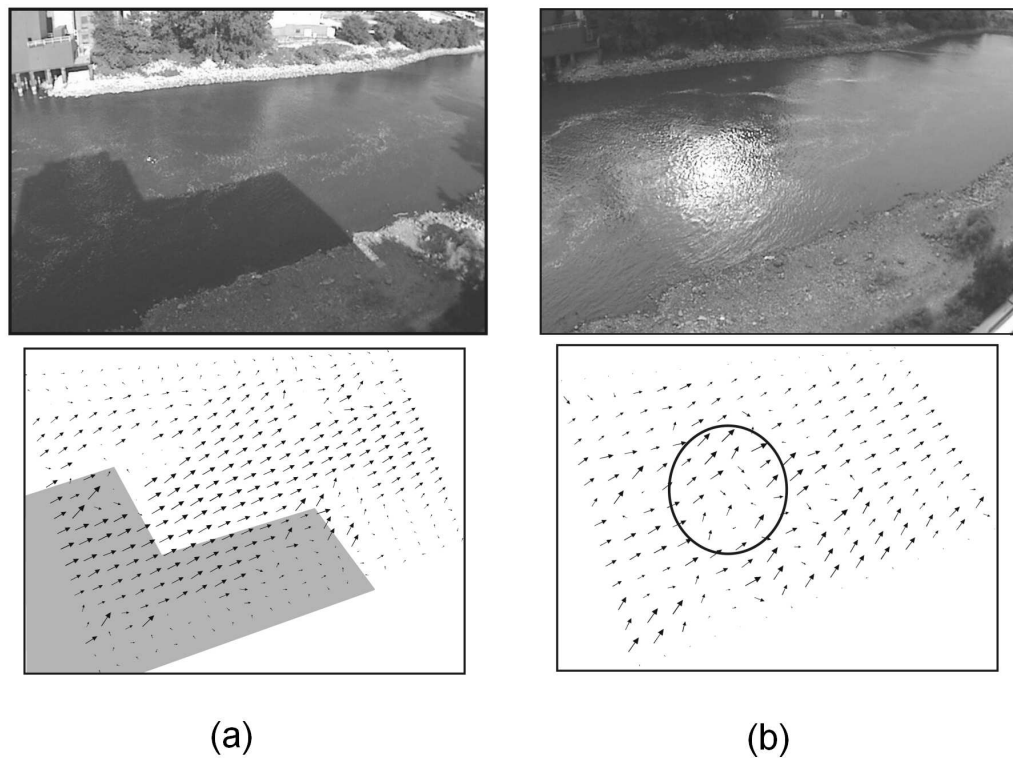
In part, the variability is due to morphological changes in the bed bathymetry through time. The PIV estimates are consistent with the USGS estimates at higher stages, but seem to overestimate the average velocity for low stages. Field observations of the Iowa River suggest an explanation: during low flow, surface velocities are small and the effect of the wind is easily seen. As the wind blows mainly southward during the measurements, and the river flows southward, we suspect that tracers' velocities are increased during low flows.

The variability observed in the real-time PIV discharge estimates illustrates the challenging environmental conditions for field PIV applications. A major cause of variability is locally non-uniform illumination of the imaging area.

In the morning and the evening when the sun is low in the sky, portions of the river surface are covered by shadows. In addition, in the morning, the sun in the east reflects on the water surface, and light glints appear on the images. Shadows and glints act as a static pattern, with a distribution of the

grey-level intensities very different from the normal river surface. Figures 10 show examples of erroneous velocity estimates due to shadow and light glint patterns.

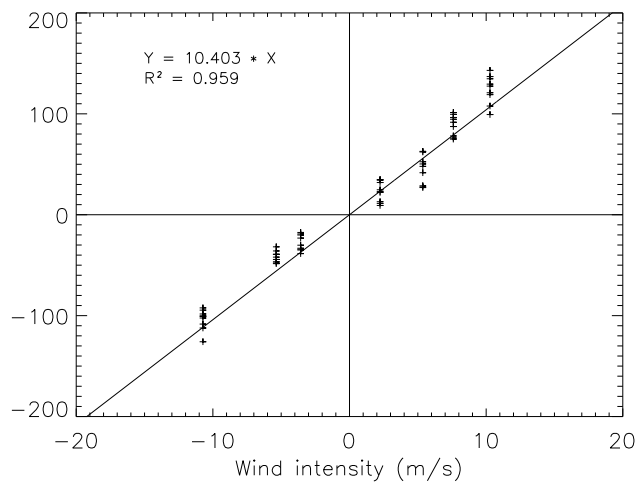
Figure 10: Images with (a) shadow and (b) glare in region of interest, and corresponding PIV displacement vectors (image space).



Another source of variability is the effect of the wind on the surface velocities and tracers' displacement. To illustrate this effect, we selected a situation from the real-time system archive where the wind intensity and magnitude is the only variable factor (i.e., the illumination, tracer density, and river stage are similar), and compared the velocities in an area of $3 \times 3 m^2$ in the middle of the river. Figure 11 shows that wind produces systematic conditional biases by affecting tracer displacements and surface flows.

The simple linear relation shown in Figure 11 suggests that simple corrections may be effect for removing the conditional bias. Finally, rain is another environmental factor that affects discharge estimates; rain affects

Figure 11: Effect of the wind on the tracers' displacement over a square of $3 \times 3 m^2$ in the center of the river. The negative wind intensity means upstream direction, and the positive means downstream direction.



also the measurement accuracy by destroying the foam patterns.

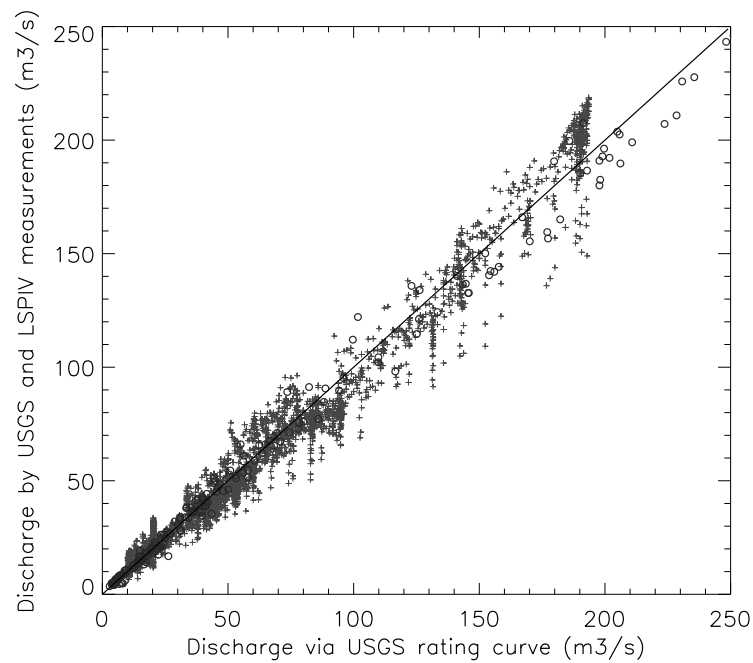
Figure 12 compares the PIV discharge estimate, and USGS direct discharge measurements, with USGS rating curve discharge estimates.

Although it is obvious that the real-time PIV system estimates are less accurate (Nash criterion = 0.893 for the PIV system and 0.963 for the USGS direct measurements), it is also obvious the number of PIV estimates made in 14 months (4000 measurements) is significantly larger than can be made with traditional direct measurement techniques (252 measurements by the USGS in 21 years). Hence, a continuous monitoring technique based on PIV, which can produce reliable measurements at low cost, could have significant applications for stream gauging.

4.2 Comparison with ADCP Estimates for a Cross-Section

On 26 August 2004 at 14h00, we made a discharge measurement using ADCP at the Iowa River measurement section for comparison with the real-time PIV discharge estimates. A boat equipped with a 1200 kHz RDI Rio Grande ADCP (beam angle: 20°) measured the whole cross-section 8 times. Note that we chose the hour of the ADCP measurement to correspond to

Figure 12: Comparison between discharge estimations via the USGS rating curve and discharge measurements by USGS (black circles) and this paper (gray crosses). The correlation coefficient for the USGS measurements is 0.996 and the one for the PIV measurements is 0.989. The normalized bias are 0.069 and 0.09 for the USGS measurements and PIV measurements respectively, and the Nash criterions are 0.963 and 0.893 for the USGS measurements and PIV measurements respectively .



the best illumination conditions for PIV measurement. Table 1 summarizes the discharge estimates.

Table 1: Discharge measurements using ADCP.

Travel	Discharge (m^3/s)
1	29.7
2	33.4
3	31.8
4	30.0
5	33.7
6	29.5
7	29.2
8	32.2
average	31.2
standard deviation	1.8

Table 2 shows the real-time PIV discharge estimates from 7 image pairs made coincidentally with the ADCP measurements.

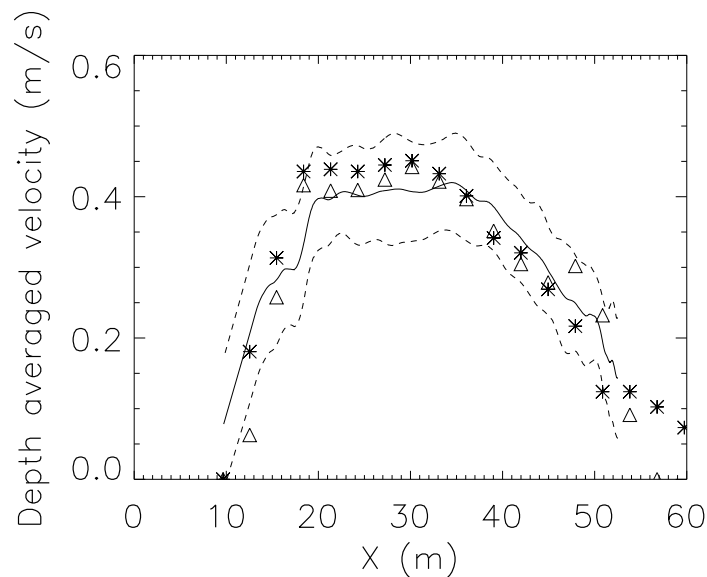
Table 2: Discharge estimates using the real-time image-based approach.

Image pair	Discharge (m^3/s)
1	35.6
2	32.9
3	31.1
4	31.4
5	33.3
6	35.5
7	32.2
average	33.2
standard deviation	1.8

At the time of the experiment, the river level was 3.35 m. Following the USGS rating curve, the estimated discharge is 33.41 m^3/s . Comparing the two discharge measurements, we find that the average ADCP estimate is slightly lower than the average real-time PIV estimate, and that this difference is statistically significant at the 5% level. Still, the magnitude of the discrepancy with the USGS flow rating is relatively small (6.6% difference between USGS and ADCP estimates; 0.8% between USGS and PIV).

Figure 13 shows the depth-average velocities at the time of the ADCP measurements.

Figure 13: Depth-average velocity estimated by ADCP (solid black line), the PIV method described in this paper (triangles), and a simple (see text) hydraulic model (asterisks). The dash lines represent the standard deviation of the ADCP data.



We computed measured velocity from ADCP, and estimated velocities for the real-time PIV measurement using equation (4). In addition, we computed theoretical values of the depth-average velocity using a simple hydraulic model. For each point of known bathymetry, we assume the vertical velocity profile follows a logarithmic law:

$$u(z) = \frac{u^*}{\kappa} \ln \left(\frac{z}{Ks} \right) + u^* Br \quad (5)$$

where $u(z)$ is the velocity at the depth z , u^* is the friction velocity, κ is the Karman constant ($\kappa = 0.4$), Ks is the Strickler coefficient, and Br is a constant ($Br8.5$, see Graf (1993)). We deduced the slope ($S_0 = 1/10,000$) from topographic data, and estimated the Strickler coefficient ($Ks = 0.5$) based on USGS current meter measurements of stage and discharge. The figure shows that the three estimates are very consistent, except for the low depth-

averaged velocities near the banks. The differences are most noticeable on the west (right) bank, where the shallow depth prevents the measurement by ADCP, and the differences between the model and PIV estimates are significant. Note that this is the portion of the river with few visible tracers and erroneous vectors in Figures 4. Still, for high depth-averaged velocities (more than 0.2 m/s), the relative differences are less than 10%. Over this range, the difference between the ADCP and PIV estimates switches from negative nearer to the east (left) bank, to positive nearer to the west (right) bank. However, the variations in the hydraulic model estimates over the transect track well with the real-time PIV estimates (with some exceptions), which suggests that the switch is not a result of differential biases in PIV estimates for the near and far field of view.

4.3 Alternative Method for Discharge Estimation

The velocity-area method we used for discharge estimation requires a river water stage measurement. However, another possible approach, which avoids the use of stage information, is to directly relate discharge to information about surface velocity from the PIV measurements. We explored the potential for using a surface velocity index using the set of real-time PIV measurements. We selected the average surface velocity for the entire cross-section as our velocity index (V_I). Figure 14 shows that a simple power law is a very good model of the relation between discharge and average surface velocity ($R^2 = 0.98$).

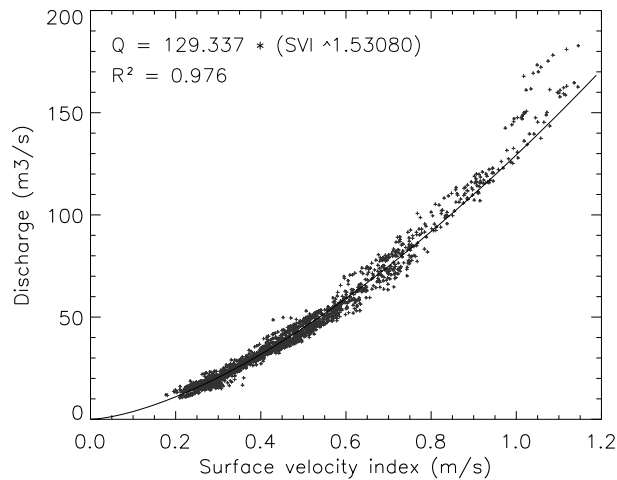
Figure 15 shows the difference between estimates of discharge by the velocity area method, and by the surface velocity index method using the power law model.

The results are very encouraging (Nash criterion = 0.983). Although additional investigation with larger data sets is warranted, the use of a surface velocity index appears to be a promising and efficient way to estimate river discharge.

5 Conclusions and Perspectives

Previous studies of image-based approaches for river discharge estimation have demonstrated their ability to make accurate measurements for experimental conditions (see Bradley *et al.* (2002), Creutin *et al.* (2003)).

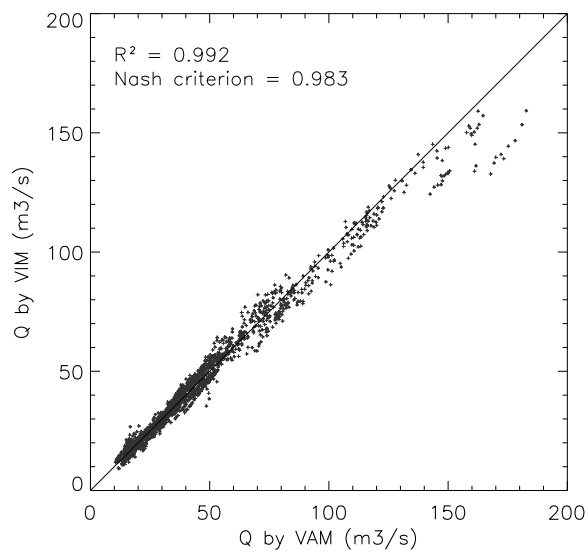
Figure 14: A simple power law is a good model ($R^2 = 0.976$) between average surface velocity and the discharge for the PIV measurements.



Still, there are significant challenges for making continuous real-time measurements with image-based methods. We are addressing these challenges through a collaborative effort between IIHR and LTHE to develop a permanent real-time prototype system for the Iowa River. At this site, we make discharge estimates using field PIV techniques. Instead of seeding of the flow with tracers as in laboratory PIV measurements, we instead use the natural foam produced by a waterfall as a flow tracer. The results are posted in real-time at the IIHR website, along with real-time estimates from the USGS (based on rating curves).

From our experience over the first 14 months of operations, as well as some preliminary comparisons with other river measurements, we have identified several challenges with the field PIV technique for continuous real-time discharge estimation. The most significant challenges are illumination of the river surface, seeding conditions, wind effect and rainfall effect. Discharge estimates during those conditions are highly variable and have systematic errors. However, we found that, most of time, the real-time PIV discharge and cross-sectional average velocity estimates were consistent with those based on USGS current meter measurement at this site since 1984, and with other image-based measurement made by Creutin *et al.* (2003). Furthermore,

Figure 15: Comparison between discharge estimates from Velocity Area Method and Velocity Index Method. The correlation coefficient is 0.992, and the Nash criterion is 0.983.



we found that PIV estimates of depth-average velocity at points across a river transect were consistent with those based on ADCP measurement and a simple hydraulic model. Therefore, our future research efforts at the site will focus on improving imaging and data processing for poor illumination and bad weather conditions. Possible approaches include the use of camera filters to reduce glare, the use of image processing to remove shadows and glint areas, enhanced algorithms for discharge estimation for periods with poor illumination, and the use of empirical relations to correct for wind effects on surface velocity and discharge estimates.

During the continuous operation of a real-time system, large variations in flow velocities and discharge will occur. As a result, the criteria used for erroneous vectors elimination, and the parameters used for the PIV analysis (e.g., interrogation area size, size of the PIV computational grid) will not be optimal for every flow situation. To study this issue, we intend to evaluate the errors resulting from non-optimal PIV parameters, and perhaps investigate an algorithm that adaptively sets parameters appropriate for the flow condition.

Finally, a challenge for applications is the need to make a coincident measurement of river stage, in order to compute discharge using the velocity-area method. The use of a non-contact approach to detect the water surface is possible at some expense (e.g., laser distance measuring equipment). Alternatively, image-based identification of the river stage may be possible. One approach would be to identify the intersection of the water surface with a colored target (see Fourquet (2005)). Another approach would delineate the river surface area using image processing, and use the width to determine the stage based on the channel bathymetry. Direct measurements might also be made at a permanent site using an inexpensive pressure transducer; however, data transmission from another sensor (not collocated with the camera) raises additional computer infrastructure issues. An altogether different approach would be to use a surface velocity index method, which does not require a river level measurement. Our initial results comparing discharge and a surface velocity index suggests that this is a promising approach worthy of further investigation. The data we are collecting at the site will facilitate studies of this approach, including the data requirements for calibration of a velocity-index approach.

Despite all the challenges, there are many aspects of PIV discharge mea-

surement that make it attractive for river monitoring. The equipment used is simple, light-weight, and inexpensive, and can be mounted well above the river surface, protected from floods. Rather than estimating discharge from measured stage using an empirical rating curve, the discharge is estimated from measured surface velocities every few minutes. Whereas a rating curve must be extrapolated beyond the range of direct measurement, in principle, the image-based approach is valid for any river stage (from very low to high flows). Indeed, one can see that PIV measurement could provide a means to construct a rating curve quickly and efficiently. Although individual PIV discharge measurements have greater uncertainty than direct measurements, in a very short time, one can obtain many more PIV discharge measurements, spanning a range wide range of flow conditions, using a continuously operating system.

The long-range vision for the Iowa River demonstration site is as a test-bed for research on image-based discharge measurement techniques. Its location at a USGS gauge site facilitates comparisons with direct measurements. In addition, raw images, USGS data and weather data are archived continuously, which will provide extensive data for retrospective testing, comparison, and validation of image processing and discharge estimation algorithms. Our experiences presented here demonstrate the feasibility of the approach, but highlight critical limitations with image-based technologies; future developments in instrumentation and algorithms will focus on addressing these problems.

Acknowledgments

This study is the result of a collaborative work integrating concepts and procedures developed over years at IIHR-Hydroscience & Engineering and the Laboratoire d'Etude des Transferts en Hydrologie et Environnement (LTHE). Financial support was provided by IIHR, LTHE, the Cevennes-Vivarais Mediterranean Hydro-Meteorological Observatory and the Rhone-Alpes regional council.

References

- Adrian, R. (1991). Particle-imaging techniques for experimental fluid mechanics. *Ann. Rev. Fluid Mech.* **23**, pp. 261–304.
- Bradley, A. A., Kruger, A., Meselhe, E. A. and Muste, M. V. I. (2002). Flow Measurement in Streams Using Video Imagery. *Water Resources Research* 8(12), pp. 1315.
- Creutin, J., Muste, M., Bradley, A., Kim, S. and Kruger, A. (2003). River gauging using piv technique: Proof of concept experiment on the iowa river. *Journal of Hydrology*.
- Fincham, A. and Spedding, G. (1997). Low cost, high resolution dpiv for measurement of turbulent fluid flow. *Experiments in Fluids* **23**, pp. 449–462.
- Fourquet, G. (2005, Mars). *Développement d'un système hydrométrique par analyse d'images numériques. Evaluation d'une année de fonctionnement continu sur l'Isère à Saint Martin d'Hères*. Ph. D. thesis, Institut National Polytechnique de Grenoble.
- Fujita, I. (1994). Surface flow measurement of flood by image correlation. In *Third Asian Symposium on Visualization*, pp. 669–674.
- Fujita, I. and Komura, S. (1994). Application of video image analysis for measurements of river-surface flows. In *Hydraulic Engineering*, Volume 38, pp. 733–738. JSCE.
- Fujita, I., Muste, M. and Kruger, A. (1998). Large-scale particle image velocimetry for flow analysis in hydraulic engineering applications. *Journal of Hydraulic Research* 36(3), pp. 397–414.
- Graf, W. (1993). *Hydraulique Fluviale, Tome 1. Ecoulement uniforme et non uniforme*, Volume 16. Traité de Génie Civil de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.
- Stanislas, M., Okamoto, K. and Kahler, C. (2003). Main results of the first international piv challenge. In *Measurement Science and Technology*, Volume 14, pp. 63–89.

5.3 Matériel, algorithmie et architecture du système

Il nous a semblé essentiel que le système développé puisse être copié et testé par qui le voudrait. Pour cela, une description plus détaillée du matériel, de l'algorithmie, de l'architecture du système et de la philosophie d'implémentation était nécessaire.

5.3.1 Architecture du système

Un article, intitulé “Continuous, Real-Time System for Estimating Discharges in Rivers Using an Image-Based Method”, par A. Hauet et A. Kruger, a été soumis pour une publication dans *IEEE Transactions on Instrumentation and Measurement*. Cet article est fourni en annexe F.

Cet article technique reprend en détail le matériel et l'algorithmie utilisés dans le système de mesure en temps réel de la rivière Iowa. L'architecture du système, illustrée par l'organigramme de la figure 5.6, a été développée de manière à faciliter le travail entre des ingénieurs ou chercheurs de différents domaines.

En effet, une aire de recherche telle que la métrologie par analyse d'image nécessite une collaboration entre le domaine des sciences de l'informatique, du traitement d'image et le domaine de l'hydrologie. On a donc choisi de développer le système en de nombreux programmes indépendants, écrits en langages simples et transportables (Fortran77 ou C), liés les uns aux autres par des scripts Bash. Cela permet une amélioration simple du système par remplacement des programmes obsolètes, la seule condition étant que les formats d'entrée et de sortie des programmes soient conservés.

L'article décrit avec précision la caméra et son système de communication avec le serveur image, ainsi que les programmes de calcul et la génération automatique des graphiques illustrant les résultats. Le lecteur “hydrologue” n'a pas besoin d'avoir cette connaissance technique pour comprendre la suite du manuscrit de thèse.

5.3.2 La base de données

Il y a en fait deux bases de données : une pour les images et une pour les données de débit et les données météorologiques.

5.3.2.1 La base de données images

Comme expliqué dans les deux articles précédents (Hauet *et al.*, 2005 et Hauet et Kruger, 2006), toutes les images sont enregistrées sur un ordinateur dont la fonction est de contrôler les prises de vues et stocker les images. Cette machine est en communication avec l'ordinateur de calcul via un serveur HTTP, appelé le serveur image. Ce serveur est accessible par internet. Les images y sont rangées ainsi :

- les photographies datant de moins de 24 heures sont stockées par date dans un fichier nommé “file” ;

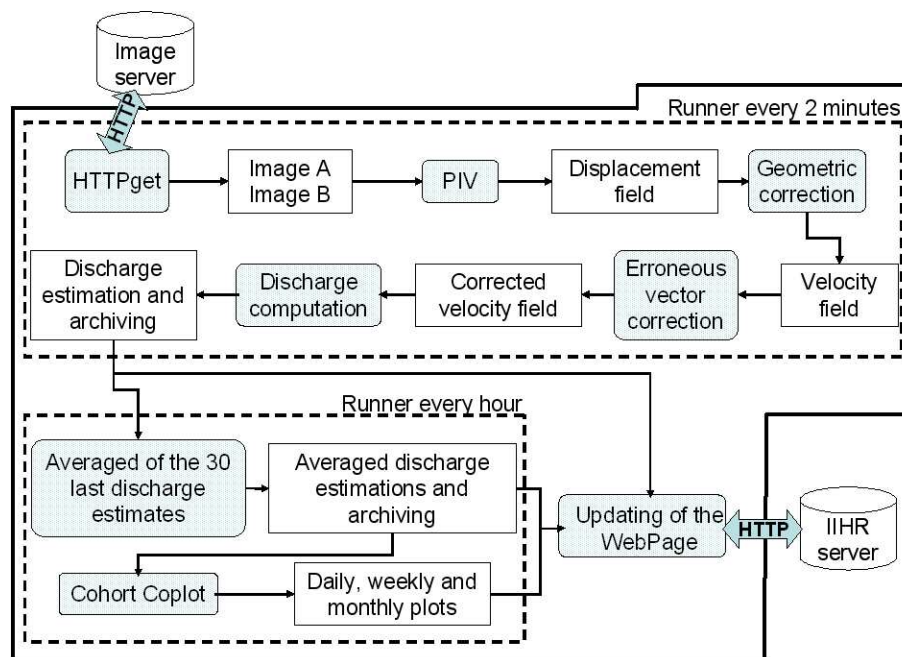


FIG. 5.6: Organigramme des opérations réalisées par l'ordinateur de calcul. Les boîtes ombrées représentent les programmes, les rectangles représentent les sorties des programmes, et les cylindres représentent les serveurs.

- les photographies plus anciennes sont classées par année, mois, et jour de prise de vue. Par exemple, si j'accède au serveur le 6 juillet 2006, une photographie prise le 14 mars 2005 se trouvera dans le fichier *2005/200506/20050614*.

Les images étant stockées en JPEG couleur à la résolution de 704x480 pixels, chacune fait en moyenne 60KB. L'espace dédié au stockage des images sur le disque dur de la machine fait à peu près 250GB. Au rythme de 2 images stockées toutes les deux minutes, on peut estimer que le disque dur sera saturé dans 8 ans. La mémoire n'est donc pas un problème. Des sauvegardes sur DVD sont effectuées régulièrement (tous les 6 mois) par l'ingénieur informaticien de l'IIHR, par précaution.

5.3.2.2 La base de données débit et météorologie

Toutes les deux minutes, un débit est estimé par LSPIV. Toutes les heures, les 30 dernières estimations de débit sont moyennées. On a donc créé deux bases de données :

- l'une, actualisée toute les deux minutes, comporte la date, la hauteur d'eau mesurée par l'USGS, le débit estimé par l'USGS et le débit instantané estimé par LSPIV. L'information concernant la vitesse instantanée n'est pas sauvegardée, car facilement recalculable a posteriori ;
- la seconde base de données, plus complète, actualisée toutes les heures, comporte la date, la moyenne des deux mesures de hauteur d'eau de l'USGS (comme expliqué dans les articles précédents, l'USGS procède à une mesure toutes les 30 minutes), la moyenne des deux débits estimés par l'USGS via la courbe de tarage, la moyenne des 30 débits estimés par

LSPIV, et les conditions météorologiques du moment données par la station météorologique de la NOAA ;

Voyons plus en détail cette seconde base de données. C'est une matrice de 11 colonnes, et N lignes, N étant le nombre d'estimations effectuées à la date de consultation de la base de données. Les informations contenues dans les colonnes sont :

- la date de l'estimation, au format aaaa-mm-dd-hh :mm ;
- la moyenne des deux mesures de hauteur d'eau de l'USGS, en mètre ;
- la moyenne des deux débits estimés par l'USGS, en m^3s^{-1} ;
- la moyenne des 30 débits estimés par LSPIV, en m^3s^{-1} ;
- la valeur du Velocity Index (voir Hauet *et al.*, 2005, chapitre 5) ;
- la direction du vent selon les points cardinaux (SSE, par exemple) ;
- la direction du vent, en degrés par rapport au Nord ;
- la magnitude du vent, en mètres par seconde ;
- la nébulosité du ciel (clear, overcast, partly cloudy, mostly cloudy ou cloudy) ;
- la visibilité, en mètres ;
- la température, en degrés Celsius.

5.4 Analyse de la base de données LSPIV

5.4.1 Débits instantanés

On a représenté sur la figure 5.7 les estimations instantanées de débit par mesures LSPIV, c'est à dire les estimations faites à partir d'une paire d'images seulement, toutes les deux minutes. Bien que le nuage de points soit assez dispersé, la corrélation entre les estimations LSPIV et

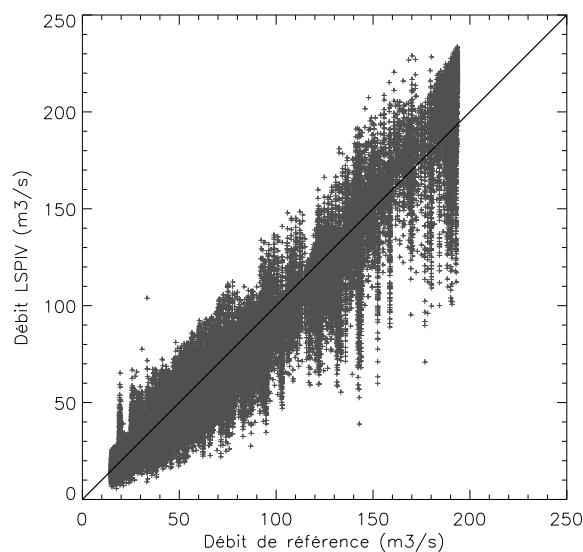


FIG. 5.7: Comparaison des estimations de débits instantanés par mesures LSPIV (croix grises) avec les estimations de référence données par la courbe de tarage.

la référence est bonne ($R^2 = 0.941$), et le nuage s'ajuste sur la droite de pente 1 avec un Nash de 0.936. On n'observe pas de biais significatif. On nomme résidu la différence relative entre les débits LSPIV et les débits USGS de référence, exprimé en pourcentage ainsi :

$$\text{résidu} = 100 \times \frac{Q_{LSPIV} - Q_{USGS}}{Q_{USGS}} \quad (5.16)$$

La valeur des résidus peut varier de $-\infty$ à $+\infty$ et la valeur optimale est 0. Les résidus, calculés selon l'équation 5.16, pour les débits instantanés ont un écart-type important (20.32 %).

On travaillera par la suite avec les estimations LSPIV moyennées au pas de temps horaire. On a choisi ce pas de temps car :

- il permet de réduire la variabilité des estimations de débit : la moyenne est réalisée sur 30 estimations de débits instantanés. Ceci est un avantage de la méthode LSPIV, qui permet de réaliser beaucoup de mesures en peu de temps et pour un faible budget ;
- il respecte la dynamique de la rivière : sur la rivière Iowa à Iowa City, le temps de réponse est de l'ordre de 30 heures, et des données horaires suffisent à très bien documenter les épisodes de montées et de descentes de crue.

Tous les critères statistiques utilisés sont définis en annexe E.

Le lecteur doit noter que des améliorations, qui ne seront décrites qu'au chapitre 5.5, ont été apportées au système décrit dans l'article de Hauet *et al.* (2005). Une partie des estimations de débits que nous analysons ici ont été calculés avec le système amélioré. Néanmoins, pour plus de clarté, ces améliorations seront détaillées plus tard.

5.4.2 Analyse de la qualité des estimations de débit par LSPIV

5.4.2.1 Chronologie de débits

Le système d'estimation de débit temps réel, en continu, sur la rivière Iowa fonctionne depuis septembre 2004. Il a subi 3 périodes d'arrêt importantes :

- en juillet 2005, d'environ un mois, due à un arrêt de l'ordinateur gérant la caméra ;
- en octobre 2005, d'environ un mois, due à un dysfonctionnement du site web de la station USGS. Les données de hauteur d'eau n'étant plus accessibles, aucune estimation de débit n'était possible ;
- en avril 2006, d'environ trois semaines, due à une erreur de codage informatique après amélioration du système par l'algorithme de LSPIV adaptative (voir la partie 5.5.2).

Quelques coupures plus brèves (de l'ordre de 2 ou 3 jours) ont eu lieu, dues à des arrêts des machines de calculs, ou des serveurs, lors de coupures de courant.

Au jour de rédaction, et hormis ces coupures, le système a bien fonctionné pendant 23 mois, soit environ 6000 estimations de débit. Notre prototype est donc robuste. Il a résisté aux tempêtes estivales de l'Iowa et à la tornade du printemps 2006. La caméra est restée fixe, et les coefficients de l'équation d'orthorectification n'ont pas eu à être recalculés. La figure 5.8 présente la chronologie des débits estimés par LSPIV et via la courbe de tarage de l'USGS, de

septembre 2004 à juillet 2006. On peut voir sur la figure que les estimations LSPIV suivent bien

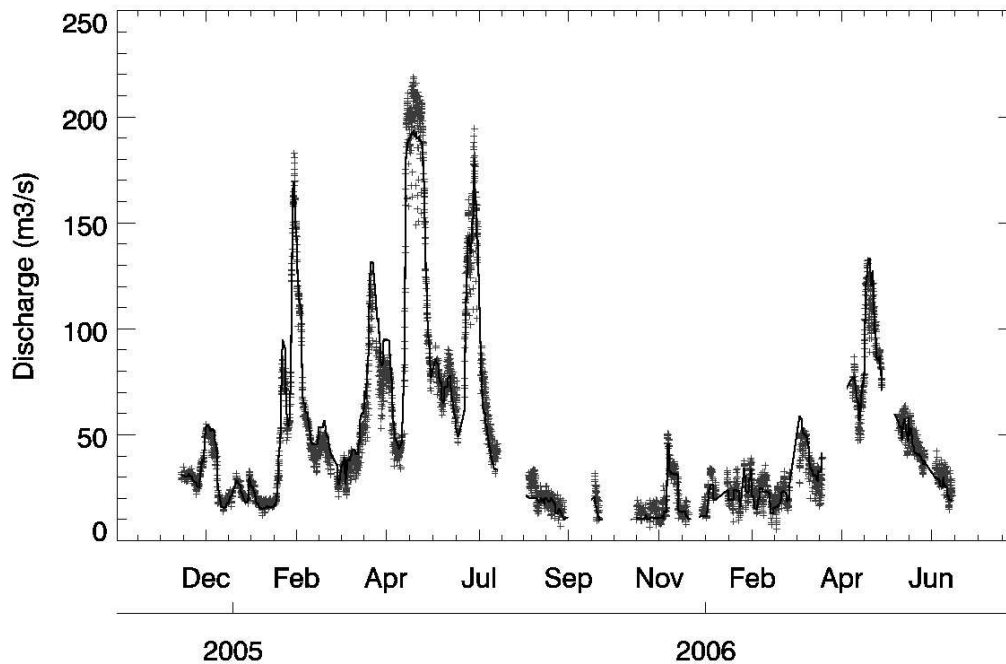


FIG. 5.8: Chronologie de débit de novembre 2004 à juillet 2006 avec les estimations LSPIV (croix grises) et les estimations via la courbe de tarage (trait noir).

celles de l'USGS. Le système a été capable de mesurer sur une gamme importante de débit (de 10 à $200 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$). La dynamique des crues et décrues a bien été observée.

5.4.2.2 Comparaison des estimations de débit

Les débits estimés par la courbe de tarage sont pris comme référence, vu la bonne quantité de mesures de couples hauteur-débits faite par l'USGS (271 mesures par moulinet et ADCP depuis 1984), et la stabilité de la bathymétrie du site (voir la partie 5.1.2). Comme on peut le voir sur la figure 5.9, la courbe de tarage n'est pas toujours ajustée de manière optimale au mesure au moulinet de l'USGS (par exemple pour la gamme de débit 150 à $225 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$). Je pense que ce problème vient d'une rupture de pente dans la géométrie de la section en travers, non prise en compte dans le modèle hydraulique utilisé par l'USGS pour caler sa courbe de tarage. Néanmoins, le besoin de comparer mesures LSPIV et mesures moulinet m'a fait faire le choix de prendre la courbe de tarage comme référence. Les estimations LSPIV sont comparées aux estimations par mesures directes de l'USGS.

La figure 5.9 compare les estimations de débit par mesures LSPIV et mesures USGS aux estimations de débit via la courbe de tarage. Les estimations LSPIV sont très bien corrélées aux estimations via la courbe de tarage ($R^2 = 0.971$), et le nuage de point s'ajuste sur la droite de pente 1 avec un coefficient de Nash de 0.97. Il n'y a pas de biais entre les deux méthodes d'estimation (biais relatif de -0.8%). Les estimations de débits par mesures directes de l'USGS sont également bien corrélées avec les estimations via la courbe de tarage ($R^2 = 0.957$, ajustement

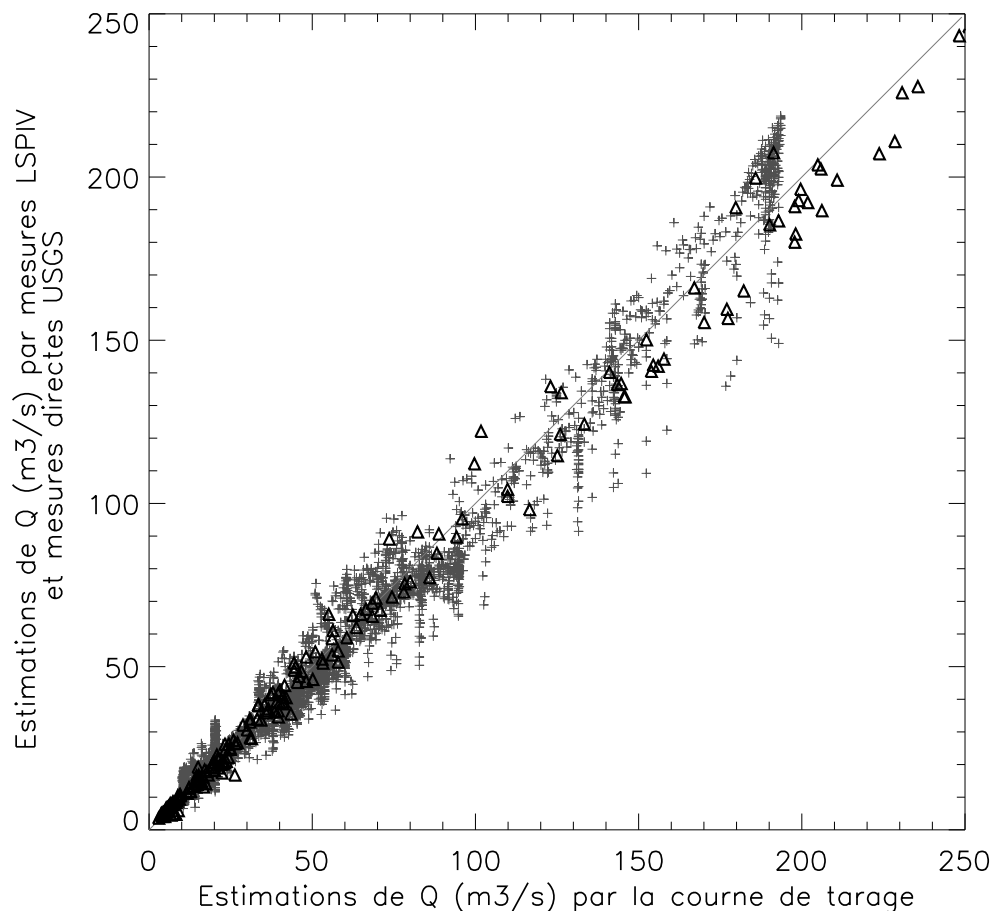


FIG. 5.9: Comparaison des estimations de débit par mesures LSPIV (croix grises) et par mesures directes USGS (triangles) avec les estimations de référence données par la courbe de tarage.

sur la médiatrice avec un Nash de 0.897). Les estimations LSPIV sont donc très cohérentes avec les estimations USGS de référence. On peut en conclure que le système fonctionne bien.

La figure 5.10 montre, en fonction de la hauteur d'eau, les estimations de débit réalisées depuis 1984 par l'USGS par mesures directes, la courbe de tarage de l'USGS et les estimations LSPIV. Il est intéressant de voir qu'en 23 mois, on a réalisé par LSPIV 25 fois plus de mesures que l'USGS en 22 ans, avec un budget beaucoup plus petit.¹ La technique LSPIV permet une répétitivité importante des mesures pour un faible coût.

¹Le budget du prototype LSPIV est estimé à :

- 2 ordinateurs (1200 €) et 1 web cam (400 €);
- le salaire d'un étudiant en thèse pendant 6 mois (6600 €).

Soit un total de 8200 €. L'USGS dépense 10000 € par an par station, soit, depuis 1984, 220,000 €.

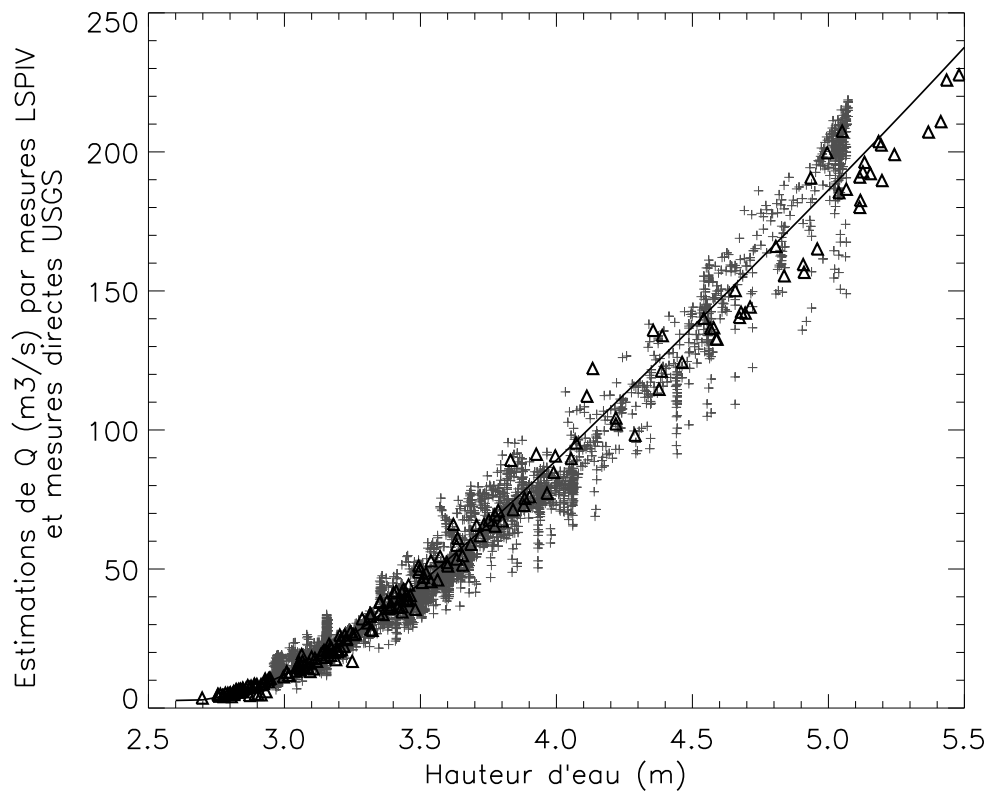


FIG. 5.10: Débits estimés par mesures LSPIV (croix grises) et par mesures directes USGS (triangles) en fonction de la hauteur d'eau. La courbe noire correspond aux estimations de référence via la courbe de tarage.

5.4.2.3 Analyse des résidus de débit

La figure 5.11 montre la distribution des résidus (calculés selon l'équation 5.16) en fonction du débit. Sur toutes les données, la moyenne des résidus est de -0.46% , avec un écart-type de 12.5% . La forme de la distribution des résidus (fort écart-type en faibles débits, faible écart-type en forts débits) est due au calcul en pourcentage. La distribution de la différence simple ($Q_{LSPIV} - Q_{USGS}$) entre les estimations LSPIV et les estimations USGS est également illustrée en figure 5.12. On distingue sur les figures 5.11 et 5.12 une légère surestimation de la LSPIV en faibles et forts débits. Dans l'ensemble, les résidus sont souvent inférieurs à 15% , ce qui est signe de la bonne qualité des estimations LSPIV.

La figure 5.13 présente la fonction de densité de probabilité des résidus. Sa forme est de type Gaussienne, bien centrée sur la valeur 0.

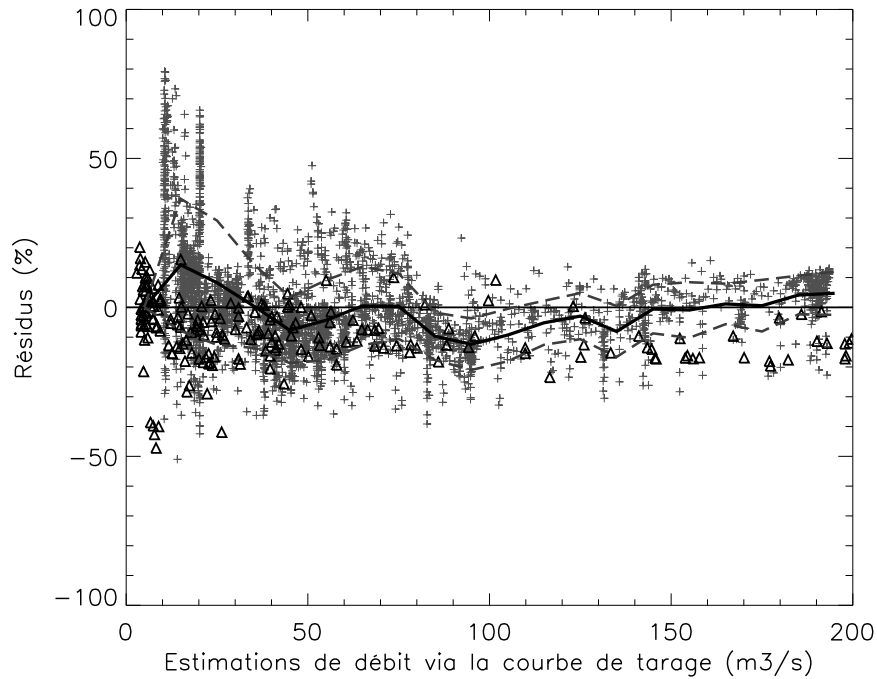


FIG. 5.11: Résidus des débits estimés par mesures LSPIV (croix grises) et par mesures directes USGS (triangles) en fonction du débit de référence donné par la courbe de tarage. La moyenne flottante (trait plein) et l'écart-type flottant (traits pointillés) sont montrés.

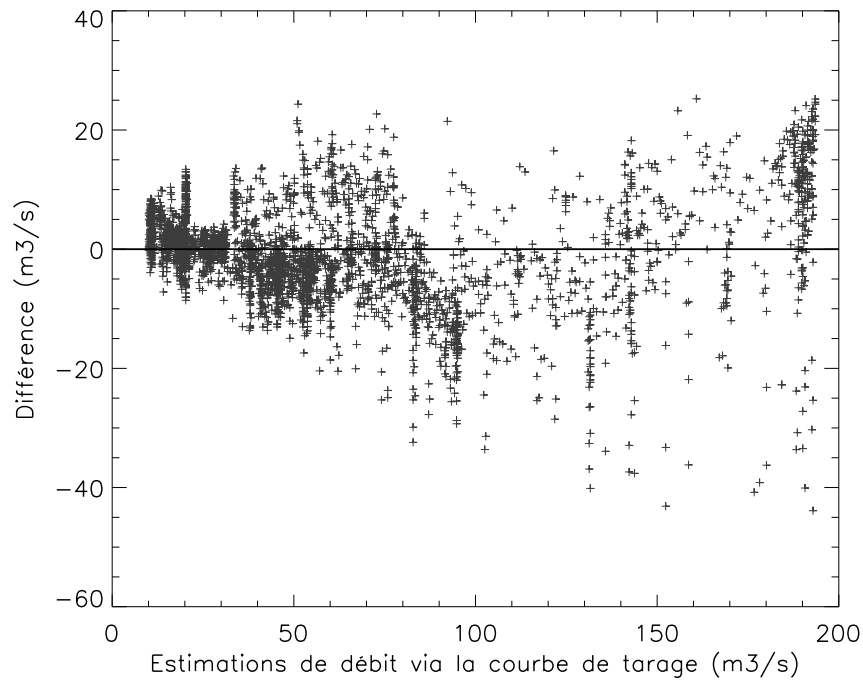


FIG. 5.12: Différence (en m³/s) entre les débits estimés par mesures LSPIV et les débits de référence donnés par la courbe de tarage en fonction des débits de référence.

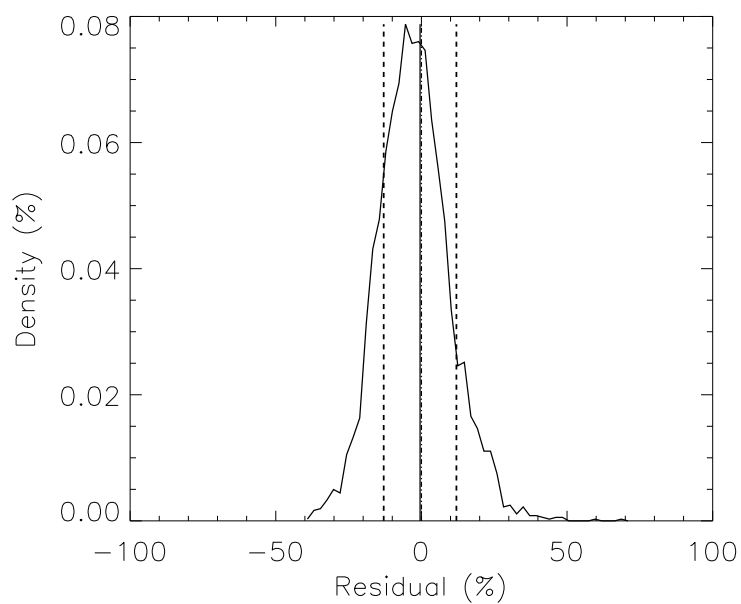


FIG. 5.13: Fonction de densité de probabilité des résidus. La moyenne est -0.46% (trait plein) et l'écart-type 12.5% (trait pointillé).

5.5 Améliorations du système

5.5.1 Transformations géométriques

Dans les équations d'orthorectification utilisées, la coordonnée verticale des GRPs est omise sous l'hypothèse que ces GRPs sont alignés sur le plan horizontal formé par la surface de la rivière (annexe B.4). Notre système de mesure en continu et à long terme est amené à analyser des situations à hauteurs d'eau très différentes, comme illustré sur la figure 5.14 par une situation de crue et une situation d'étiage. Durant les mesures de l'année 2005, la côte d'eau a variée de 2.9 à 5 mètres. Les GRPs ont été placés pour une côte d'eau de 3.5 mètres, qui est en gros la côte d'eau moyenne annuelle donnée par l'USGS.



FIG. 5.14: La rivière Iowa pendant l'étiage d'août 2005, à gauche, et la crue de mai 2005, à droite.

Quand le niveau d'eau est inférieur ou supérieur à 3.5 mètres, l'orthorectification des déplacements est moins précise. Cette baisse de précision est heureusement peu sensible du fait de la précaution prise de placer la caméra très en hauteur, et donc d'avoir un angle de site important (60 deg environ) pour les prises de vue. Néanmoins, une correction aux équations d'orthorectification traditionnelles a été apportée. Celle-ci est basée sur le travail de Fujita et Aya (2000). Celui ci propose d'utiliser un système d'équations tel :

$$i = \frac{a_1x + a_2y + a_3z + a_4}{c_1x + c_2y + c_3z + 1} \quad (5.17)$$

$$j = \frac{b_1x + b_2y + b_3z + b_4}{c_1x + c_2y + c_3z + 1} \quad (5.18)$$

où i et j sont les coordonnées d'un point dans le repère image et x, y, z sont les coordonnées du même point dans le repère espace Cartésien. L'équation définissant le plan de la surface de la rivière peut s'écrire :

$$z = d_1x + d_2y + d_3 \quad (5.19)$$

La rivière Iowa a une pente très faible, de l'ordre de 10^{-4} . Il est donc possible de réduire l'équation précédente à $z = d_3$. En combinant cela dans l'équation 5.17, on obtient :

$$i = \frac{a_1x + a_2y + a_3d_3 + a_4}{c_1x + c_2y + c_3d_3 + 1} \quad (5.20)$$

$$j = \frac{b_1x + b_2y + b_3d_3 + b_4}{c_1x + c_2y + c_3d_3 + 1} \quad (5.21)$$

Le paramètre d_3 est simplement le niveau d'eau par rapport à la côte de référence de 3.5 mètres. Il y a 11 inconnues. Le système peut donc être résolu si l'on possède $N \geq 6$ GRPs. On peut écrire le système 5.27 sous la forme :

$$\mathcal{E}\mathcal{F} = \mathcal{G} \quad (5.22)$$

où :

$$\mathcal{E} = [11 \times 2N] = \begin{bmatrix} x_1 & y_1 & d_3 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & -i_1x_1 & -i_1y_1 & -i_1d_3 \\ x_2 & y_2 & d_3 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & -i_2x_2 & -i_2y_2 & -i_2d_3 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ x_N & y_N & d_3 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & -i_Nx_N & -i_Ny_N & -i_Nd_3 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & x_1 & y_1 & d_3 & 1 & -j_1x_1 & -j_1y_1 & -j_1d_3 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & x_2 & y_2 & d_3 & 1 & -j_2x_2 & -j_2y_2 & -j_2d_3 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & 0 & x_N & y_N & d_3 & 1 & -j_Nx_N & -j_Ny_N & -j_Nd_3 \end{bmatrix} \quad (5.23)$$

$$\mathcal{F} = [11 \times 1] = [a_1, a_2, a_3, a_4, b_1, b_2, b_3, b_4, c_1, c_2, c_3]^T \quad (5.24)$$

$$\mathcal{G} = [2N \times 1] = [i_1, i_2, \dots, i_N, j_1, j_2, \dots, j_N]^T \quad (5.25)$$

Le calcul des éléments de \mathcal{F} par moindres carrés se fait ainsi :

$$\mathcal{F} = (\mathcal{E}^T \mathcal{E})^{-1} \mathcal{E}^T \mathcal{G} \quad (5.26)$$

La relation inverse permettant de convertir les déplacements PIV du repère de l'image au repère métrique est :

$$x = \frac{m_1 i + m_2 j + m_3}{p_1 i + p_2 j + p_3} \quad (5.27)$$

$$y = \frac{q_1 i + q_2 j + q_3}{p_1 i + p_2 j + p_3} \quad (5.28)$$

où :

$$\begin{aligned} m_1 &= d_3(b_2c_3 - b_3c_2) + (b_2 - b_4c_2) \\ m_2 &= -\{d_3(a_2c_3 - a_3c_2) + (a_2 - a_4c_2)\} \\ m_3 &= d_3(a_2b_3 - a_3b_2) + (a_2b_4 - a_4b_2) \\ p_1 &= (b_1c_2 - b_2c_1) \\ p_2 &= -(a_1c_2 - a_2c_1) \\ p_3 &= (a_1b_2 - a_2b_1) \\ q_1 &= -\{d_3(b_1c_3 - b_3c_1) + (b_1 - b_4c_1)\} \\ q_2 &= d_3(a_1c_3 - a_3c_1) + (a_1 - a_4c_1) \\ q_3 &= -\{d_3(a_1b_3 - a_3b_1) + (a_1b_4 - a_4b_1)\} \end{aligned}$$

Cette amélioration a été apportée au système en novembre 2005.

5.5.2 LSPIV adaptative

En utilisant le protocole consistant à faire l'analyse PIV sur les images affectées par les effets de perspective, un inconvénient majeur est que les paramètres de l'analyse PIV (la taille et la forme de la zone d'interrogation et la taille et la forme de la zone de recherche), qui ont des valeurs fixées a priori en pixels par l'utilisateur, recouvrent des surfaces correspondantes métriques très différentes selon leur position sur l'image. Un algorithme de LSPIV a paramètres adaptatifs a donc été développé. L'article qui suit décrit son concept, son algorithmie et présente une évaluation du nouvel algorithme pour la mesure des vitesses et l'estimation de débit.

5.5.3 Résumé et principaux résultats de l'article

L'article qui suit, intitulé "Large-Scale Particle Image Velocimetry Using Adaptive Processing of Distorted Images" par A. Hauet, M. Muste et A. Bradley, a été soumis pour une publication dans *Experiments in Fluids*.

Dans le système temps réel LSPIV de la rivière Iowa, décrit dans les articles précédents, l'analyse PIV est effectuée sur les images brutes affectées des effets de perspective, puis les déplacements calculés sont orthorectifiés. Un inconvénient majeur de cette technique réside dans le fait que, sur les images brutes, les aires d'interrogations et de recherches utilisées dans l'analyse PIV ont des tailles fixes en pixels, mais recouvrent des aires très différentes dans le repère espace métrique selon leurs positions. Cela a pour effet que l'échelle des traceurs suivi est différente selon la position des IAs sur les images.

Cette étude propose une technique de PIV utilisant des paramètres qui s'adaptent en fonction de la position sur l'image. Ces paramètres sont la grille de calcul, la taille de l'aire d'interrogation, et la taille de l'aire de recherche.

Les performances de ce nouvel algorithme, appelé LSAPIV pour Large-Scale Adaptive PIV, sont évaluées en comparant les estimations de débit et les distributions de vitesses de surface LSAPIV à celles obtenues par des algorithmes classiques. La comparaison faite sur des simulations numériques montre que l'utilisation de la LSPIV adaptative permet une meilleure description de la distribution des vitesses de surface, surtout dans les zones très proches et très éloignées de la caméra. L'apport bénéfique du nouvel algorithme est également confirmé par l'amélioration des estimations de débits de la rivière Iowa.

Experiments in Fluids manuscript No. (will be inserted by the editor)

Alexandre Hauet · Marian Muste · Allen Bradley

Large-Scale Particle Image Velocimetry Using Adaptive Processing of Distorted Images

Received: date / Accepted: date

Abstract Large-Scale Particle Image Velocimetry (LSPIV) is an extension of the conventional PIV technique for measurement of the free surface velocity over large flow areas. Imaging large flow areas usually requires positioning the imaging device at an oblique with respect to the flow free surface, hence producing distorted images. Velocity measurements with LSPIV applied to distorted images are conventionally obtained using one of the following approaches: (a) reconstruct the undistorted image and apply the PIV processing; (b) apply the PIV processing to original images and geometrically scale the obtained vectors. Drawbacks inherent to both approaches led to the development of the LS Adaptive PIV (LSAPIV) algorithm, which stems from alternative (b). The new algorithm performs PIV processing on the distorted images using a set of variable processing parameters adapted for the region of the image where the velocities are estimated. The paper describes the LSAPIV algorithm and demonstrates through field measurements and numerical simulations the overall improvement of the velocity measurement accuracy. This was especially seen in the close field and the far field of the studied areas. The discharge estimation of the Iowa River, compared with USGS estimates taken as reference, was also improved with LSAPIV. These improvements can be easily included in all existing LSPIV software (cross-correlation-, fft-, MQD-based algorithms, etc.).

Keywords PIV · Large-Scale PIV · Free-Surface Measurements · Discharge Measurements · Hydrometry

A. Hauet
Laboratoire d'Etude des Transferts en Hydrologie et Environnement
Observatoire des Sciences de l'Univers de Grenoble, France
(UMR 5564 CNRS,UJF,INPG,IRD)
BP 53,
F-38041 GRENOBLE, Cedex 09
Tel.: +33 (0) 4-76-82-52-80
Fax: +33 (0) 4-76-82-52-86
E-mail: alexandre.hauet@hmg.inpg.fr

M. Muste, A. Bradley
IIHR-Hydroscience & Engineering, The University of Iowa
Iowa City, Iowa 52242, USA.
E-mail: marian-muste@uiowa.edu

1 Introduction

In the last decade, imaged-based methods have been increasingly used for non-contact measurements in rivers. The Large Scale Particle Image Velocimetry (LSPIV) method used for this purpose is an extension of the conventional Particle Image Velocimetry and mainly consists of the statistical identification of the displacement of tracers floating at the surface of natural rivers. The LSPIV measurements involve four steps: (i) recording of images, (ii) geometric transformation and images reconstruction, (iii) processing of the images by the way of statistical correlation to obtain a surface velocity field, and (iv) post-processing and quality check of the obtained velocity field. An LSPIV measurement conveniently provides surface velocity distribution in straight channels as well as in more complex structures such as recirculation at junction between channels (Le Coz et al (2006)) or flow around hydraulic structures (Dermisis and Papanicolaou (2005); Fujita et al (1998a)). Combining the measured free surface velocity with river bathymetry and flow hydraulic assumptions provides a means for discharge estimation. This river gauging method has been tested and verified for different rivers, from small creeks (Bradley et al (2002)) to rivers as large as 100m wide (Creutin et al (2003); Fujita et al (1998a)).

When dealing with images recorded from an oblique angle, one has two options in rendering the processing steps: (a) apply image transformation first followed by image processing PIV algorithm (see for instance Creutin et al (2003); Fujita et al (1998b)) or (b) apply PIV algorithm to original images and geometrically scale the obtained vectors (Bradley et al (2002); Hauet et al (2005)). In the first approach, the images are geometrically scaled and an interpolation of the pixel intensity distribution is applied over the image surface to reconstruct the tracer patterns. The advantage of this approach is the fact that the PIV processing parameters (computational grid step, interrogation area and searching area sizes, see section 2) are most likely appropriate for the pattern displacement over the entire reconstructed image. The drawback of the approach is that the patterns in the far-field of the images are poorly resolved, introducing errors during the PIV processing (see Muste et al (1999)).

In the second approach the PIV processing is applied to the original images benefiting from the original contrast of the recorded images which is superior to the reconstructed images. The drawback of this approach is working with distorted images, where the interrogation area and the searching area (see section 2) have fixed sizes in pixels, but different physical shapes depending on their position in the images. As illustrated in Figure 1, an interrogation area in the close field has less physical surface than the same interrogation area in the far field. In summary, both approaches have advantages and drawbacks that are directly related on the degree of distortion of the recorded images. Usually, preference is given to alternative (a) because of its ease of implementation. This paper introduces a method that enhances alternative (b) by improving PIV processing of distorted images using an adaptive approach.

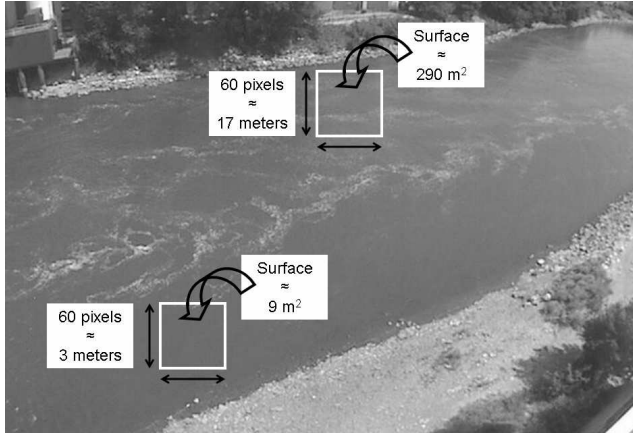


Fig. 1 Two Interrogation Areas (IAs) of the same size in the Image Coordinate System (ICS) cover different areas in the Space Coordinate System (SCS)

In essence, the new algorithm performs the statistical analysis on the images in their raw state with an adaptive computational grid in which PIV parameters, i.e. sizes of the interrogation and searching areas, are geometrically scaled to account for image distortion. The acronym LSAPIV, for Large Scale Adaptive PIV, is so given to the new algorithm. The performance of the new algorithm is compared with conventional LSPIV approaches by comparing discharge estimates and velocity distributions for two scenarios: field measurements and numerical simulations.

2 Overview of the conventional PIV algorithm

A typical PIV algorithm for large scale applications with low resolution images was developed by Fincham and Spedding (1997). It calculates the correlation between the interrogation area (IA) centered on a point a_{ij} in the first image (Image A) and the IA centered at point b_{ij} in the second image (Image B) taken with a time interval of δt seconds (see Figure 2). The IA size defines the spatial resolution of the measurement. As explained by Creutin et al (2003), it must be small enough to preserve the scale of interest in the flow since any flow scales smaller than the size of the IA are lost through processing. However, it has to be large enough to include recognizable tracer patterns within it, i.e. to encompass one or more “typical patterns” that are used to trace the flow free surface. The correlation coefficient $R(a_{ij}, b_{ij})$ is a similarity index for the grey-scale intensity of a group of pixels contained in the two compared IAs, expressed as:

$$R_{ab} = \frac{\sum_{i=1}^{M_i} \sum_{j=1}^{M_j} [(A_{ij} - \overline{A_{ij}}) (B_{ij} - \overline{B_{ij}})]}{\left[\sum_{i=1}^{M_i} \sum_{j=1}^{M_j} (A_{ij} - \overline{A_{ij}})^2 \sum_{i=1}^{M_i} \sum_{j=1}^{M_j} (B_{ij} - \overline{B_{ij}})^2 \right]^{1/2}} \quad (1)$$

where M_i and M_j are the sizes of the interrogation areas (in pixels), and A_{ij} and B_{ij} are the distributions of the grey-level intensities in the two interrogation areas. Correlation coefficients are only computed for

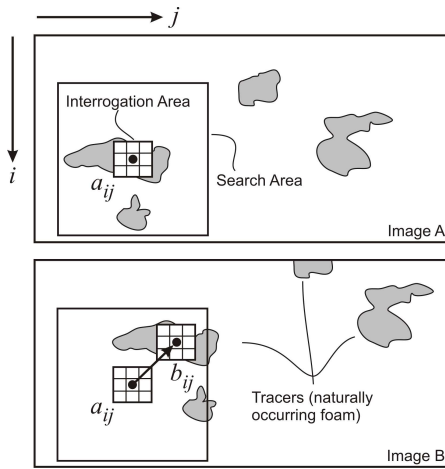


Fig. 2 PIV principle.

points b_{ij} within a searching area (SA). The SA size has to be selected so that the displacement of tracer patterns from the first image is contained within the searching area of the second image. Consequently, the SA size is commensurate with the expected range of velocities of the river. For small cross-stream velocities, the SAs should be asymmetric, elongated in the direction of the flow. The PIV approach assumes that the most probable displacement of the fluid from point a_{ij} during the period δt is the one corresponding to the maximum correlation coefficient. Sub-pixel displacement accuracy can be reached using a parabolic fit (see Forliti et al (2000)). Velocity vectors are derived from these displacements by dividing them by δt . The process is iteratively conducted for the entire image. Although this paper describes the implementation of the LSPIV to a “Fincham and Spedding (1997)-like” PIV algorithm, other PIV algorithms, like the MQD (Gui and Merzirch (1996)) can be improved by the adaptive method described in the next sections.

3 Large Scale Adaptive PIV

3.1 Adaptive computational grid

In the following, the term *space coordinate system (SCS)* is used to define a metric Cartesian system and the term *image coordinate system (ICS)* is used to define the pixel-based units system of the images. The computational grid defines the points in the ICS where the IAs and the SAs will be centered. Ideally, this grid should have a constant step in the SCS over the entire image. In the conventional LSPIV algorithm (alternative (a)), a geometric transformation is first applied to the raw images, which means the SCS and the ICS of the geometrically-transformed images are linearly related by a magnification coefficient. As a result, when the computational grid is overlaid on the geometrically-transformed images, use of a constant step in the ICS leads to a constant step in the SCS. Using alternative (b), with raw images, the grid is overlaid on

the distorted images. To get a constant step in the SCS, the computational grid step in the ICS must change with position in the image.

The generation of this adaptive grid involves four parts, as illustrated in Figure 3:

- (i) identification of the four corners of the computational grid in the ICS;
- (ii) mapping of the coordinates of the 4 corners onto the SCS using a geometric transformation. Here, the mapping will be accomplished using the algorithm developed by Fujita and Komura (1994):

$$\begin{aligned} X &= \frac{a_1i + a_2j + a_3}{a_7i + a_8j + 1} \\ Y &= \frac{a_4i + a_5j + a_6}{a_7i + a_8j + 1} \end{aligned} \quad (2)$$

where $[i, j]$ are the coordinates of a point in the image coordinate system (in pixels), $[X, Y]$ are the coordinates of the same point in the space coordinate (in meters) and a_i are the height projective transformation parameters. Note that the third spatial coordinate is not considered in the mapping. Therefore, this mapping algorithm is only valid for an (approximately) horizontal free water surface. Determination of the transformation parameter is usually accomplished using an implicit method, based on a set of Ground Reference Points (GRPs). At least 4 GRPs are needed to solve the a_i parameters, and a least square fit is applied for more than 4 GRPs;

- (iii) division of the SCS grid with a regular step by selecting appropriate spacing in both directions and establishing the coordinates in the SCS of each nodes;
- (iv) mapping the nodes back on the ICS. The inverse relation of Eq.2, i.e. mapping from space to image coordinates, is simply:

$$i = \frac{b_1X + b_2Y + b_3}{b_7X + b_8Y + b_9} \quad (3)$$

$$j = \frac{b_4X + b_5Y + b_6}{b_7X + b_8Y + b_9} \quad (4)$$

Expressions for the b_i parameters are provided in Appendix A.

The such created computational grid, in ICS, is irregular with larger steps in the near-field than in the far field. The PIV procedure using adaptive parameters is then applied on that grid.

3.2 Adaptive PIV parameters

The SCS Interrogation Area in the LSAPIV is a rectangle defined by selected length along the X and Y axis, respectively MX and MY . The positions of the four IA corners in SCS are computed using the following steps: (i) mapping the ICS of each node of the computational grid onto the SCS using Eq.2; (ii) establishing

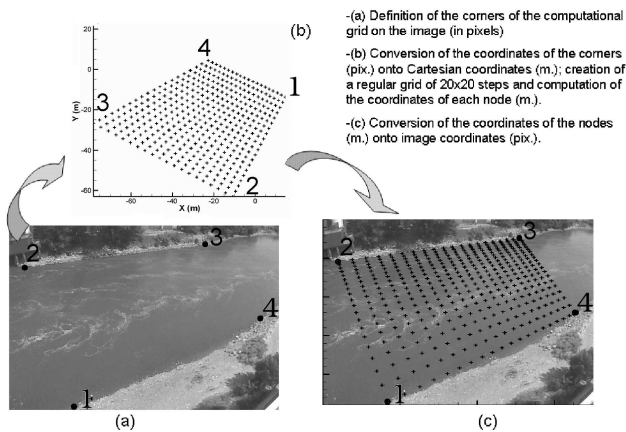


Fig. 3 Defi nition of the adaptive computational grid.

the SCS coordinates of the position of the four corners of the IAs around each node using MX and MY , and then mapping them back on the ICS using Eq.3. The shape of the IA in the ICS is no longer a rectangle, but rather a trapezoid, and therefore it can not be defined only by two lengths, M_i and M_j , as in the conventional algorithm. The positions of the four points defining the IA trapezoid in ICS determine pixels included in each IA. Figure 4 illustrates the IA definition.

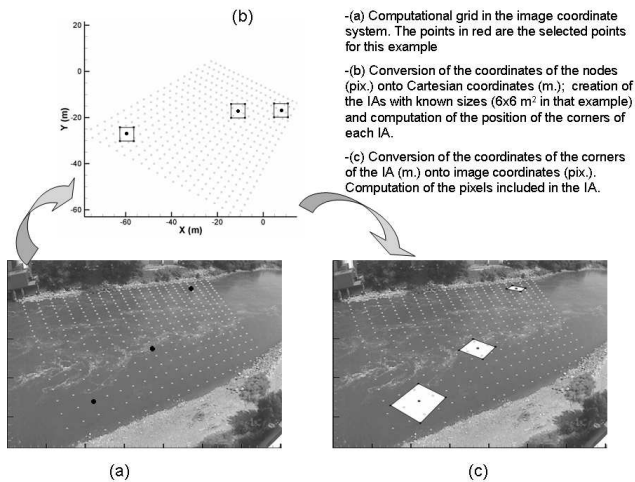


Fig. 4 Defi nition of the adaptive IAs.

Similar to the IA, the SA is dependent of flow features, and is defined in SCS. In the LSAPIV, the SA is defined by four parameters, SXm , SXp , SYm , SYp , representing the distances from the SA center in the positive and negative direction of the X and Y axes (see Figure 5). The procedure for calculating the coordinates of the pixels that are included in the SA in the image coordinate system is the same as for the IA. The correlation analysis for PIV processing defined by Eq.1 is then computed using the adaptive IAs and SAs.

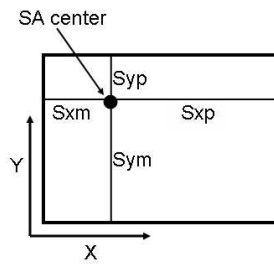


Fig. 5 Parameters describing the adaptive SAs.

Table 1 Parameters used for the Iowa River PIV analysis

Interrogation area (IA)		Searching area (SA)			
BX	BY	SXp	SXm	SYp	SYm
$7m$	$7m$	$2m$	$0m$	$0.5m$	$0.5m$

4 Evaluation of the LSAPIV method

4.1 Field measurements

4.1.1 Experimental setup

The real-time LSPIV system developed by Hauet et al (2005) was used for this evaluation. A commercially available web-camera is installed on the roof of a building on the University of Iowa, Iowa City, about 20 meters above the Iowa River level at an incident angle of about 60 degrees. At this location, the Iowa River flows in a 70 m wide, 6 m deep, nearly rectangular channel. A small weir located upstream the measurement section produces relatively well-distributed foam, which acts as tracer of the flows (see Figure 3(a)). A size of $7 \times 7 \text{ m}^2$ for the IA was selected, which keeps the probability of having IAs without foam very low. Given that the cross-stream velocities are very small, the SA is asymmetric. The maximum expected velocity in the stream direction was set as 2 m/s . The adaptive IA and SA used for that study are shown in Table 1.

4.1.2 Velocity distribution comparison

The conventional algorithm and the new LSAPIV algorithm were applied to a pair of images recorded with good density of tracers and illumination conditions. After geometric transformation, we obtain two velocity fields in SCS (Figure 6). One can see that the parameters of the conventional non-adaptive algorithm are well adjusted for the area of the middle of the river, but not appropriate for the near field, where numerous erroneous vectors are computed. This problem is fixed using the new LSAPIV algorithm, where the processing parameters are adapted for each position on the computational grid. As can be seen in Figure 6, the use of an adaptive grid and adaptive IA and SA lead to an improved spatial representation of the surface velocity distri-

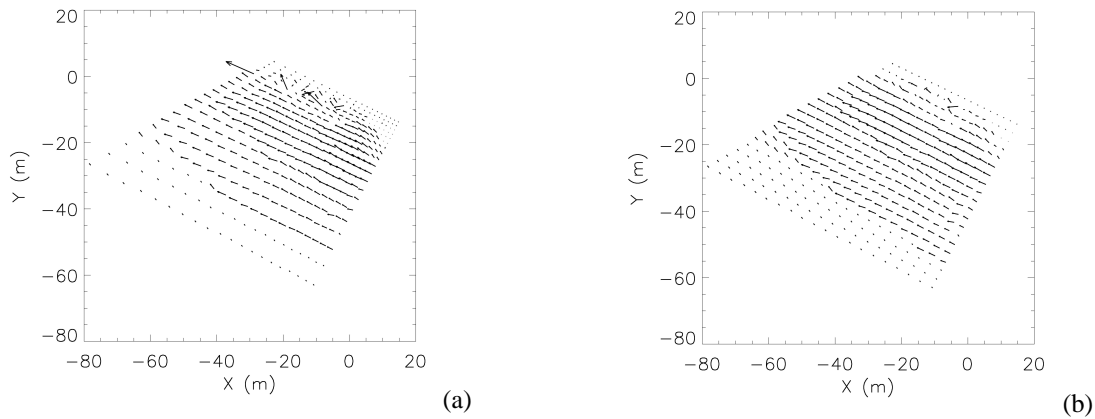


Fig. 6 Displacement fields obtained using the conventional LSPIV algorithm (a) and the new adaptive algorithm (b).

bution, in contrast with the conventional non-adaptive algorithm were the velocity field resolution decreases with the distance to the camera.

4.1.3 Discharge estimation comparison

The improved spatial resolution obtained with the LSAPIV is critically important for discharge estimation as well. Using the velocity area method, the discharge is computed by dividing the river cross section into sub-sections, and by attributing a depth averaged velocity based on the LSPIV surface velocity measurement for each sub-section. The sub-section size is defined by the location where the bathymetry measurements were taken. As illustrated in Figure 7, if the resolution of the LSPIV is lower in the far field, the resulting discharge for the far field sub-sections will be less accurate. The effects of poor accuracy in the near and far

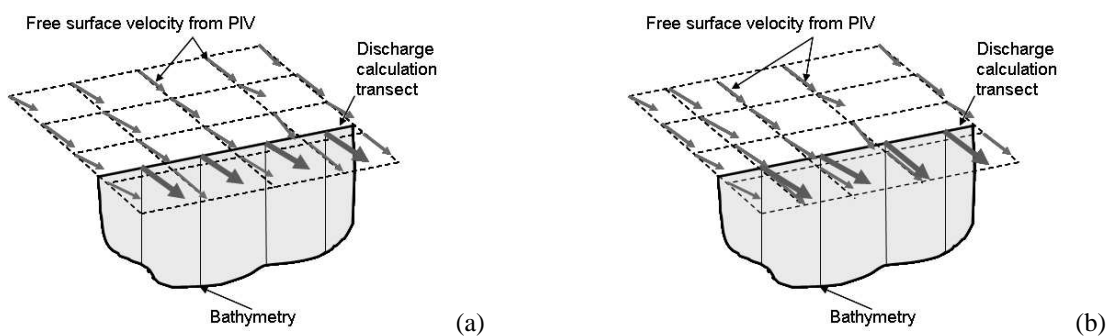


Fig. 7 Velocity Area Method for discharge estimation, using adaptive computational grid (a) and conventional computational grid (b).

field on the discharge calculation due to non-adapted PIV parameters and non regular spatial distribution of the computational grid are illustrated in Figure 8.

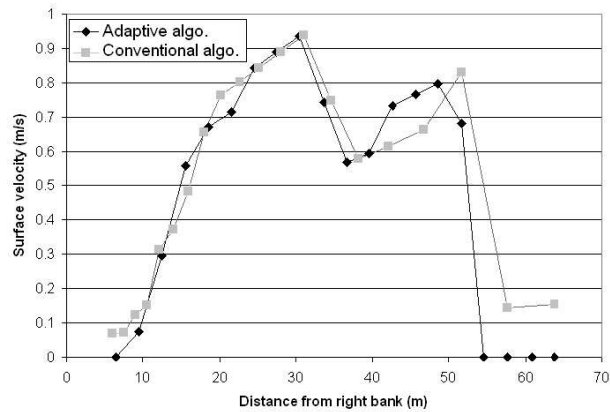


Fig. 8 Surface velocities along a cross-section, computed with the conventional LSPIV algorithm (gray) and the new adaptive algorithm (black).

Table 2 Discharge estimates computed with the conventional LSPIV and the Adaptive LSPIV algorithm, compared with the USGS discharge estimation from stage measurement, taken as the reference.

Estimation method	Discharge ($m^3 s^{-1}$)	Difference from USGS (%)
USGS rating curve	73.3	0
Conventional LSPIV	79.28	8.16
Adaptive LSPIV	70.13	-4.32

With the old algorithm, the first half of the cross section (from 0 to 14 meters) is defined with 14 velocity measurement points, whereas the second half is defined by only 6 points. For the new algorithm, the two halves of the cross section are defined by the same number of measurement points, 10. While for the first half of the cross-section the two methods give similar results, for the second half the considerable increase of the IA and SA sizes in the SCS for the old algorithm diminished the measurement accuracy.

Overall, the better estimation of the velocities and the regular spatial resolution lead to a visible improvement of the discharge estimation when LSPIV is applied, as can be seen in Table 2.

5 Numerical simulator

5.1 Overview of the LSPIV measurement simulator

To assess the performance of both the conventional non-adaptive and the new adaptive LSPIV algorithms, free from sampling artifacts that may exist in field measurements, a numerical simulator of the LSPIV measurement process was used. The principle of the LSPIV simulator is sketched in Figure 9. A simple 1-D hydraulic model (EDM, Bousmar and Zech (1999)) computes the water depth for all the nodes of a considered computational area of given bathymetry for an input discharge. A logarithmic vertical velocity profile is used to compute the surface velocity at each node. We simulate the displacement of tracers, with characteristics

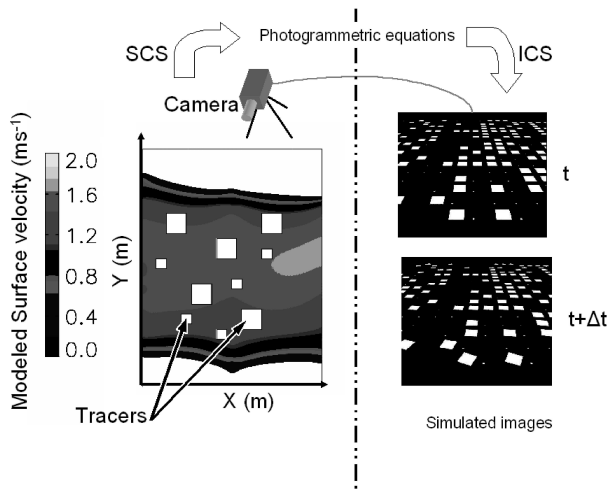


Fig. 9 Overview of the simulator principle.

Table 3 Characteristics of the tracers used in the artificial (simulated) images.

Tracer	Color	Shape	Size (m)	Tracer spacing
1	White	Square	2x2	1 tracer every 5 meters
2	White	Square	0.3x0.3	1 tracer every 5 meters

Table 4 Sets of photogrammetric parameters used in the simulations: Extrinsic parameters. X_c , Y_c and Z_c stands for the position in the SCS of the virtual camera, and θ , τ and σ are the azimuth, roll and tilt angles of the virtual camera.

X_c (m)	Y_c (m)	Z_c (m)	θ (°)	τ (°)	σ (°)
30	-5	14	0	0	50

given in table 3, during a time δt . The algorithm relies on a photogrammetric equation, related to intrinsic parameters (i.e. physical characteristics of the lens, camera and image acquisition hardware), and extrinsic parameters (i.e. the geometrical description of the camera position and orientation relative to the reference coordinates system) to simulate photographs of the tracers at the surface of the river at the times t and $t + \delta$ (see Hauet (2003)). The simulated images are then used to evaluate the performance of PIV algorithms.

5.2 Velocity distribution

The condition simulated for the comparison of the performance of the two algorithms is a flow of $200 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ for the Iowa River at the location of the field measurements. For the simulations of the photographs, the virtual camera was situated on the right bank of the river, at 14 meters upon the water surface, and was pointing to the river with a tilt angle of 50° . The sets of photogrammetric parameters used for the establishment of the photogrammetric equations are listed in tables 4 and 5.

Table 5 Sets of photogrammetric parameters used in the simulations: Intrinsic parameters. f if the focal length of the virtual camera, i_{max} and j_{max} are the sizes, in pixels, of the CCD captor of the virtual camera, i_0 and j_0 define the position, in pixels, of the center of the CCD captor, λ_u and λ_v are horizontal and vertical scale factors relating to the shape of the CCD cells (see Horaud and Monga (1993) for more detailed descriptions of the photogrammetric equation parameters).

f (mm)	i_{max} (pix.)	j_{max} (pix.)	i_0 (pix.)	j_0 (pix.)	λ_u	λ_v
500	628	470	314	235	1	1

Figures 10 and 11 show the difference between the velocity fields obtained using the conventional algorithm and the LSAPIV system, and the reference simulated velocity field given by the hydraulic model.

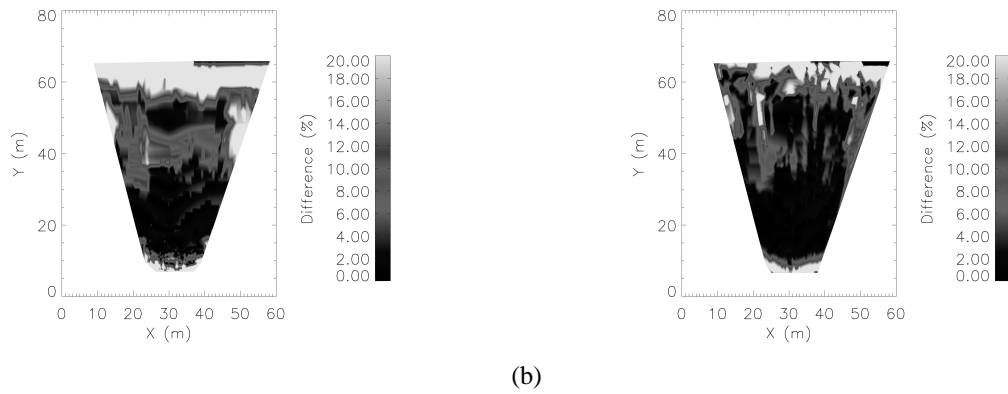


Fig. 10 Difference in per cent between the reference surface velocity field (given by the hydraulic model) and the surface velocity fields computed with the conventional LSPIV (a) and the new LSAPIV (b) algorithms, in term of velocity magnitude.

Figures 10 and 11 highlight the areas where the new LSAPIV algorithm gives better results than the conventional algorithm. It can be seen that the LSAPIV allows a better description of the displacement field in terms of both magnitude and direction. The improvement is most visible in the far and close fields, where the conventional algorithm IA sizes are too large and too small respectively. The adaptive algorithm also gives better results in the areas of strong velocity gradient.

6 Conclusion

The paper presents an improved processing algorithm that eliminates the drawbacks of the LSPIV processing approaches used so far. The new algorithm, labeled Large Scale Adaptive PIV (LSAPIV), applies an adaptive computational grid to the distorted images, whereby the PIV interrogation and search areas vary continuously over the imaged area commensurate with their location in the image. The LSAPIV performance was assessed

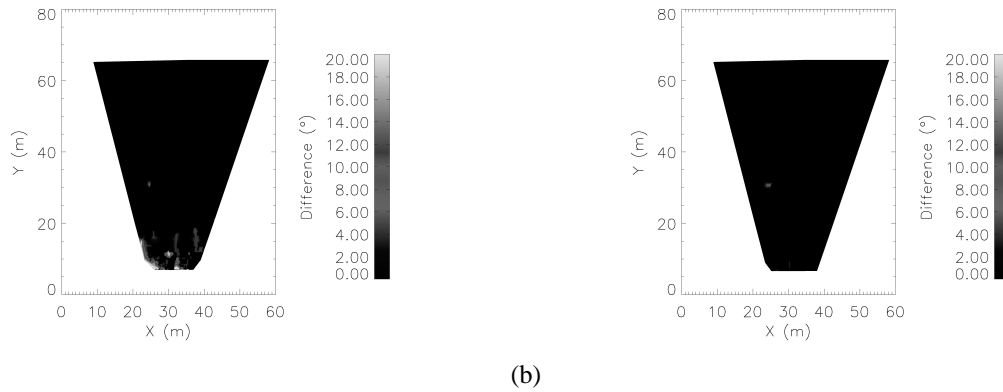


Fig. 11 Difference in per cent between the reference surface velocity field (given by the hydraulic model) and the surface velocity fields computed with the conventional LSPIV (a) and the new LSAPIV (b) algorithms, in term of velocity direction.

through field experiments conducted in a natural-scale river, and numerical simulations applied to the same river.

Results obtained from experimental and numerical experiments show that the surface velocity fields obtained with LSAPIV had fewer erroneous vectors, better spatial resolution, and better overall accuracy compared with the conventional LSPIV image processing approaches. The improvements are most notable in the near- and far-field areas of the distorted images. The superior LSAPIV performance is independently confirmed by the good agreement between the LSAPIV discharge estimates and those provided by the USGS stream-gage stations.

Despite that LSAPIV entails additional computational steps compared with the LSPIV conventional processing sequence, these additions do not negatively impact computational performance. By contrary, the computational time required for the statistical identification of tracers displacements was reduced using LSAPIV, as the sizes of the interrogation and search areas are considerably reduced in the image far field.

The LSAPIV field measurements presented in the paper used surveyed ground reference points for solving the image geometrical rectification (implicit method). The LSAPIV algorithm presented herein can be also implemented for image geometrical rectification approaches using an explicit method, i.e. by solving the geometrical equation using intrinsic (internal characteristics of the camera) and extrinsic (position and orientation of the camera) camera parameters. Moreover, the LSAPIV algorithm can be readily incorporable in LSPIV software based on different image processing algorithms (fft-, MQD-based algorithms, etc..).

References

- Bousmar D, Zech Y (1999) Momentum Transfert for Practical Flow Computation in Compound Channels. *Journal of Hydraulic Engineering* 125(7):696–706
- Bradley AA, Kruger A, Meselhe EA, Muste MVI (2002) Flow Measurement in Streams Using Video Imagery. *Water Resources Research* 8(12):1315
- Creutin JD, Muste M, Bradley AA, Kim SC, Kruger A (2003) River Gauging using PIV technique: Proof of concept experiment on the Iowa River. *Journal of Hydrology*
- Dermisic DC, Papanicolaou AN (2005) Determining the 2-D Surface Velocity Field around Hydraulic Structures with the Use of a Large Scale Particle Image Velocimetry (LSPIV) Technique. In: *World Water and Environmental Resources Congress 2005*, Anchorage, Alaska, USA
- Fincham AM, Spedding GR (1997) Low cost, high resolution DPIV for measurement of turbulent fluid flow. *Experiments in Fluids* 23:449–462
- Forliti DJ, Strykowski PJ, Debatin K (2000) Bias and precision errors of digital particle image velocimetry. *Experiments in Fluids* 28:436–447
- Fujita I, Komura S (1994) Application of Video Image Analysis for Measurements of River-Surface Flows. In: *Hydraulic Engineering, JSCE*, vol 38, pp 733–738
- Fujita I, Hara M, Morimoto T, Nakashima T (1998a) Visualization and PIV Measurement of River Surface Flow. In: *Proceeding of VSJ-SPIE98*
- Fujita I, Muste M, Kruger A (1998b) Large-Scale Particle Image Velocimetry for flow analysis in hydraulic engineering applications. *Journal of Hydraulic Research* 36(3):397–414
- Gui LC, Merzirch W (1996) A method of tracking ensembles of particle images. *Experiments in Fluids* 21:465–468
- Hauet A (2003) *Mesure du dbit dans les rivires par imagerie vido: Etude de sensibilit / discharge measurements in rivers using image-based method: sensitivity study*. Master's thesis, Universit Joseph Fourier
- Hauet A, Kruger A, Krajewski W, Bradley A, Muste M, Creutin JD, Wilson M (2005) Real-Time Estimation of Discharges of the Iowa River Using an Image-Based Method. submitted to *Journal of Hydrologic Engineering*
- Horaud R, Monga O (1993) *Vision par Ordinateur, outils fondamentaux.*, 2nd edn. 1, Institut National de Recherche en Informatique et en Automatique
- Le Coz J, Hauet A, Vdie F, Dramais G, Chastan B, Paquier A (2006) Recirculating flow assessment from aDcp, LS-PIV and 2Dh modelling. In: *River Flow 2006*
- Muste MV, Xiong Z, Kruger A (1999) Error Estimation in PIV Applied to Large-Scale Flows. In: *3rd International Workshop on Particle Image Velocimetry*, Santa Barbara, California, pp 16–18

Appendix**A Mapping coefficients for space to image coordinate system transformation**

$$b_1 = a_5 - a_8 * a_6 \quad (5)$$

$$b_2 = a_3 * a_8 - a_2 \quad (6)$$

$$b_3 = a_2 * a_6 - a_3 * a_5 \quad (7)$$

$$b_4 = a_7 * a_6 - a_4 \quad (8)$$

$$b_5 = a_1 - a_3 * a_7 \quad (9)$$

$$b_6 = a_3 * a_4 - a_1 * a_6 \quad (10)$$

$$b_7 = a_8 * a_4 - a_7 * a_5 \quad (11)$$

$$b_8 = a_2 * a_7 - a_1 * a_8 \quad (12)$$

$$b_9 = a_1 * a_5 - a_2 * a_4 \quad (13)$$

Conclusion de la partie

La technique PIV, pour Particle Image Velocimetry, est apparue il y a une vingtaine d'année, et a depuis été utilisée intensivement en laboratoire pour la mesure de champs 2D de vitesses instantanées, dans des écoulements de fluides de plus en plus complexes. Cette technique repose sur l'analyse statistique du déplacement de traceurs contenus dans le fluide sur deux images prises successivement.

L'application de la PIV en rivière demande des adaptations de la technique, vu la taille des objets d'étude considérés, d'où le nom de Large-Scale PIV (LSPIV). Les différences avec la PIV classiques sont la différence de l'échelle d'étude, et l'application de la technique à un milieu naturel non contrôlable du point de vue de l'ensemencement et de l'illumination.

Les travaux LSPIV réalisés jusqu'à présents ont mesurés de manière ponctuelle dans le temps, pour des conditions idéales d'ensoleillement et d'illumination, des débits dans des conditions diverses (crues, étiages, mesures sur une large gamme de débits). En résumé, assez peu de travaux ont été réalisés en LSPIV, et tous étaient axés sur le débit. La gamme couverte par ces travaux est importante, de 0.187 à 1221 m^3s^{-1} . La qualité des estimations s'est avérée bonne.

Néanmoins, il nous a semblé intéressant de pousser la méthode dans ses retranchements, en développant un système d'estimation en continu et temps réel du débit de la rivière Iowa par LSPIV. Cela revient, en plus du défi technologique, à tester la méthode LSPIV dans des conditions difficiles d'illumination (ombres, reflets), de traceurs, de vent, etc... Un prototype a été installé à Iowa City, et les résultats sur la première année de mesure montrent que la méthode LSPIV est très bien adaptée au contrôle temps réel des rivières. Le système s'est montré robuste, avec peu de périodes d'arrêt, et les estimations LSPIV sont proches des estimations de débits via la courbe de tarage de l'USGS prises comme référence.

L'architecture du système a été développée dans un but de travail collectif entre des chercheurs du domaine de l'hydrologie et des sciences de l'informatique, et de manière à être améliorée très facilement.

Des améliorations ont été apportées au système. Les équations de transformation géométrique ont été améliorées de manière à prendre en compte les variations de niveau de la rivière au cours du temps. Un algorithme de PIV utilisant des paramètres de calcul adaptés a été développé et testé sur des simulations numériques et des expériences de terrain, où il a montré ses meilleures capacités à estimer les vitesses de surface et les débits que les algorithmes PIV classiques. Ce nouvel algorithme, baptisé LSAPIV pour Large Scale Adaptive PIV, a été ajouté à la chaîne de traitement LSPIV du système temps réel.

Les estimations de débits, la hauteur d'eau, des informations météorologiques ainsi que toutes les images sont conservées en temps réel dans une base de données, permettant des études de sensibilité de la technique, telles que celles présentées dans la partie suivante.

Troisième partie

Etude de sensibilité de la technique

Introduction de la partie

La mesure LSPIV permet de bonnes estimations du débit des rivières en moyenne, mais leur variabilité est importante. L'objectif de cette partie est d'étudier quelles sont les paramètres affectant la qualité des estimations de débit par LSPIV en milieu naturel.

Dans le chapitre 6 je fais une liste des sources d'erreurs provoquant des incertitudes d'estimation LSPIV de débit. Ces différentes sources d'erreur proviennent des conditions naturelles au moment de la prise de vue (ensemencement, illumination, vent), de la qualité de l'enregistrement des images, de la qualité de l'orthorectification et de la reconstruction des images, des paramètres de l'analyse PIV et de leur adéquation avec les caractéristiques de l'écoulement, et enfin de la qualité des ingrédients entrant dans le calcul du débit (bathymétrie, hauteur d'eau, obtention de la vitesse moyenne à partir de la vitesse de surface).

Je m'intéresserai particulièrement aux sources d'erreur provoquant la variabilité temporelle dans le système d'estimation de débit en continu et temps réel de la rivière Iowa. Cela m'amènera à développer une procédure de détection automatique des ombres et reflets sur les images enregistrées.

Un phénomène particulièrement important sur la rivière Iowa, à cause de la faible densité et la forte flottabilité des traceurs, est le vent. Celui-ci perturbe les trajectoires de l'écume flottant en surface, qui ne donne alors plus une information directement intéressante pour le calcul de la vitesse moyennée sur la tranche d'eau. Dans le chapitre 6.6, on s'intéresse à trouver et caler une loi corrective de l'effet de vent sur les vitesses de surface.

Le chapitre 7 est consacré à la présentation et à l'essai d'un simulateur numérique de la mesure LSPIV. Basé sur un modèle hydraulique représentant la rivière, le simulateur permet virtuellement de prendre des photographies et de procéder à l'analyse PIV, puis à l'estimation de débit de rivières selon des scénarios choisis. Ce simulateur se doit de représenter la variabilité observée lors de mesures LSPIV de terrain, mais doit également servir d'indicateur de sensibilité de la mesure à différents paramètres selon les scénarios simulés.

6 Identification et quantification des sources d'erreur

Le but de ce chapitre est l'identification des sources d'erreur affectant la mesure LSPIV en général, et la quantification des sources d'erreurs provoquant la variabilité temporelle du système LSPIV temps réel d'Iowa City.

6.1 Les différentes sources d'erreur

On a vu dans le chapitre précédent que les estimations de débit par LSPIV sont bonnes mais ont une dispersion forte. Différentes erreurs viennent affecter la qualité de la mesure. On a identifié 6 grandes sources d'erreur, chacune comportant plusieurs composantes :

- l'illumination ;
- l'ensemencement ;
- l'enregistrement ;
- l'orthorectification ;
- l'analyse PIV ;
- le calcul de débit.

Ces sources d'erreurs sont détaillées dans les sections suivantes.

6.1.1 Illumination

En analyse PIV de laboratoire, l'illumination est contrôlée. En application en milieu naturel, l'illumination est apportée par l'éclairage naturel du soleil. Elle dépend donc des conditions météorologiques, et du moment de la prise de vue. On distingue deux sources d'erreur :

- l'illumination globale : elle peut être définie comme la moyenne des intensité des pixels d'une image. Elle dépend du moment de la prise de vue (saison et heure) et des conditions météorologiques (de la nébulosité du ciel principalement) ;
- les non uniformités locales d'illumination : ce sont les ombres et les reflets décrits dans l'article de Hauet *et al.* (2005) en chapitre 5.

6.1.2 Ensemencement

Il est préférable, pour garder le côté non-intrusif de la mesure, de ne pas ajouter artificiellement des traceurs à la surface de la rivière. On ne peut donc pas choisir le traceur idéal. Quatre sources d'erreur concernant les traceurs ont été identifiées :

- l'évolution du traceur dans le temps : un traceur tel que de la mousse ou une figure de turbulence a un temps de vie limité. Il faut retrouver le traceur sur deux images successives pour pouvoir conduire une analyse PIV. De plus, des forces électrostatiques peuvent faire se regrouper des particules légères, changeant la forme des traceurs ;
- la non représentativité de l'écoulement par le traceur : si le traceur est de taille importante (tronc d'arbre, carcasse de voiture, etc...), ou si sa flottabilité est forte, des forces de traînée dues aux frottements avec l'air agissent et modifient son déplacement. Cet effet est important si du vent souffle au dessus de la rivière ;
- la densité spatiale de traceur : dans le cas de l'expérience sur la rivière Iowa, la quantité de mousse traçant la surface dépend du débit de la rivière, et de la pluie qui la détruit ;
- la luminosité et le contraste des traceurs : plus le contraste d'intensité des pixels entre l'arrière plan et les traceurs est fort, plus il est facile de suivre ces derniers d'une image à l'autre.

6.1.3 Enregistrement

Les sources d'erreur affectant l'enregistrement des images existent en PIV de laboratoire, mais leurs effets sont beaucoup plus importants lors des applications en milieux naturels. On a identifié quatre sources d'erreurs :

- la résolution de la caméra : c'est un paramètre important puisque plus la résolution est importante, plus les images contiennent une information détaillée de la surface de la rivière. Avec une résolution importante, la taille physique correspondant à chaque pixel est petite et on peut identifier des déplacements avec plus de précision ;
- l'intervalle de temps entre deux images : une vitesse est un déplacement divisé par un temps. La précision sur l'intervalle de temps entre deux images successives affecte donc directement la qualité de l'estimation de vitesse ;
- le temps d'enregistrement : plus le temps d'enregistrement est long, plus il y a de paires d'images disponibles, et plus les estimations de vitesses peuvent être moyennées sur un échantillon important ;
- les mouvements de la caméra lors de l'enregistrement : en milieu naturel, le vent ou des vibrations provoquent des mouvements parasites de la caméra durant l'enregistrement, qui induisent des décalages entre les images successives.

6.1.4 Orthorectification

Etant donné la taille des objets étudiés et les angles de sites importants imposés par la position de la caméra en berge de rivière, les effets de perspective sont forts, et l'orthorectification est une étape majeure. Quatre sources d'erreur la perturbent :

- la cartographie des GRPs sur le terrain : réalisée avec un théodolite, ou un autre appareil de levée topographique, cette mesure est entachée de l'erreur due à la précision de l'appareil (donnée par le constructeur) et aux erreurs de manipulations de l'opérateur. Cette erreur n'intervient que dans le cas d'une calibration implicite (voir l'annexe B.4) ;
- la cartographie des GRPs dans les images : à cause des effets de perspective, deux GRPs de même taille physique seront visibles sur les images avec des précisions différentes selon qu'ils soient proches ou éloignés de la caméra. On identifiera leurs coordonnées i, j avec une erreur. Cette erreur n'intervient que dans le cas d'une calibration implicite ;
- les paramètres intrinsèques et extrinsèques de la caméra : les paramètres intrinsèques donnés par le constructeur de la caméra et l'estimation des paramètres extrinsèques sont entachés d'erreur. Cette erreur n'intervient que dans le cas d'une calibration explicite ;
- la reconstruction d'images corrigées : on a expliqué en annexe C, que la reconstruction des images corrigées se fait par interpolation entre des points de calculs. Selon le type d'interpolation utilisé, on n'aboutira pas exactement à la même image corrigée. Cette erreur n'intervient que dans le cas où l'analyse PIV est faite après correction des images.

6.1.5 Analyse PIV

L'analyse PIV, qu'elle soit en corrélation croisée ou en Minimum Quadratic Difference, comporte des erreurs intrinsèques à la technique. Elles sont au nombre de cinq, et on été bien décrites et quantifiées par Raffel *et al.* (1998) ou Forliti *et al.* (2000) :

- l'interpolation sub-pixel engendre des erreurs qui dépendent de la technique utilisée (interpolation gaussienne, parabolique, etc...) ;
- le bruit de fond : l'arrière plan d'une image (ce qu'il reste quand on a retiré les traceurs) n'est pas uniforme et possède un bruit. Une part de ce bruit vient de perturbations du capteur CCD ;
- les paramètres de l'aire d'interrogation (voir la section 4.1.3.1). Cette source d'erreur est particulièrement sensible lorsque l'on réalise l'analyse PIV sur les images affectées par les effets de perspective ;
- les mouvements hors du plan d'orthorectification : si des déplacements ont lieu dans un plan différent de celui de la surface de la rivière, ils seront mal estimés. Cette source d'erreur peut être négligée dans la plupart des écoulements de rivières, ou la composante verticale des vitesses de surface est très petite. Dans le cas de torrents en crue, ou de crues extrêmement fortes, on peut voir des ondulations importantes (métriques) de la surface libre (comme sur la figure 6.1). Cette source d'erreur ne peut alors plus être négligée. Il en est de même pour les zones de ressaut hydraulique ;



FIG. 6.1: Déformation de la surface libre de l'Arc lors d'une crue. Photo : P. Belleudy.

- le codage de l'image : une image peut être codée sur 2, 4, ou 8 bits par pixels (voir l'annexe A). Plus le codage se fait sur un grand nombre de bits, plus il y aura de finesse dans la définition des formes de surface, mais plus l'image sera lourde.

6.1.6 Calcul du débit

- la hauteur d'eau et la bathymétrie : elles peuvent être mesurées par différentes méthodes, intrusives ou non (section 3.2). Ces méthodes offrent des qualités d'estimation différentes, répertoriées dans Rantz (1982a) par exemple ;
- l'extrapolation des vitesses de surface en vitesses moyennes : c'est une des parties les plus sensibles de l'estimation LSPIV de débit. Il faut extrapoler, sous des conditions hydrauliques, les vitesses de surface mesurées. Le plus simple consiste à supposer la forme de la distribution verticale des vitesses (logarithmique, puissance, voir le chapitre 4.2.3.2). On peut également, comme Fourquet (2005), mesurer cette distribution en une condition hydraulique et utiliser ce modèle pour toutes les mesures LSPIV ;
- le nombre limité de verticales de mesure : avec la méthode Velocity Area (voir l'article de Hauet *et al.* (2005)), les sous-débits sont calculés pour N sous-sections définies par N points de bathymétrie connus le long de la section en travers. Pour réduire les erreurs, il faut que N soit maximum, et il faut décrire avec précision les zones à forts gradients de pente transversale.

6.1.7 Tableau récapitulatif des sources d'erreur affectant la mesure LSPIV en général.

Illumination	Illumination globale Non uniformités locales d'illumination
Ensemencement	Evolution temporelle Non représentativité de l'écoulement Densité spatiale Luminosité et contraste
Enregistrement	Résolution caméra Intervalle de temps entre les images Temps d'enregistrement Mouvements parasites de caméra
Orthorectification	Coordonnées métriques des GRPs Coordonnées pixels des GRPs Paramètres intrinsèques et extrinsèques Reconstruction d'images corrigées
Analyse PIV	Interpolation sub-pixel Bruit de fond Aire d'interrogation Déplacements hors-plan d'orthorectification Codage de l'image
Calcul de débit	Hauteur d'eau Bathymétrie Extrapolation des vitesses moyennes Nombre des verticales de mesures

TAB. 6.1: Tableau récapitulatif des sources d'erreur

6.1.8 Et dans notre système LSPIV temps réel ?

La variabilité des estimations de débits par le système LSPIV temps réel provient de sources d'erreur variant dans le temps. En effet, les sources d'erreurs stables dans le temps (comme l'intervalle de temps entre deux images, le temps d'enregistrement, les erreurs liées à l'orthorectification, à l'analyse PIV et au calcul de débit) affecteront les estimations d'une erreur finale stable. Les sources d'erreur variant dans le temps sont dépendantes des conditions imposées par l'environnement extérieur, c'est à dire l'illumination et l'ensemencement.

6.2 Analyse du système temps réel : illumination globale

6.2.1 Cycles diurne / nocturne

L'illumination globale se définit comme la moyenne des intensités des pixels d'une image :

$$\text{Illumination globale} = \frac{1}{M \times N} \sum_{i=0}^M \sum_{j=0}^N \text{Int}(i, j) \quad (6.1)$$

où $M \times N$ est la taille de l'image en pixels, et $\text{Int}(i, j)$ est l'intensité du pixel de coordonnées i, j . Elle est surtout influencée par l'ensoleillement au moment de la prise de vue, et est sensible au

cycle diurne / nocturne. Le système temps réel enregistre des images tout au long de la journée. L'analyse LSPIV n'est réalisée que sur les images identifiées comme ayant été prises de jour. Pour cela, nous avons défini un seuil d'illumination globale en dessous duquel les images sont considérées prises de nuit. La figure 6.2 montre les valeurs d'illumination globale au cours de la journée pour une période estivale (moyenne du 1^{er} au 15 Août 2006) et hivernale (moyenne du 1^{er} au 15 Décembre 2006). La valeur de 70 a été choisie comme seuil entre les images prises de

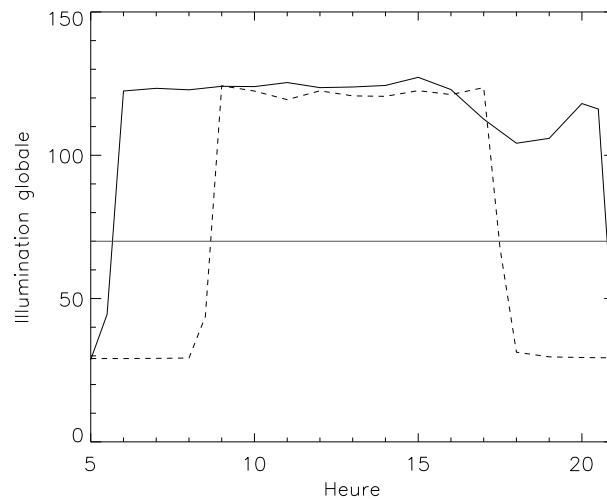


FIG. 6.2: Illumination globale durant une journée pendant une période estivale (trait plein) et hivernale (trait pointillé).

jour et celles prises de nuit. On remarque que le passage nuit/jour se fait très rapidement. On passe d'une valeur constante d'environ 30 durant la nuit à un plateau autour de 120 durant le jour. On ne s'intéressera qu'aux images prises de jour.

On peut également voir l'impact saisonnier sur le graphique 6.2, avec une réduction du temps de jour de 6 heures environ en période hivernale.

6.2.2 Influence de la nébulosité

La densité de nuages peut également faire varier l'illumination globale. La base de données contient une information concernant la nébulosité du ciel au moment des prises de vues, mesurée par la NOAA à l'aéroport d'Iowa City. Le tableau 6.2 montre les valeurs, moyennées sur les mois de mai et juin, des illuminations globales d'images prises en situation de nébulosités différentes (ciel clair, peu nuageux ou très nuageux). On constate que la luminosité globale change peu. La couleur de la rivière évolue avec la luminosité, passant du jaune/orangé en ciel clair au gris en ciel très nuageux, mais sans changement de l'illumination globale.

Pour comparer l'effet de différentes nébulosités sur les estimations LSPIV de vitesse de surface, on sélectionne dans la base de données des prises de vue où la seule variable identifiée est la nébulosité. Cela signifie que l'on choisi des situations à même hauteur d'eau, sans vent, aux mêmes heures (entre 12h et 15h), et avec un bon ensemencement (voir la section 6.4). L'analyse

Nébulosité	Illumination globale
Ciel clair	124
Ciel nuageux	123
Ciel très nuageux	121

TAB. 6.2: Valeurs moyennées, sur les mois de mai et juin, des illuminations globales d'images prises en situation de nébulosité différentes.

PIV est effectuée sur les images orthorectifiées reconstituées. La comparaison des vitesses instantanées de surface est faite sur une zone carrée de 10×10 mètres, illustrée sur la figure 6.3.

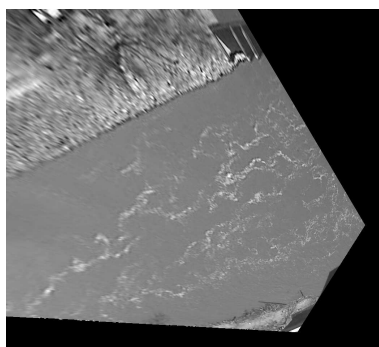


FIG. 6.3: Zone d'étude pour la comparaison des vitesses LSPIV de surface mesurées en différentes conditions de nébulosité.

Sur la figure 6.4, on compare les estimations de vitesse dans la zone étudiée pour trois situations de nébulosité, ciel clair, nuageux et très nuageux, détaillées dans le tableau 6.3.

Date	Hauteur d'eau (m)	Nébulosité
29/01/2005	3.078	Ciel très nuageux
31/01/2005	3.078	Ciel clair
01/02/2005	3.078	Ciel nuageux

TAB. 6.3: Evénements sélectionnés pour la comparaison des vitesses LSPIV de surface mesurées en différentes conditions de nébulosité.

Les trois distributions de vitesses sur la figure 6.4 sont quasiment identiques. Il n'y a pas d'effet discernable de la nébulosité sur l'estimation LSPIV des vitesses de surface.

6.3 Analyse du système temps réel : non uniformités locales d'illumination

6.3.1 Ombres

Le site de mesure du système LSPIV temps réel se situe en plein coeur de la ville d'Iowa City. Les berges sont très urbanisées et des immeubles longent la rivière sur ses deux rives. Ces

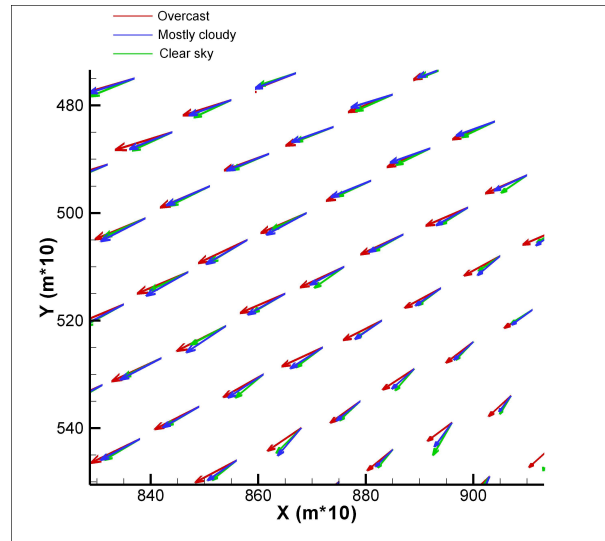


FIG. 6.4: Comparaison des vitesses instantanées LSPIV de surface mesurées en différentes conditions de nébulosité.

immeubles ainsi que les arbres plantés sur les berges produisent des ombres sur la surface de la rivière quand le soleil est bas dans le ciel, c'est à dire le matin et le soir (figure 6.5). Comme la rivière est orientée Nord-Sud et coule plein sud, les ombres sont en rive gauche le matin, et en rive droite le soir.



FIG. 6.5: Photographies du 19 Août 2006, le matin à 8h (à gauche) et le soir à 18h (à droite). Les ombres produites par une usine en rive gauche et l'immeuble d'IIHR en rive gauche se dessinent nettement.

Quel est l'effet d'une zone d'ombre sur l'estimation LSPIV des vitesses de surface ? La figure 6.6 montre une image orthorectifiée reconstituée prise de soir avec l'ombre de l'immeuble IIHR et la distribution des vitesses de surface associée (pour la zone autour de l'ombre). Les estimations de vitesses dans la zone d'ombre sont bonnes (identiques aux estimations en dehors de la zone d'ombre). Seule la zone de contour de l'ombre est mal analysée. Dans la zone d'ombre, l'illumination globale est diminuée, mais constante. Un traceur se déplaçant au sein de la zone d'ombre d'une image à l'autre gardera une distribution des intensités de pixels comparable, et l'analyse PIV donnera de bons résultats. A la limite de la zone d'ombre, la luminosité augmente brusquement, et on ne retrouve plus la même distribution des intensités de pixels.

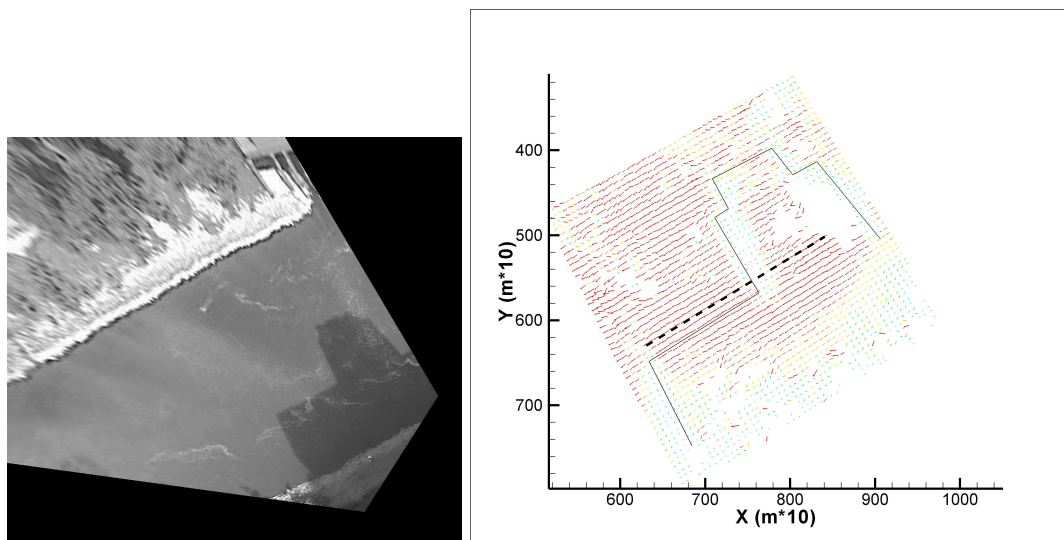


FIG. 6.6: Photographie orthorectifiée (à gauche) et analyse PIV correspondante (à droite). Le contour de l'ombre est visible sur le champ de vitesses de surface. Le trait pointillé indique la ligne de courant utilisée pour l'étude de la figure 6.7.

La figure 6.7 montre les estimations de vitesses de surface le long d'une ligne de courant, illustrée sur la figure 6.6 par un trait pointillé. Les vitesses de surface dans la zone d'ombre et la

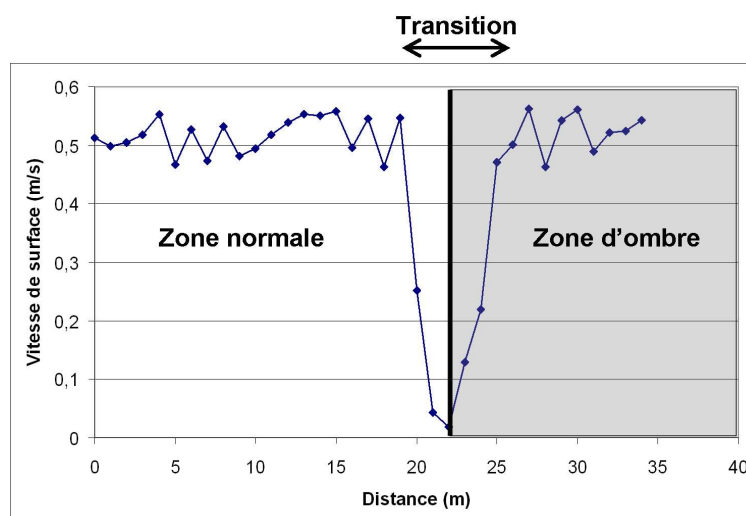


FIG. 6.7: Suivi des vitesses de surface le long d'une ligne de courant (illustrée en figure 6.6) traversant une zone d'ombre.

zone normale sont bien équivalentes (environ 0.52 m s^{-1}), et les estimations chutent au niveau de la zone de transition.

6.3.2 Reflets

Les reflets lumineux apparaissent sur la rivière le matin, puisque la caméra pointe vers l'Est. Quand la lumière du soleil est réfléchiée par l'eau, elle devient partiellement polarisée horizonta-

lement. Nous avons donc installé un filtre polarisant sur l'objectif de la caméra pour diminuer les reflets. Le principe du filtre est qu'il ne laisse passer les ondes électromagnétiques que dans un seul plan. On peut ainsi empêcher toute lumière polarisée par la rivière de passer. Le filtre permet l'atténuation, mais pas l'élimination des reflets, la lumière n'étant pas polarisée par la rivière dans un plan parfaitement horizontal. On enregistre donc des images avec des reflets plus ou moins forts, selon la saison, l'heure de prise de vue et la nébulosité. Quatre exemples d'images, une sans reflet et 3 avec des reflets de différentes intensités, sont illustrés dans la figure 6.8. Un

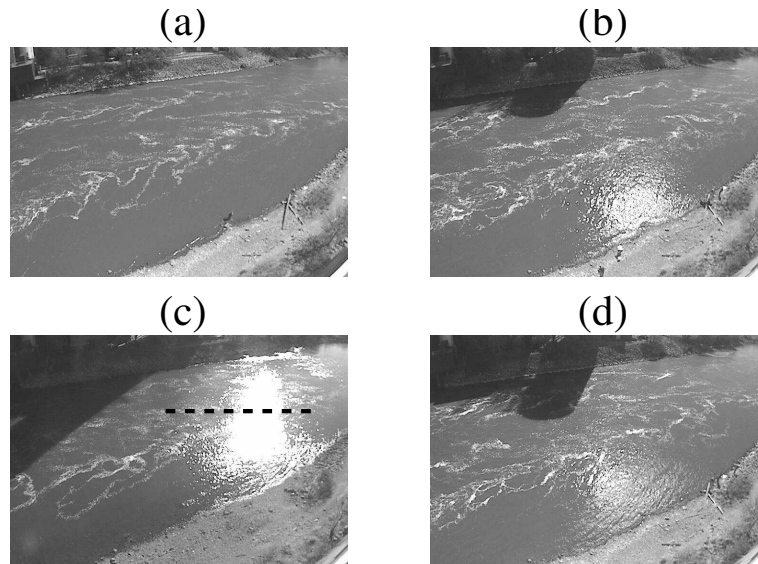


FIG. 6.8: Photographie de la rivière Iowa : (a) sans reflet, (b) reflet moyen, faible ombre, (c) fort reflet, forte ombre, (d) faible reflet, ombre moyenne.

reflet est une zone de saturation des pixels, c'est à dire une zone où tous les pixels prennent la valeur maximale de 255. Ceci est illustré dans la figure 6.9 où on a représenté l'intensité des pixels le long de la ligne pointillée de la figure 6.8(c). Le problème des reflets est donc plus délicat

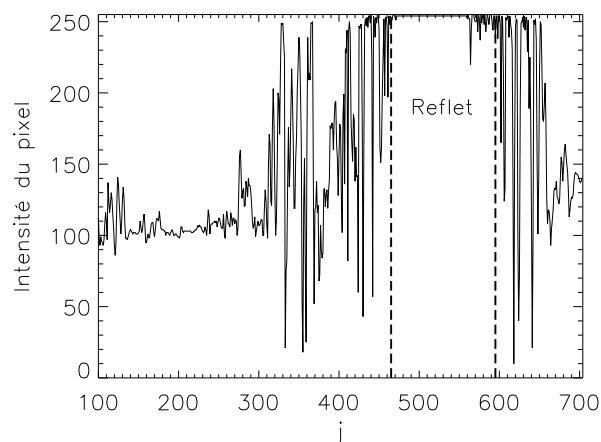


FIG. 6.9: Intensité des pixels le long de la ligne pointillée de la figure 6.8(c).

que celui des ombres. Dans une zone d'ombre, la luminosité globale est faible, mais on voit des

traceurs (les pixels contiennent une information intéressante). Dans les zones de reflet, tous les pixels sont saturés : on perd donc toute l'information. Les estimations de vitesses en surface par LSPIV seront mauvaises sur toute la zone de reflet, et non plus seulement sur la zone de transition avec les zones normales de l'image. Ceci est bien illustré par la figure 6.10, où l'on voit une estimation LSPIV du champ de vitesse en surface pour une paire d'images avec un reflet important.

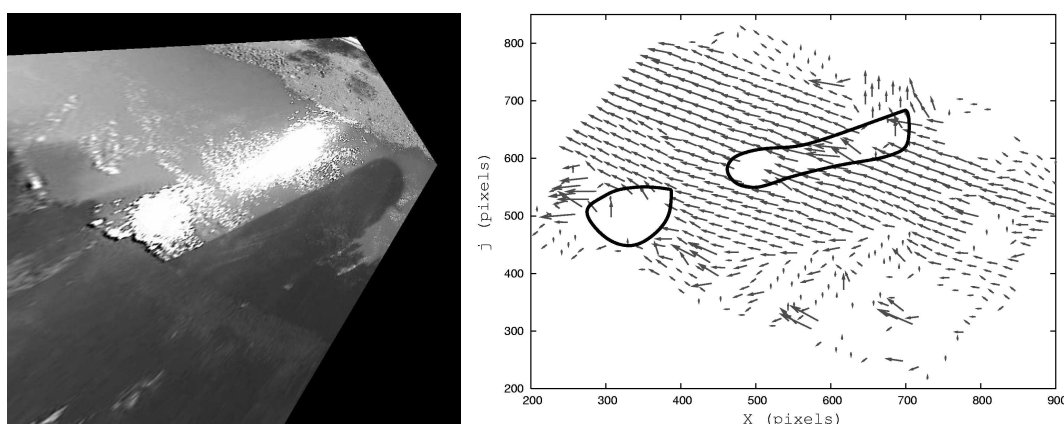


FIG. 6.10: Image orthorectifiée de la rivière avec un reflet (à gauche), et vitesses de surface correspondantes calculées par LSPIV (à droite). Les reflets produisent des zones sans vitesses calculées (identifiées par le trait plein).

6.3.3 Heure de la prise de vue

La qualité des estimations LSPIV de débit est influencée par les effets des zones d'ombre et de reflets décrits ci-dessus. Par temps clair (si les nuages ne cachent pas le soleil), il y a donc une relation entre l'heure de la prise de vue et l'incertitude sur l'estimation LSPIV de débit. Pour vérifier cela, on a sélectionné dans la base de données les situations de prises de vue en ciel clair, sans vent, et on les a séparé en trois catégories :

- prises de vue de matin : images enregistrées avant 11 heures (678 images) ;
- prises de vue de milieu de journée : images enregistrées entre 11 et 15 heures (576 images) ;
- prises de vue de soirée : images enregistrées après 15 heures (1380 images).

Pour ces trois catégories, la figure 6.11 présente les fonctions de densité de probabilité des résidus (voir la partie 5.4.2.3 pour la définition du résidu).

Les moyennes et écart-types des trois échantillons sont listés dans le tableau 6.4.

Echantillon	Moyenne des résidus (%)	Ecart-type des résidus (%)
Matin	-3.25	22.6
Milieu de journée	1.27	12.34
Soirée	5.3	18.56

TAB. 6.4: Moyenne et écart-types des résidus pour les images prises le matin, le midi, et le soir.

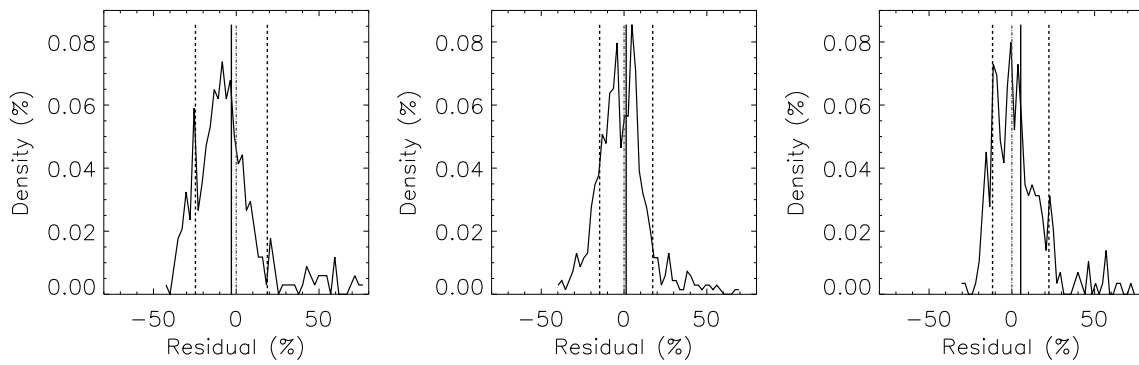


FIG. 6.11: Fonction de densité de probabilité des résidus pour les images prises le matin (à gauche), le midi (au centre), et le soir (à droite).

Comme on s'y attendait, la moyenne des résidus est la plus proche de 0 pour les prises de vue en milieu de journée, c'est à dire sans ombres ni reflets. C'est également en milieu de journée que l'écart-type des résidus est le plus faible. On constate que les estimations de débits le matin ont les écart-types les plus forts, ce qui peut être expliqué par la présence de zones d'ombre et de zones de reflet le matin, alors qu'il n'y a que des ombres sur les images prises en soirée.

6.3.4 Détection automatique des ombres et reflets

Corriger les effets des ombres et des reflets sur les images serait un sujet de thèse en traitement d'image en soi. N'ayant ni le temps, ni les capacités pour m'atteler à ce travail, je me suis contenté de développer une méthode de détection automatique des ombres et reflets, et d'inclure cette information, en temps réel, à la base de donnée du système LSPIV temps réel.

La figure 6.12 montre les histogrammes des intensités des pixels des quatre images de la figure 6.8. Ces histogrammes ont des allures bien différentes selon la présence ou non de reflets et d'ombres sur les images. Les images de milieu de journée, comme le cas 6.8(a), ont un histogramme avec un pic autour de 120, correspondant à l'illumination globale des images. Cette valeur de 120 est en concordance avec les valeurs d'illuminations globale obtenues pour différentes nébulosités (voir le tableau 6.2).

Les histogrammes des images avec des ombres présentent un pic dans les faibles intensités, autour de 50. On observe bien ce pic pour les cas (b), (c) et (d) des figures 6.8 et 6.12. La présence de reflets lumineux est marquée par un pic de pixels saturés, aux intensités supérieures à 250. Ce pic est particulièrement visible dans le cas (c) des figures 6.8 et 6.12, où le reflet est important.

La détection automatique des reflets se fait simplement en comptant sur chaque image le nombre de pixels dont l'intensité est supérieure à 250, et la détection des ombres se fait en comptant de pixels dont l'intensité est comprise entre 50 et 60. Le tableau 6.5 montre ces sommes pour les quatre exemples de la figure 6.8.

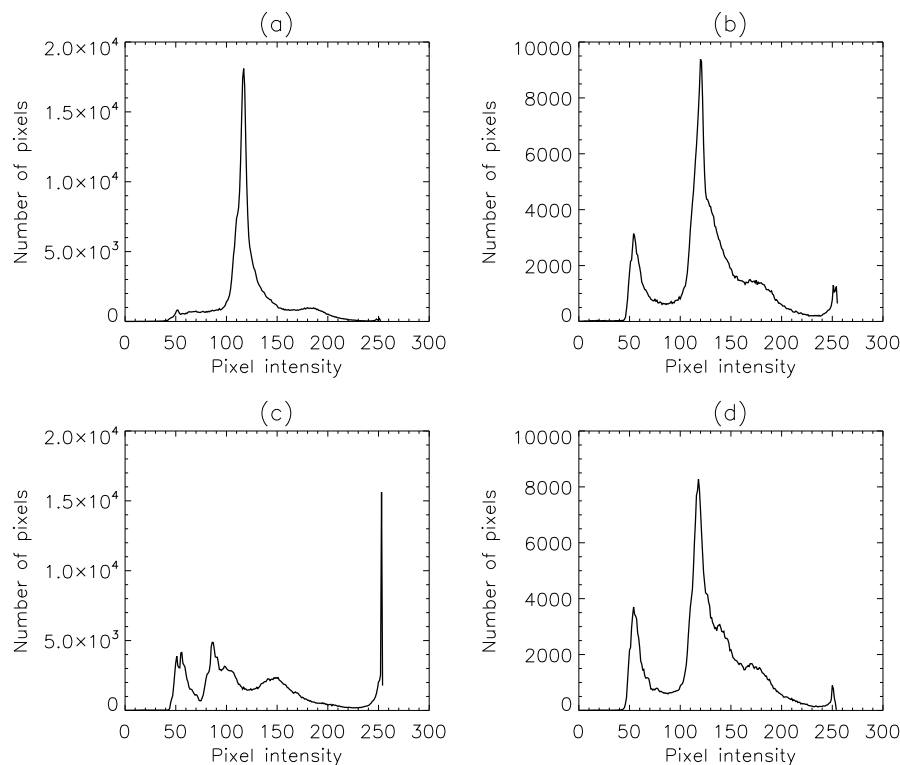


FIG. 6.12: Histogrammes des intensités des pixels des images de la figure 6.8 : (a) sans reflet, (b) reflet moyen, faible ombre, (c) fort reflet, forte ombre, (d) faible reflet, ombre moyenne.

Image	Somme reflet intensité > 250	Somme ombre 50 < intensité < 60
(a)	733	6301
(b)	6117	26618
(c)	25691	37315
(d)	2809	31526

TAB. 6.5: Somme des pixels reflet et des pixels ombre pour les images de la figure 6.8 : (a) sans reflet, (b) reflet moyen, faible ombre, (c) fort reflet, forte ombre, (d) faible reflet, ombre moyenne.

Après une étude sur 150 images, la valeur de 2000 pixels d'intensité supérieure à 250 a été choisie comme seuil de détection d'un reflet, et la valeur de 15000 pixels d'intensité comprise entre 50 et 60 a été choisie comme seuil de détection d'une ombre.

Cette méthode de détection automatique a été ajoutée au système LSPIV temps réel. A chaque prise de vue, une indication « image avec ombre » ou/et « image avec reflet » est associée à l'image enregistrée dans la base de données. Sur la période 1er mai 2006 à 31 Juillet 2006, 5.2 % des images ont été identifiées avec ombre et 21.4 % des images ont été identifiées avec reflet. Il y a plus d'images avec reflets car ceux-ci sont visibles plus longtemps sur les images (présence de 7h à 11h en moyenne, soit 5 heures) que les ombres (présence autour de 8h, puis de 16h à 17h en moyenne, soit 3 heures).

6.3.5 Perspectives

Il y a des perspectives intéressantes dans le domaine du traitement d'images. Concernant les zones d'ombres, il faut développer un algorithme permettant la détection du contour de ces zones. On pourrait ainsi calculer la luminosité globale au sein de la zone d'ombre, et la ramener, en augmentant l'intensité de chaque pixel ombre, à la même valeur que la luminosité globale de la zone normale. Le problème des reflets est différent puisqu'il y a perte de l'information. On pourra au mieux identifier les contours des reflets, ce qui est déjà difficile, vu que ceux-ci sont moins marqués et moins géométriques que pour les zones d'ombres.

6.4 Densité de traceur

Le traceur utilisé est de l'écume formée par une chute d'eau environ 100 mètres en amont de la zone de mesure. En faible débit, peu de mousse est formée et, vu les faibles vitesses de surface, une partie ou l'entièreté de cette écume se détruit avant de passer dans la zone de mesure. La photographie 6.13 a été prise pendant l'étiage d'août 2005, et il n'y a pas d'écume en surface.



FIG. 6.13: Photographie de la rivière Iowa prise pendant l'étiage d'août 2005, sans écume.

Pendant les précipitations, l'écume est partiellement détruite par les gouttes de pluie. Comme on l'a vu dans l'article de Hauet *et al.* (2005) en chapitre 5, l'écume est le seul traceur utilisable (peu de flottants végétaux et pas de figures de turbulence). Il est donc intéressant de pouvoir quantifier la densité de écume sur les images.

6.4.1 Détection automatique de la densité d'écume

Le protocole de détection automatique est basé sur le fait que les traceurs (l'écume) et l'eau de la rivière sont représentés sur les images par des intensités de pixels différentes. L'eau de la rivière est l'élément le plus représenté sur les images, et correspond à une intensité de 120 environ (la luminosité globale moyenne). L'écume, plus claire, correspond à une intensité de 170 environ. La présence d'écume est donc marquée par une bosse de l'histogramme des intensités des pixels dans la zone de 150 à 200, comme illustré sur la figure 6.14.

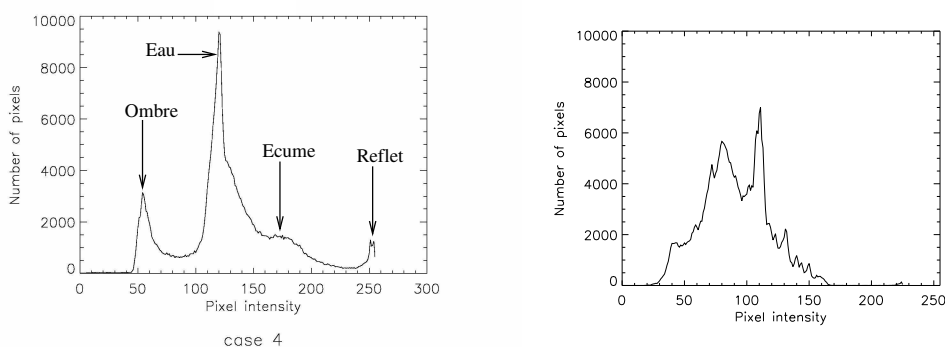


FIG. 6.14: Identification des éléments de la photographie sur un histogramme des intensités de pixels (à gauche), et histogramme de l'image 6.13, sans traceurs (à droite).

Sur les images, on isole une zone située au centre de la rivière, c'est à dire une zone incluant toujours de l'eau, même en fort étiage. On binarise la zone sélectionnée avec un filtre tel que, pour une image prise de plein jour (illumination globale supérieure à 100), tous les pixels d'intensité inférieure à 150 prennent la valeur 0, et tous les pixels d'intensité supérieure à 150 prennent la valeur 255. Pour les images prises en levée et tombée du jour, d'illumination globale comprise entre 70 et 100, le seuil est ramené à une valeur de 100. On obtient ainsi une image en noir et blanc, ou seul l'écume est blanche, et l'eau de la rivière est noire (voir la figure 6.15). Il suffit

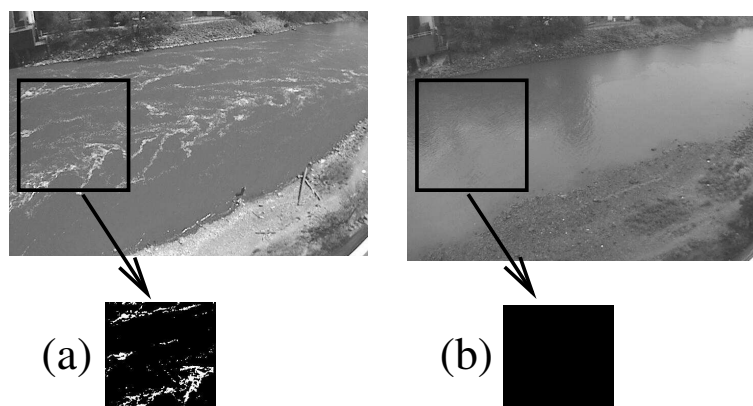


FIG. 6.15: Binarisation d'une zone de l'image pour un cas à bonne densité de traceurs (a) et un cas sans traceurs (b).

ensuite de calculer la fraction de pixels blancs sur les zones binarisées pour avoir une indication de la densité de traceur. On ajoute la mention "pas de traceurs", dans la base de données, aux images ou la proportion de pixels écume est inférieure à 5%. Sur la période allant du 1er mai au 31 juillet, 2.3 % des images ont eu une faible densité de traceurs. Cette période correspond également à un étiage de la rivière, donc une situation où l'écume est produite en moins grande quantité, et où une plus grande proportion de l'écume est détruite avant d'atteindre la zone d'enregistrement.

6.5 Effet du vent

Le traceur utilisé sur la rivière Iowa est de l'écume, donc un matériau très léger, avec une forte prise au vent. La rivière coule en direction du sud. Les données météorologiques enregistrées par la station de la NOAA indiquent un vent essentiellement de sud ou de nord, comme illustré par la rose des vents de la figure 6.16 et la répartition des vents selon la direction de la figure 6.17.

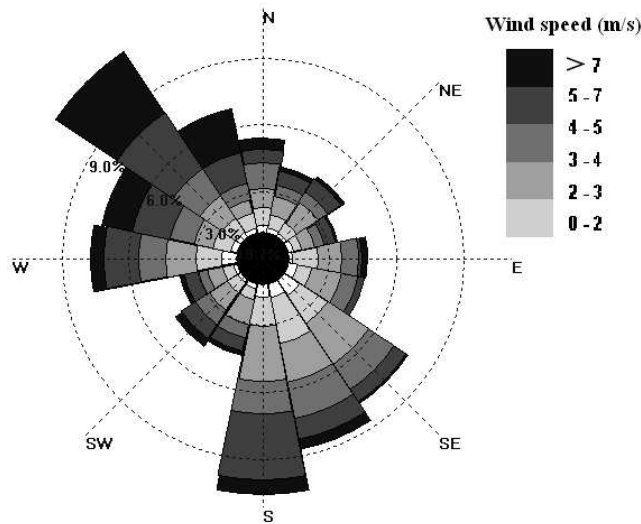


FIG. 6.16: Rose des vents mesurés par la NOAA à l'aéroport d'Iowa City de novembre 2004 à juin 2006.

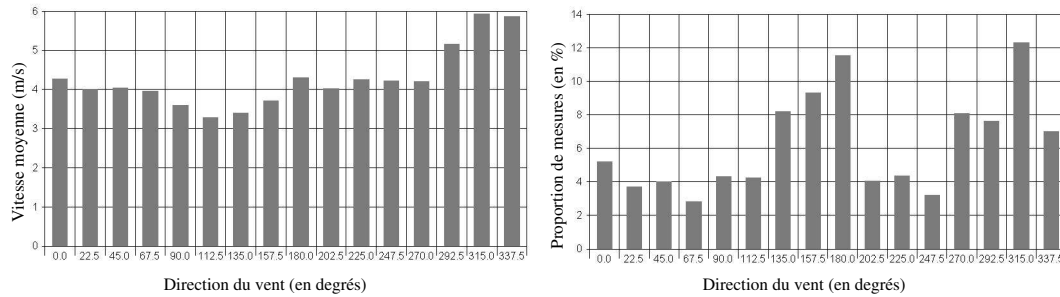


FIG. 6.17: Vitesses moyennes des vents selon leurs directions (à gauche) et proportions de mesures de vent faites dans chaque direction (à droite).

Pour quantifier l'effet de vent, on a sélectionné dans la base de données des événements à même hauteur d'eau, mêmes heures de prise de vue (ente 12 et 15 heures), même nébulosité (ciel clair). Cette sélection a été scindée en deux catégories :

- vent de sud : prises de vue faites avec un vent de sud supérieur à 6 kmh^{-1} constant de 12 à 15 heures ;
- vent du nord : prises de vue faites avec un vent de nord supérieur à 6 kmh^{-1} constant de 12 à 15 heures.

Les distributions des résidus de ces deux échantillons sont présentées en figure 6.18, et les moyennes et écart-types des deux échantillons sont donnés dans le tableau 6.6.

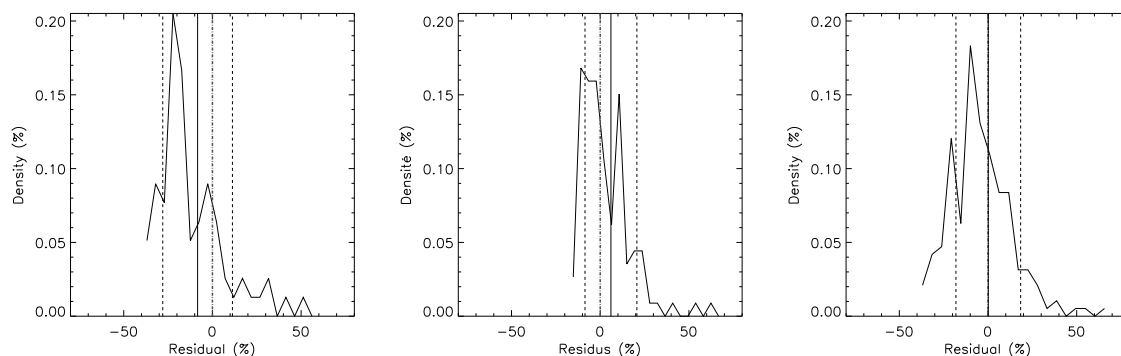


FIG. 6.18: Fonction de densité de probabilité des résidus pour les images prises en vent de sud (à gauche), en vent de nord (au centre), et en fort vent (vent de nord et vent de sud, à droite). La moyenne des échantillons est indiquée en trait plein, et les écart-types en pointillés.

Vent	Vent du Nord	Vent du Sud	Vent fort
Moyenne	6.05	-8.36	0.16
Ecart-type	14.62	19.64	18.24
Population	113	78	191

TAB. 6.6: Moyenne et écart-type des résidus ainsi que la taille de la population pour les estimations de débits durant des périodes de vent fort.

L'effet du vent est clairement visible. Pour anecdote, il est arrivé, pendant l'étiage de l'été 2005 et en période de fort vent de sud, de voir couler la rivière en sens inverse, les traceurs de surface, emportés par le vent, ne suivant plus le sens de l'écoulement plus en profondeur.

6.6 Quantification de l'effet du vent

L'étude suivante, rédigée en anglais, est un rapport IIHR qui traite de l'effet du vent sur la distribution verticale des vitesses en rivière, et sur l'entraînement de traceurs flottant en surface.

Le but de ce travail est de se baser sur des lois physiques d'écoulement de fluide sous vent et d'entraînement de particules flottantes par le vent pour trouver une loi corrective de l'effet de vent sur des flottants.

Des expériences de laboratoire, réalisées à IIHR, avec différents traceurs, ont permis de calibrer une loi corrective, dépendante de la vitesse de l'écoulement, la vitesse du vent, et le type de traceur considéré. Cette loi est ensuite appliquée à des mesures extraites de la base de données du système temps réel de mesure de la rivière Iowa.

Les résultats montrent que la loi corrective fonctionne correctement, et particulièrement pour les situations à fort vent.

A model for correcting the effect of the wind on the LSPIV free-surface velocity measurement

1 Introduction

Large Scale PIV (LSPIV) method consists in the statistical identification of the displacement of particles floating at the surface of a flow, in order to quantify the free-surface velocity. That raises 2 questions: (i) Does the method measure well the displacement of the tracers ? (ii) Is the displacement of those tracers representative of the river flow ? Solving question (i) means finding out all the error sources involved in the whole measurement process. This is a very tricky question. A lot of uncertainty analysis have been conducted for PIV measurement method, but few analysis have been conducted for the application of LSPIV in the field.

This study deals with the question (ii). Natural phenomenas, and especially the wind, affect the movement of the tracers by (i) changing the velocity of the surface-layer of the river and (ii) changing the displacement of tracers floating at the surface of the river. The aim of that study is to understand and to quantify the effect of the wind on the water surface velocity and on the tracers' displacements, and especially in order to improve the Real-Time LSPIV (RT-LSPIV) system developed by Hauet *et al.* (2005). For simplicity and for geographic reasons explained in section 5, only the effect of wind in the upstream or downstream direction is studied. Laboratory experiments were conducted in an open channel of the model annex of IIHR-Hydroscience & Engineering equipped with a wind-controlled system. We used different kind of tracers, with different buoyancy, to compute a wind-correction law. This correction-law is then applied to field measurements from Hauet *et al.* (2005).

2 Analytical background

2.1 Effect of the wind on the water free-surface velocity

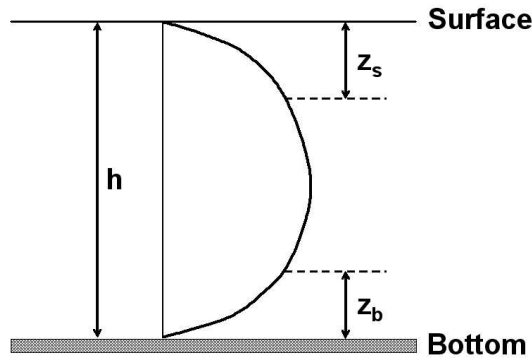
The shear stress of the wind on the water surface and the shear stress induced by the bottom rugosity have been expressed by the past by different distribution of eddy viscosity, like log- or parabolic-distribution. Tsanis

(1989) used a parabolic distribution as:

$$K_v = \frac{\lambda u_{*s}}{h} (z + z_b)(z_s + h - z) \quad (1)$$

where λ is a constant to characterize the intensity of the turbulence. It is a function of the Reynolds number (R_s) based on the surface velocity. It was found that for $R_s = 10^3 - 10^5$, the averaged value of λ is 0.35. Characteristic lengths z_b and z_s are determined at the bottom ($z = 0$) and at the surface ($z = h$). They are relative measure of the thickness of the viscous sublayers. It was found by Tsanis (1989) that the bottom characteristic length $z_{bh} = z_b/h$ is $2.2 * 10^{-4}$ and the surface characteristic length $z_{sh} = z_s/h$ is $0.6 * 10^{-4}$ (see Figure 1).

Figure 1: *Distribution of vertical eddy viscosity. From Tsanis (1989)*



The parabolic distribution of eddy viscosity results in a double-logarithmic velocity distribution in the vertical plane, that Wu et Tsanis (1995) described as:

$$u = (a_1 U - a_2 u_{*s}) \ln\left(1 + \frac{z}{z_s}\right) + (b_1 U - b_2 u_{*s}) \ln\left(1 - \frac{z}{z_b + h}\right) \quad (2)$$

where U is the vertical averaged velocity, z is the vertical coordinate and:

$$p_1 = \lambda z_{sh} \quad (3)$$

$$p_2 = \lambda z_{sh} / z_{bh} \quad (4)$$

$$q_1 = (1 + z_{sh})[\ln(1 + 1/z_{sh}) - 1] + z_{sh} \quad (5)$$

$$q_2 = -z_b h [\ln(z_b h) - \ln(1 + z_b h) - 1] - (1 + z_b h) \quad (6)$$

$$a_1 = -p_2 / (p_1 q_2 - q_1 p_2) \quad (7)$$

$$a_2 = q_2 / (p_1 q_2 - q_1 p_2) \quad (8)$$

$$b_1 = p_1 / (p_1 q_2 - q_1 p_2) \quad (9)$$

$$b_2 = -q_1 / (p_1 q_2 - q_1 p_2) \quad (10)$$

The wind friction velocity u_{*s} in the streamflow direction is expressed as (see Sauvaget (1987)):

$$u_{*s} = \sqrt{\rho_a c V_a} \quad (11)$$

where ρ_a is the air density ($1.2 * 10^{-3}$), V_a is the wind magnitude and c is a constant ($c = 2.6 * 10^{-3}$). Considering only the surface velocity, Eq.2 becomes:

$$u_{surf} = (a_1 U + a_2 u_{*s}) \ln\left(1 + \frac{1}{z_{sh}}\right) + (b_1 U + b_2 u_{*s}) \ln\left(1 - \frac{1}{z_{bh} + 1}\right) \quad (12)$$

2.2 Effect of the wind on floating particles

A particle floating at the surface of a flow with a constant wind over the free-surface is affected by 2 forces:

- the force created by the wind stress. It can be expressed by the Newton's resistance equation:

$$F_{air} = \frac{1}{2} \cdot C_{Ta} \cdot \rho_a \cdot S_a \cdot (V_p - V_a)^2 \quad (13)$$

where the subscript a means air, C_{Ta} is the drag coefficient of the particle in the air, S_a is the surface of the particle that drag force of the wind applied (m^2), i.e. the emerged surface of the particle, and V_p is the velocity of the particle (m/s).

- the force created by the water stress, also expressed by the Newton's

resistance equation:

$$F_{water} = \frac{1}{2} \cdot C_{Tw} \cdot \rho_w \cdot S_w \cdot (u_{surf} - V_p)^2 \quad (14)$$

where the subscript w means water, C_{Tw} is the drag coefficient of the particle in the water, ρ_w is the density of the water (1000 kg/m^3), S_w is the surface of the particle that drag force of the wind applied (m^2), i.e. the immersed surface of the particle, and V_w is the water velocity (m/s).

If the particle has a rectilinear uniform movement, there is equilibrium between the 2 forces:

$$F_{air} = F_{water} \quad (15)$$

Substitution of Eq.13 and Eq.14 in Eq.15 leads to:

$$\frac{1}{2} \cdot C_{Ta} \cdot \rho_a \cdot S_a \cdot (V_p - V_a)^2 = \frac{1}{2} \cdot C_{Tw} \cdot \rho_w \cdot S_w \cdot (u_{surf} - V_p)^2 \quad (16)$$

and so:

$$V_p = \frac{u_{surf} + \sqrt{A \cdot (\rho_a / \rho_w)} \cdot V_a}{1 + \sqrt{A \cdot (\rho_a / \rho_w)}} \quad (17)$$

where $A = (C_{Ta} \cdot S_a) / (C_{Tw} \cdot S_w)$

The value of the adimensional number A depends only on the kind of particle floating at the surface. The drag coefficient of a particle is extremely hard to estimate. It depends on the shape of the particle, and its estimation requires tests in wind tunnel, so we will not try to calculate it explicitly. We use laboratory experiments to fit this parameter for different kinds of tracers.

3 Laboratory experiments

3.1 Experimental setup

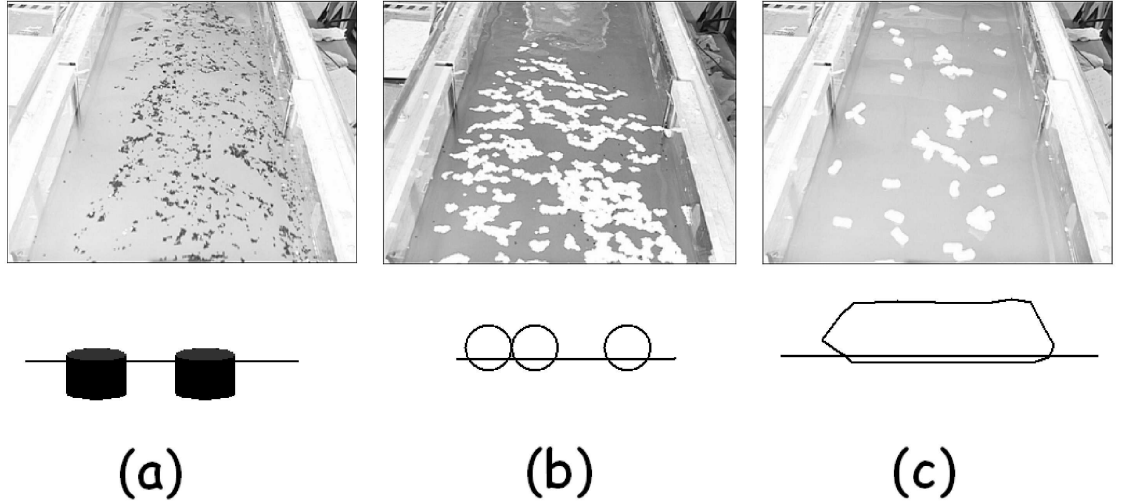
The experiments were conducted in a 0.61 m wide flume located in the Model Annex of IIHR. Images were obtained using a digital and a video camera installed over the channel. The cameras were pointing downstream on the test section of the channel. The illumination of the channel was controlled by two lamps. A fan allowing three different wind velocities (1.7 ,

2.46 and 3.13 m s^{-1}) was installed 3 m downstream from the position of the cameras. Three kinds of tracer - white polystyrene, black polypropylene, ecofoam - were used to seed the surface flow. The characteristics of those tracers are presented in Table 1, and illustrations of the three kinds of tracer are given in Figure 2. Because of their difference of density, the three kinds of tracer are more or less emerged.

Table 1: *Physical characteristics of the tracers.*

	Polystyrene	Polypropylene	Ecofoam
Color	white	black	white
Shape	sphere	sphere	cylinder
length or diameter (mm)	2~3	3~5	30~50
Width (mm)	-	-	10~15
Density (kg/m^3)	12.5	920	6.5

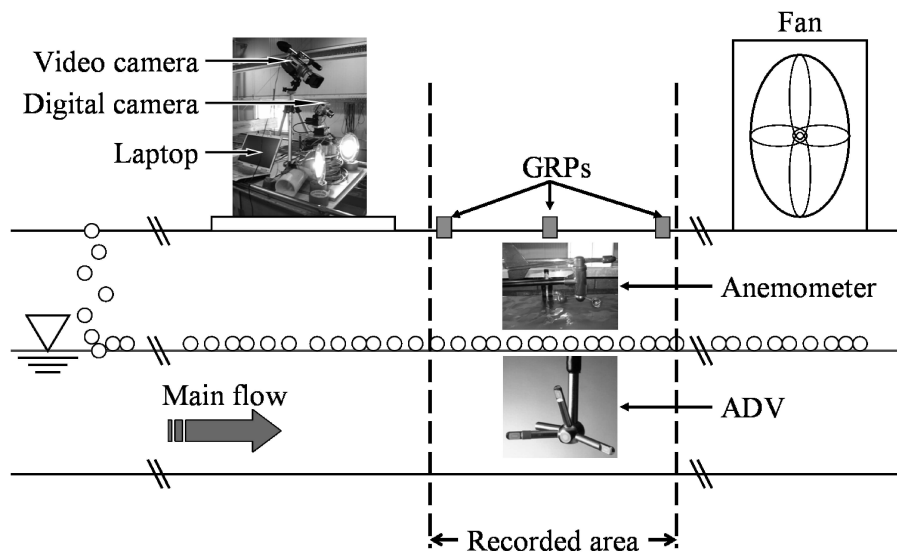
Figure 2: *Three kinds of tracer: (a) black polypropylene, (b) white polystyrene and (c) ecofoam*



The physical properties of the polystyrene caused capillary attraction between the particles. We maintained sufficiently large distance (5 m) between the seeding and testing locations to let the particles clumping together before entering the recorded area. Two water stage (0.158 and 0.320 m) and

three pump frequency were used to generate 6 different bulk velocities in the flume. An Acoustic Doppler Velocimetry (ADV) (FlowTracker from SonTeck) was used to check the velocity vertical distribution at different position in the recorded area. An anemometer using propeller measured the wind velocities in the recorded area. The experimental setup is sketched in Figure 3.

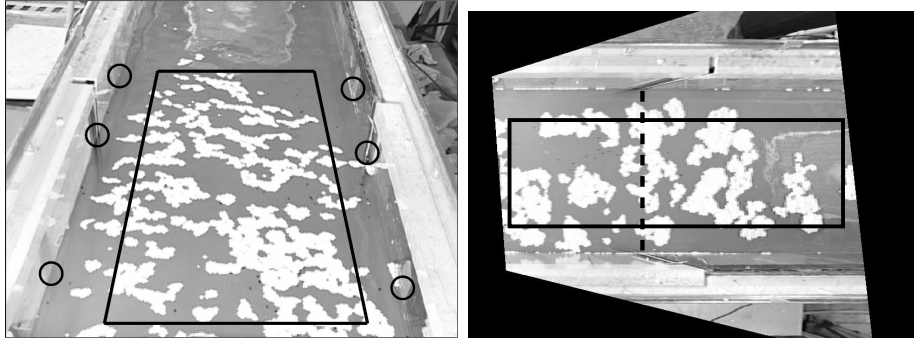
Figure 3: Schematic diagram of the experiment



3.2 LSPIV procedure

6 Ground Reference Points (GRPs) located on the channel walls (see Figure 3) were used to solve the eight-parameters image orthorectification relation developed by Fujita et Komura (1994). As the recorded area is small, 6 GRPs are enough to allow a good geometrical transformation. A reference cross-section was situated in the middle of the recorded area, between 2 GRPs. After PIV computation, we selected 50 vectors in an area in the middle of the flume, i.e. without effects of the walls (see Figure 4)

Figure 4: Pictures of the flume during the experiment: (a) original image and (b) undistorted image. The limit of the computational area (solid line), the reference cross-section (dash line) and the position of the GRPs (circles) are shown.



4 Results

4.1 Free-surface velocity distribution

Figure 5 presents the average of the 50 selected vectors for each tracer, for the stage 0.158 m and the bulk velocity $0.45\text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$ compared with the ADV profiles, for each wind condition. One can see that with no wind, the displacement of the tracers are consistent with the surface velocity given by the ADV. The effect of the wind is clearly dependent on the kind of particle used.

The difference between the velocity of the tracers affected by the wind and situation with black tracers and no wind, taken as the reference for the no-wind free-surface velocity, are given in Figure 6. For one kind of tracer and one bulk velocity, the effect of the wind on the velocity of the tracers vs. the wind intensity fits well on a linear regression. This is consistent with the theoretical equation 17. The more the buoyancy of the tracer is important, the more the linear fit is good ($R^2 = 0.71$ for black polypropylene, $R^2 = 0.9$ for polystyrene and $R^2 = 0.98$ for ecofoam).

4.2 The parameter A

For each kind of tracer, we computed the value of A by minimizing the square difference between the reference no-wind velocity measurements and

Figure 5: *LSPIV averaged free-surface velocities (symbols) and ADV vertical velocity profiles (solid line) for the stage 0.158 m and the bulk velocity $0.45 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$, for each wind condition.*

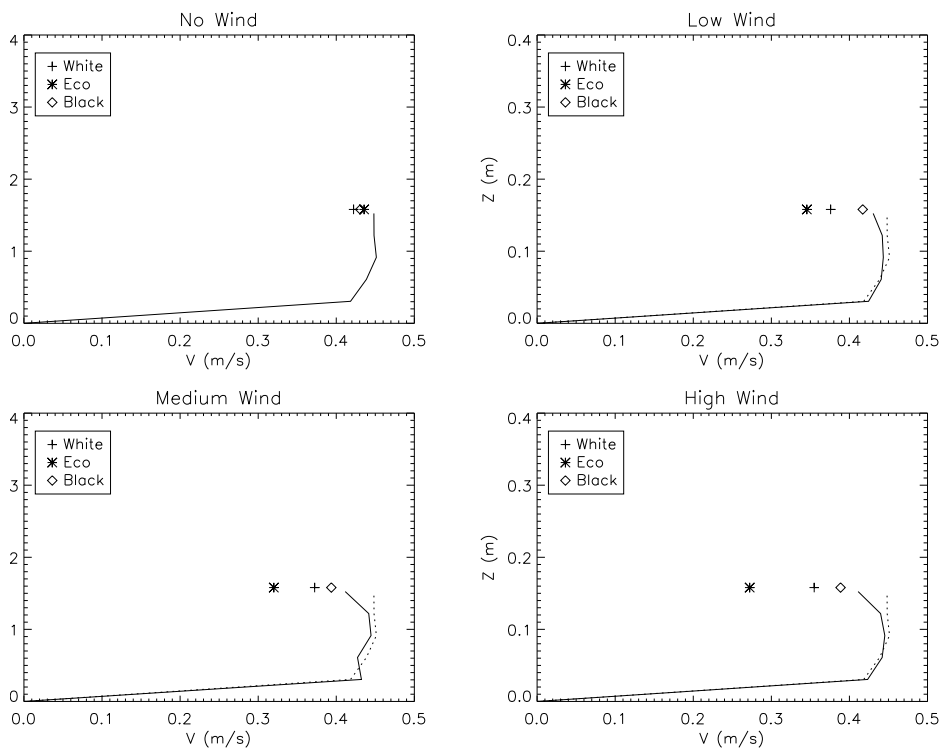
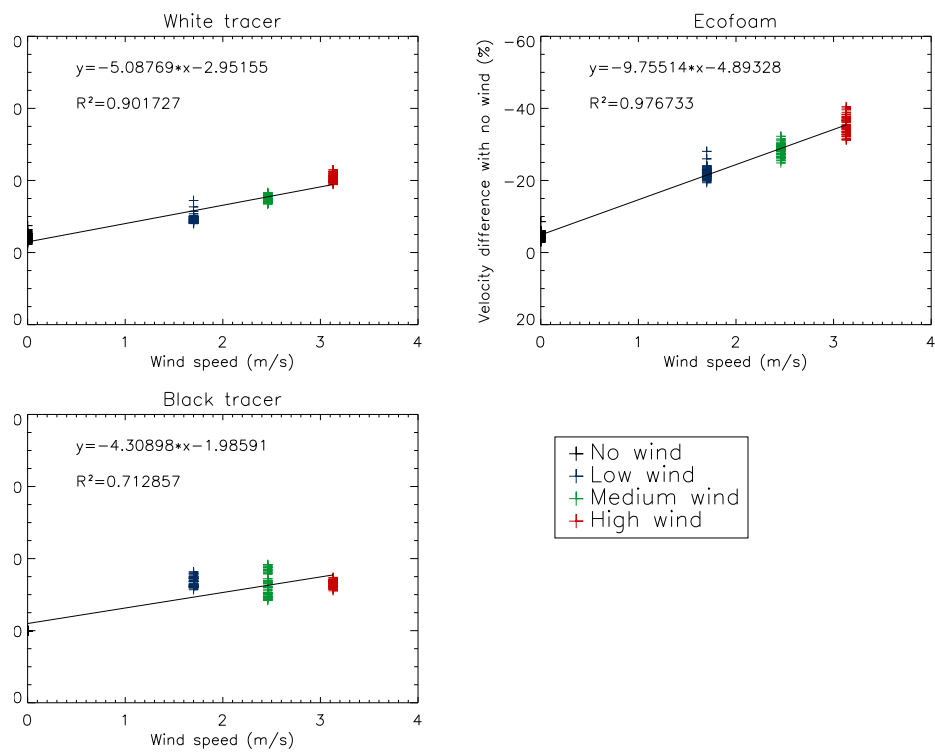


Figure 6: *Difference between the velocity of the tracers affected by the wind and situation with black tracers and no wind, taken as the reference for the no-wind free-surface velocity.*



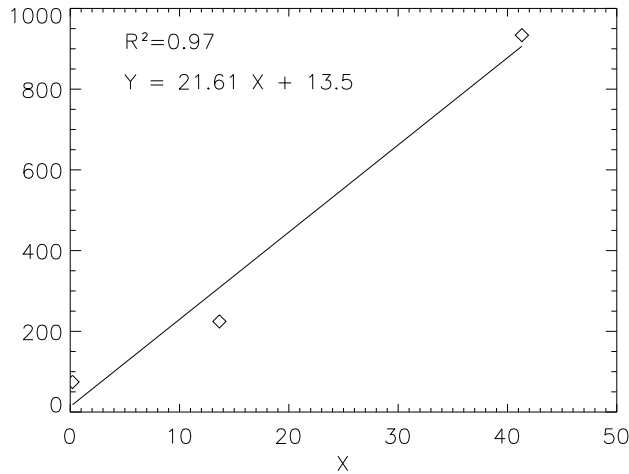
the “no wind velocity calculations” computed from Eq.12 and Eq.17 using the wind intensities and LSPIV velocity of the tracers. The so computed experimental values of A are listed in Table 2.

Table 2: *Computed experimental values of A*

Tracer	Polypropylene	Polystyrene	Ecofoam
Mean A	74	224	934

There are significant difference in the value of A depending on the kind of tracer studied. If we relate the value of A to the ratio between the emerged and the immersed height of the particles, a linear relation seems to fit well ($R^2 = 0.97$, see Figure 7).

Figure 7: *Relation between the ratio of the emerged and immersed height of the particles and the value of A .*



The ratio between the immersed and the immersed height of a particles floating on a river is easy to obtain. A wind correction based only on that ratio is so very interesting.

Knowing the value of A , one can correct the effect of the wind on the displacement of floating particles and obtain the depth-averaged velocity

from LSPIV free-surface velocity by applying:

$$\begin{aligned}
 U &= \frac{u_{surf} + u_{*s} \cdot \left[a_2 \cdot \ln \left(1 + \frac{1}{z_{sh}} \right) + b_2 \cdot \ln \left(1 - \frac{1}{z_{bh}+1} \right) \right]}{a_1 \cdot \ln \left(1 + \frac{1}{z_{sh}} \right) + b_1 \cdot \ln \left(1 - \frac{1}{z_{bh}+1} \right)} \\
 u_{surf} &= V_p \cdot \left(1 + \sqrt{A} \right) - \sqrt{A} \cdot V_a
 \end{aligned} \tag{18}$$

5 Application to a field experiment

In this section, we apply the wind-correction law (Eq.18) computed from the laboratory experiments to fields experiments.

5.1 Procedure

Hauet *et al.* (2005) developed a Real-Time LSPIV (RT-LSPIV) system for monitoring the Iowa River in Iowa City, USA. This system has been functional since October 2004. The RT-LSPIV system include a database in which images of the river, weather condition, stage, and discharge are stored for every discharge estimation, every 2 minutes. We selected 7 recordings of the same length (90 image pairs) of the Iowa River at the same stage (3.07 m), with the same illumination (same period of the day and same type of weather) and the same density of tracer. The river channel is oriented North-South, and the wind blows mainly in the same direction. So we selected 4 recordings with downstream wind and 3 recordings with upstream wind (see Table 3), and only analysis the effect of the wind in the streamflow direction.

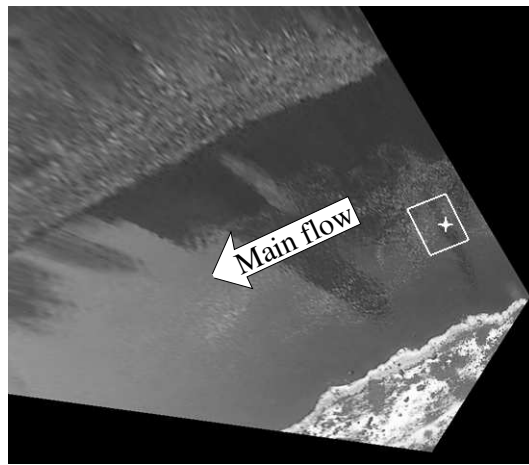
Table 3: *Events selected in the Iowa Real-time LSPIV system database.*

Number	Date	Stage	Wind direction	Wind intensity (m/s)
1	2005/01/22	3.067	NNW downstream	10.28
2	2004/12/23	3.075	NNW downstream	7.59
3	2005/01/26	3.072	NNW / N downstream	5.59
4	2005/02/01	3.068	Calm / N	2.23
5	2004/12/24	3.075	S upstream	3.58
6	2005/01/23	3.068	S upstream	5.36
7	2005/03/14	3.072	S upstream	10.73

Case number 4 is taken as the reference for the “no wind” situation.

The PIV analysis was realized on the recordings after having geometrically corrected the images. We compare the surface velocities computed with LSPIV at a location where the seeding is good for each recording (see Figure 8).

Figure 8: *Undistorted image of the Iowa River with the studied area*

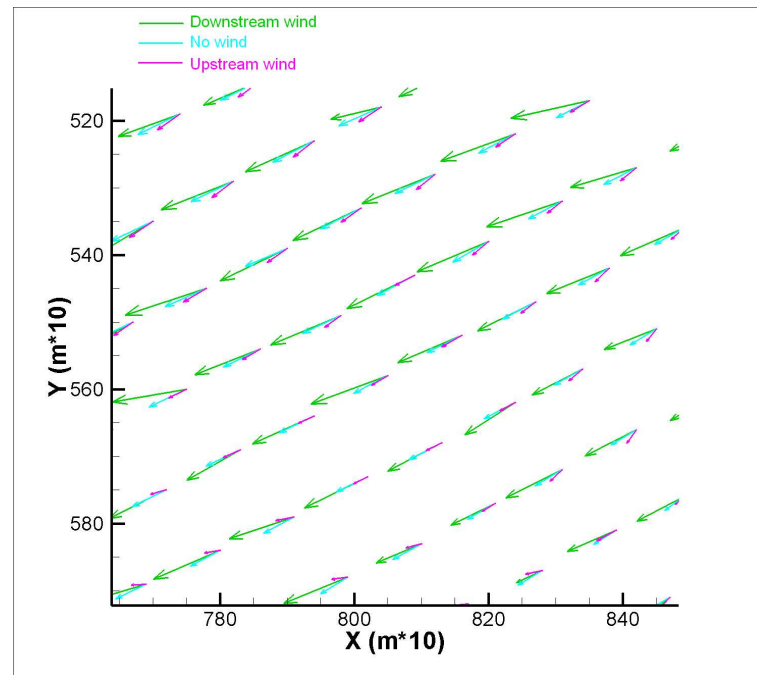


5.2 Results

Figure 9 illustrates the velocity fields in the computational area for the cases of 1, 4 and 7, i.e. high wind in the downstream direction, no wind, and high wind in the upstream direction respectively. The wind effect is very important. We represent in Figure 10 the surface velocities measured in the different wind condition. A simple linear regression fit well ($R^2 = 0.967$) the effect of the wind.

The foam produced at the water fall has a ratio between its emerged and its immersed height of around 10, which gives, following the fit of Figure 7, a value of around 230 for the parameter A. We apply Eq.18 with $A = 230$ to compute the no wind velocities of each cases, and we compare the results with the “real no wind” velocity measurement, i.e. $0.196ms^{-1}$, obtained from the linear regression of the measurements (see Figure 10). The results obtained are presented in Figure 11. The correction works well, especially for the strong wind cases.

Figure 9: Displacement fields in the studied area for 3 different wind conditions.



6 Conclusion

A model for correcting the effect of the wind on (i) the surface water layer and (ii) the displacement of particles floating at the surface is developed in that paper. The aim is to improve the quality of LSPIV measurements during windy conditions. Laboratory experiments were conducted in order to assess the value of an adimensional number A for different particles tracing the flows. The law obtained was then applied to field experiments at the Iowa River in Iowa City. Using the database from the RT-LSPIV system (Hauet *et al.* (2005)), wind corrections were applied to 7 cases of different upstream and downstream wind. The correction worked well for the field cases, and was especially good for the strong wind situations.

Figure 10: A linear regression fit well ($R^2 = 0.967$) the effect of the wind on the foam displacement.

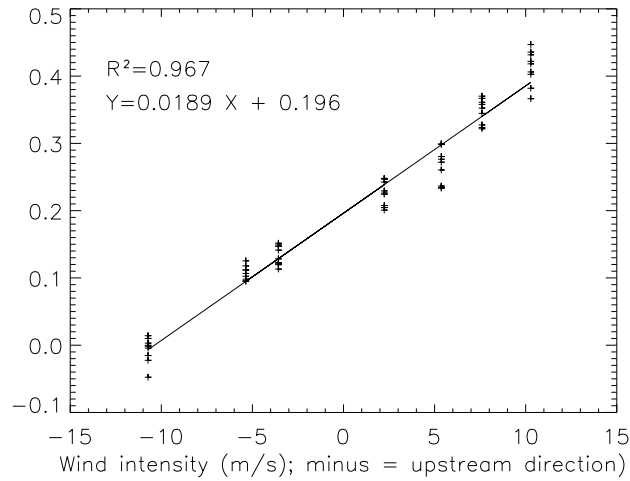
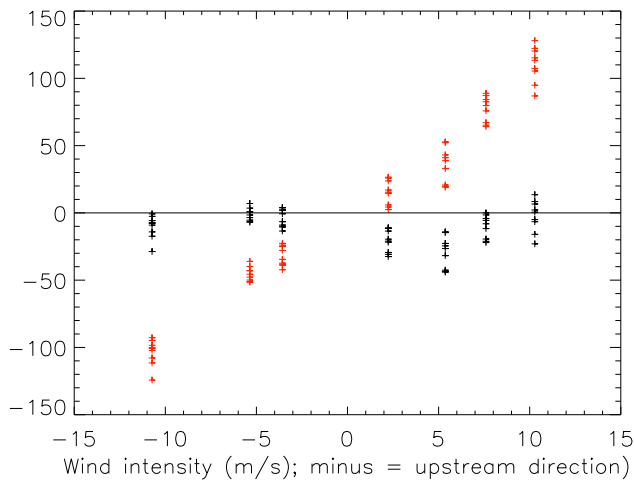


Figure 11: Experimental surface velocities (red) and wind-corrected surface velocities (black) compared to the “no wind” velocity measurement. Y stands for the difference, in per cent, between the experimental and corrected velocities and the “no wind” velocity measurement, i.e. 0.196ms^{-1} .



References

- Fujita, I. and Komura, S.** (1994). Application of Video Image Analysis for Measurements of River-Surface Flows. In *Hydraulic Engineering*, Volume 38, pp. 733–738. JSCE.
- Hauet, A., Kruger, A., Krajewski, W., Bradley, A., Muste, M., Creutin, J. D. and Wilson, M.** (2005). Real-Time Estimation of Discharges of the Iowa River Using an Image-Based Method. *submitted to Journal of Hydrologic Engineering*.
- Sauvaget, P.** (1987). *Modélisation numérique des écoulements stratifiés en estuaires et réservoirs*. Ph. D. thesis, Institut National Polytechnique de Grenoble.
- Tsanis, I.** (1989). Simulation of wind-induced water currents. *Journal of Hydraulic Engineering* **115**, pp. 1131134.
- Wu, J. and Tsanis, K.** (1995). A vertical / horizontal integration wind-induced circulation model (VHI3D): A method for including surface and bottom logarithmic profiles. *Advances in Water Ressources* 18(2), pp. 77–87.



Simulateur numérique de la mesure LSPIV

Dans l'optique de poursuivre mon analyse de sensibilité de la mesure LSPIV, il m'a paru intéressant de développer un simulateur numérique.

7.1 Résumé de l'article et résultats principaux

L'article qui suit, intitulé "Sensitivity Study of LSPIV Discharge Measurement Method in Rivers Using Numerical Simulations" par A. Hauet, J.D. Creutin et Ph. Belleudy, doit être soumis pour une publication dans *Journal of hydrology*.

7.1.1 Concept

Comparer les mesures LSPIV avec des mesures faites avec un appareillage traditionnel est essentiel. Malheureusement, avec les mesures de terrain, il est impossible de contrôler les différentes sources d'erreurs et donc difficile de jauger leurs impacts respectifs sur l'estimation finale de débit. Dans cette étude, le problème de la validation de la technique LSPIV est abordé d'une manière plus théorique, grâce à un simulateur numérique.

7.1.2 Description du simulateur

L'élément de départ du simulateur est un modèle hydraulique (EDM, Bousmar et Zech, 1999) créant pour une bathymétrie donnée un champ 3D de vitesses 1D. Le simulateur inclue les étapes principales de la mesure LSPIV :

- l'aspect de la surface libre : on simule les traceurs, leurs déplacements à la surface libre, les perturbations affectant l'aspect de la surface libre (illumination, reflets, ombres, vent) ;
- l'enregistrement d'images, basé sur des équations photogrammétriques qui sont fonction de la position et de l'orientation de la caméra ainsi que de ses caractéristiques internes ;
- l'orthorectification, selon la méthode implicite ou explicite ;
- l'analyse statistique des déplacements des traceurs ;
- le calcul du débit, qui dépend de la connaissance de la bathymétrie, de la hauteur d'eau et de la loi utilisée pour obtenir la vitesse moyenne à partir de la vitesse de surface.

7.1.3 Objectifs

L'article présente deux objectifs principaux. Tout d'abord, le simulateur se doit de reproduire la variabilité naturelle des mesures LSPIV de terrain. Pour cela, on a reproduit l'expérience de Hauet *et al.* (2005) en simulant une erreur réaliste sur tous les paramètres sensibles. Les simulations sont comparées aux estimations de débit instantanées de Hauet *et al.* (2005). Les variabilités des deux jeux de données sont très comparables, bien que la dynamique de la variabilité ne soit pas reproduite avec précision par le simulateur.

Ensuite, on doit pouvoir utiliser le simulateur pour tester différents scénarios de mesures. Cela permet de sentir quels sont les paramètres sensibles dans différentes conditions de prises de vue, ou d'illumination, etc... Les deux scénarios testés dans l'article simulent la présence ou non de non uniformités locales d'illumination et de vent, et la sensibilité des estimations de débit à l'angle de site de la caméra. Ce dernier paramètre s'est révélé très sensible.

1 **Large-Scale PIV Measurement of River Discharges:**
2 **Sensitivity Study using Numerical Simulations**

3 by

4 Alexandre Hauet^{a,*}, Jean-Dominique Creutin^a, Philippe Belleudy^a

5 ^a Laboratoire d'étude des Transferts en Hydrologie et Environnement

6 Observatoire des Sciences de l'Univers de Grenoble, France

7 (UMR 5564 CNRS,UJF,INPG,IRD)

8 * *Corresponding author address:*

9 HAUET Alexandre,

10 LTHE,

11 BP 53,

12 F-38041 GRENOBLE, Cedex 09

13 Tel: 33 4 76 82 52 80 – Fax: 33 4 76 82 52 86

14 E-mail address: Alexandre.Hauet@hmg.inpg.fr

15 Submitted to the Journal of Hydrology

16 November 2006

17 Abstract

18 This study deals with the uncertainty of LSPIV measurements in rivers under natural condi-
19 tions. LSPIV belongs to the methods of local remote sensing of rivers, like Radar- and Lidar-based
20 techniques. These methods have many potential advantages, in comparison with classical river
21 gauging, but they need to be assessed. A first validation method consists in the comparison of
22 LSPIV measurements with classic gauging results, in field and laboratory experiments. Unfortu-
23 nately, in both cases, it is impossible to control all the parameters and the error sources.

24 In the present study we propose a more theoretical assessment of LSPIV potential through
25 numerical simulation. Our simulator is composed of three blocks:

- 26 1. the river block represents the unidirectional river flow by the association of the EDM model
27 and a theoretical vertical velocity profile giving a 3D velocity distribution. This hydraulic
28 model is complemented by features representing free surface tracers, the illumination of the
29 free-surface (shadows and sun reflection) and the effect of the wind.
- 30 2. the camera block transforms the river state parameters into raster images according to the
31 intrinsic and extrinsic parameters of the camera.
- 32 3. the LSPIV analysis block performs a classical LSPIV analysis, including geometric trans-
33 formation of the images, PIV analysis to obtain a surface velocity field, and discharge
34 computation.

35 We tried to keep a good balance between the different blocks of the simulator (i.e. not to make
36 one component much more sophisticated than the others).

37 The simulator was partly tested during the development of its different blocks, and then
38 globally validated. It reproduced well the variability observed in the field LSPIV experiments
39 conducted with the real-time continuous system of Hauet et al. [2005]. The simulator can also
40 be used to check different scenarios and to assess relative importance of the different sources of
41 error. With two examples of scenarios, we illustrate the capability of the simulator to assess the
42 relative weight of a given error source and to test a new configuration of measurement.

43 Introduction

44 Discharge is the most basic bulk variable that features the state of a river. This state variable
45 is essential for a lot of uses over a broad range of scales like global water balance, flood forecasting,

46 reservoir operations, navigation, agriculture, water quality, environmental management, etc...

47 Most of the time, the discharge records are computed from the continuous recording of the
48 water stage using for instance pneumatic or float gauges. The water stage is converted into a
49 discharge using a stage-discharge relation. This so-called rating curve comes from the interpolation
50 of a series of stage versus discharge points established by gauging the river at different times.
51 Direct measurements of the discharge classically identify the wet section and the velocity field
52 through this section. The velocity field is explored with current meters (Rantz [1982a], Rantz
53 [1982b]) or Acoustic Doppler Current Profilers (ADCP, Simpson [2001]). With an accuracy of
54 3mm on the stage, the error on the discharge estimation with a current-meter is about 5 to 10 per
55 cent (Hirsch and Costa [2004]). The discharge of small rivers can also be globally gauged by tracer
56 dilution (Rantz [1982a]). The rating curve is unique for each stream gauging location, but it can
57 change in time as the river bed changes. A major task is then establishing and updating a rating
58 curve at each gauging station. According to the USGS, updating means discharge measurements
59 8 times a year for each station.

60 Unfortunately, classic gauging is impossible in various situations. During violent floods, on
61 one hand high velocities and floating debris endanger operators and equipment and, on the other
62 hand, fast changing river level compromises the representativeness of the velocity field exploration
63 which is a long operation. In case of low flows and slow velocities, classical gauging devices become
64 unsuitable. Globally speaking, classic river gauging requires an easy and secure access to the river,
65 sophisticated field equipment and man power. It proves to be very expensive. A first alternative
66 development over the last two decades concerns ADCP that operates much faster than current
67 meters with a similar accuracy (see Morlock [1996]). It allows measurement in such environments
68 as tidally affected flows, highly unsteady flows and flood flow, provided they contain not much
69 debris. But ADCP still requires contact with the river water, and thus remains dangerous and
70 costly from many respects

71 A recent stimulating body of research work promotes non-contact river gauging using camera
72 images and micro-wave remote sensors to measure surface flow velocity and bed and water levels.
73 Image-based methods can measure surface flow velocity provided tracers such as solid particles,
74 bubbles or turbulence patterns are advected by the river flow. The accuracy of this technique has
75 been shown in laboratory experiments of fluid dynamic under the name Particle Image Velocimetry
76 (PIV, see Adrian [1991] or Stanislas et al. [2003]). Image-based techniques have been also applied
77 to quantify natural scale flows, like in near shore oceanography by Holland et al. [1997], in small

78 to large scale river gauging by Bradley et al. [2002], Fujita et al. [1998] or Creutin et al. [2003]. In
79 Large Scale PIV (LSPIV), images are often taken from a river bank and geometrically analyzed
80 to have free-distortion estimation of surface velocity fields by PIV. The corresponding discharge is
81 then computed knowing the river bathymetry. Micro wave-based method shown to be transferable
82 from shore oceanography to rivers with their specific capacity of measuring integrated water wave
83 velocities (Lee et al. [2002], Melcher et al. [2002] or Plant et al. [2005]). These methods for sensing
84 rivers need to be assessed.

85 Comparisons with classic gauging results are offered in many of the above cited papers. They
86 include field and laboratory experiments. Unfortunately, they do not allow to distinguish the
87 relative importance of the different parameters and error sources. The literature also proposes
88 many uncertainty analyzes of the PIV method itself (see for instance Fincham and Spedding [1997],
89 Gui et al. [2001], or Forliti et al. [2000]). Much is done about the geometric transformation (see
90 for instance Muste et al. [1999] or Fujita and Kawamura [2001]). To our best knowledge, nobody
91 considered the global uncertainty linked to the deployment of LSPIV under natural conditions
92 including for instance the position of the camera, the sun illumination, the properties of the
93 surface tracers or the effect of the wind (see Kim and Muste [2005] for a comprehensive list of 27
94 error sources).

95 In the present study we propose a theoretical validation through numerical simulation that
96 makes the distinction of different sources of error possible. Our numerical simulator is made of
97 three blocks:

- 98 1. The river is basically represented by a simple hydraulic model giving the 3D distribution of
99 1D velocities of the flow in coherence with a prescribed discharge and the topography of the
100 river section (Section 1). In order to generate the river parameters needed for the LSPIV
101 analysis, the hydraulic model is complemented by specific features representing tracers and
102 illumination of the surface (Section 1.3).
- 103 2. The camera simulator transforms the above river state parameters into raster images ac-
104 cording to intrinsic and extrinsic parameters of the camera (Section 2).
- 105 3. The LSPIV module encompasses the four steps of the method: (i) geometric transformation
106 of the images, (ii) processing of the images by the way of statistical correlation to obtain a
107 surface velocity field, (iii) post-processing of the velocity field and (iv) discharge estimation
108 (Section 3.2).

109 Each of these blocks generates elemental errors that affect the final discharge estimation. Simu-
 110 lations are compared with field measurements to assess the capability of the simulator for repro-
 111 ducing the dispersion of LSPIV discharge estimation (Section 4). Different scenarios of simulation
 112 are conducted in order to illustrate the ability of the simulator to qualify some key sensible error
 113 sources affecting discharge estimations (Section 4.3).

114 1 The river model used

115 1.1 Exchange Discharge Model (EDM)

116 The first basic element of the river simulator is an hydraulic model that represents the river
 117 flow. It provides a 3D distribution of the 1D flow velocity given a bathymetry and a prescribed
 118 discharge. Our choice went to the Exchange Discharge Model (EDM) (Bousmar and Zech [1999])
 119 for modeling the stage-discharge relation and to a prescribed logarithmic vertical velocity profile
 120 to pass from elemental discharges to flow velocities.

121 The Manning's equation implemented within the Exchange Discharge Model allows modeling
 122 the flow in compound channel. The river channel is divided into sub-sections, parallel to the
 123 main current, following the main transverse breaks of the slope. The shear layer created at the
 124 interface between the sub-sections is seen as a turbulent exchange discharge through the interface.
 125 Bousmar and Zech [1999] propose to model the momentum transfer between the sub-sections as
 126 the product of the velocity gradient at the interface by the mass discharge exchanged through
 127 this interface due to turbulence. For a 1D permanent steady flow, the discharge is computed in a
 128 similar way as the Divided Channel Method, but with corrected conveyance in each sub-section.
 129 The EDM allows to compute a stage related to a cross-section for a given discharge. We obtain the
 130 3D distribution of 1D velocities, including surface velocities, using a logarithmic vertical velocity
 131 profile expressed as (see Graf [1993]) :

$$u(z) = \frac{u^*}{\kappa} \ln\left(\frac{z}{Ks}\right) + u^* Br \quad (1)$$

132 where $u(z)$ is the velocity at the depth z , u^* is the friction velocity (depending on the slope), κ
 133 is the Karman constant ($\kappa = 0.4$), Ks is the rugosity height and Br is a constant (taken as 8.5,
 134 assuming a rough bed).

135 This model is simple (1D, permanent flow), and do not represent the complexity of most river

136 flows. However, it is sufficient for creating the basis we need for the simulator, i.e. a velocity field.
 137 In the simulator architecture, the hydraulic model can be replaced easily by a more sophisticated
 138 one, for further studies.

139 1.2 Application of the EDM to the Iowa River

140 As a test of consistency of the EDM used, we applied it to a gauged section of the Iowa River in
 141 Iowa City, a plain river ($S_0 = 10^{-4}$; $5 \cdot 10^{-2} < K_s < 30 \cdot 10^{-2}m$). The USGS made measurements
 142 at this gauging station n° 05454500 since 1984. Figure 1 shows a modeled stage-discharge curve
 compared to the experimental rating curve and the field dataset obtained from 271 gaugings. The

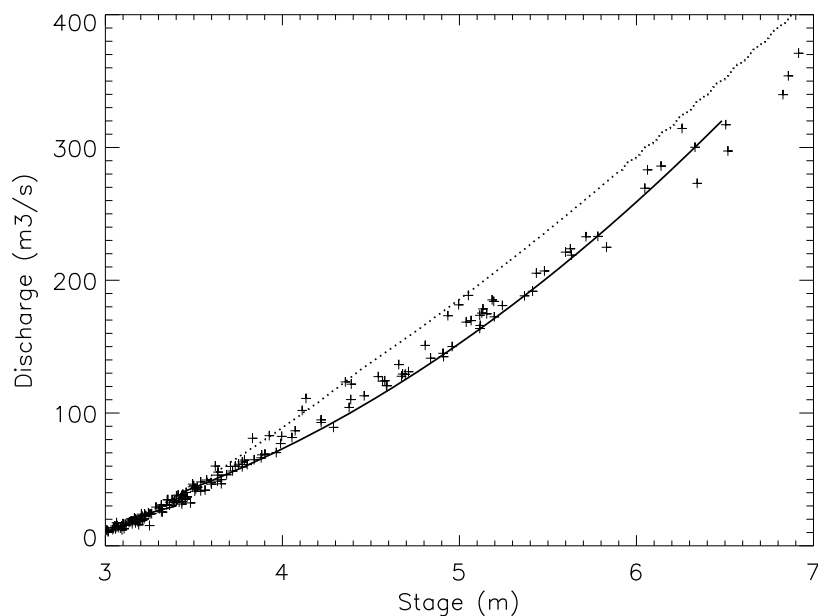


Figure 1: Rating curves for the Iowa River, with the USGS rating curve (dashed line), USGS intrusive measurements by current meter (crosses) and the rating curve obtained from the hydraulic model (solid line).

143
 144 result is satisfactory:

- 145 i) the difference between the stage-discharge relations never exceed 15%, and is confined to
 146 5% for the usual discharges;
- 147 ii) the relation provided by the EDM looks closer to the gauging points. In particular, it
 148 represents well a break around 3.8 m related to a momentum exchange due to the shape of
 149 the banks of the river.

150 1.3 Source of the river images

151 Once a 3D velocity field is generated, the numerical simulator of the river must mimic the
152 natural elements that will appear on the images.

153 The LSPIV methods recognize the displacement of tracers of the flow at the free-surface of
154 the river. Those tracers are key elements of the images. They can be of many different kinds
155 ranging from floating objects with a rigid shape to more complex turbulent patterns evolving
156 with the flow. Given the simplicity of the hydraulic model used and given our limited knowledge
157 of the river tracers, we started our simulations with floating objects. The tracers are simple
158 squares randomly disposed on the water surface. We compute their displacements during a time
159 interval using the surface velocity field given by the hydraulic model. The velocity vectors covered
160 by the tracer are used to estimate the displacement of its gravity center. Its rotation depends
161 on the covered velocity gradient and conserves the kinetic momentum. Figure 2 illustrates the
162 displacement of four tracers of $2 \times 2 \text{ m}^2$ on the Iowa River for a prescribed discharge of $200 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$
and a time interval of one second. In the middle of the river, where the velocity gradient is the

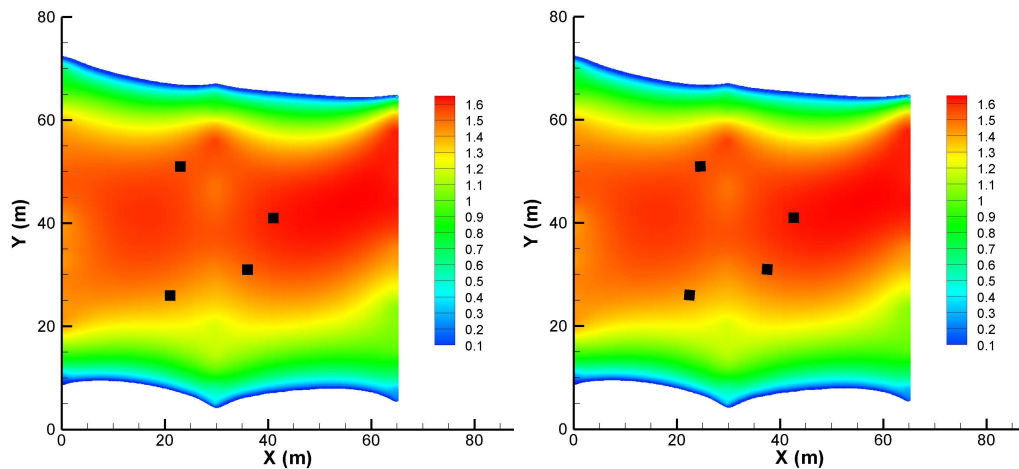


Figure 2: Simulation of displacements of 4 square tracers on the surface of the Iowa River for a prescribed discharge of $Q = 200 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$. The background color represents the surface velocity field. The two pictures are separated in time by 1 second.

163

164 less important, the tracers rotate less than closer to the banks. The displacement of the tracers is
165 known to be influenced by the wind (Hauet et al. [2005]). This effect is simulated by decreasing or
166 accelerating the gravity center velocity of the tracers by a quantity depending on the knowledge
167 of the meteorological conditions of the simulated area.

168 The tracers are visible and detected by a camera when the river surface is illuminated by
169 the sun. In the simulator, the luminosity of the tracers is considered constant over the object

170 and differs from the luminosity of the river surface water by a chosen value. The non-uniformity
 171 of the river water luminosity due to small wave reflects is modeled by a white noise of chosen
 172 variance. The detectability of the tracers will depend on the ratio between this variance and
 173 the above mentioned difference between the mean luminosity of the river water and the tracers.
 174 According to our field experience (Creutin et al. [2003], Hauet et al. [2005]), it appeared important
 175 for the simulator to reproduce also the fix patterns like direct sun reflections (glints) or shadows.
 176 They are often present at the surface of rivers and significantly affect LSPIV measurements. Sun
 177 reflections, which are areas of saturated pixel intensity on the images, are simulated by adding
 178 white static patterns of pixels on the images. Shadows, which are areas of lower light intensity
 179 of the pixels, are simulated by decreasing the intensity of the pixels included in a given static
 180 pattern by a fix amount of luminosity. Note that these fix patterns can include partly or entirely
 181 tracers.

182 2 Simulation of image capture

183 Recording an image with a camera consists in mapping the luminosity of the scene (information
 184 from the field in space coordinates system) to the CCD camera sensor (image coordinates system).
 185 The mapping procedure relates the pixels composing the CCD sensor to the space coordinate
 186 system, using the following classical photogrammetric equations (see Holland et al. [1997]), as
 187 illustrated in Figure 3:

$$u - u_0 = -d_u \cdot \frac{m_{11} \cdot (x - x_0) + m_{12} \cdot (y - y_0) + m_{13} \cdot (z - z_0)}{m_{31} \cdot (x - x_0) + m_{32} \cdot (y - y_0) + m_{33}} \quad (2)$$

$$v - v_0 = -d_v \cdot \frac{m_{21} \cdot (x - x_0) + m_{22} \cdot (y - y_0) + m_{23} \cdot (z - z_0)}{m_{31} \cdot (x - x_0) + m_{32} \cdot (y - y_0) + m_{33}} \quad (3)$$

189 where $[x, y, z]$ are the 3-D coordinates of a visible point relative to the Cartesian space coordinate
 190 system, $[u, v]$ are the 2-D pixel coordinates of the same point in the image, u_0 and v_0 are the
 191 pixel coordinates of the center of the image; $[x_0, y_0, z_0]$ are the space coordinates of the camera;
 192 $d_u = f/\lambda_u$ and $d_v = f/\lambda_v$ are coefficients relating horizontal and vertical scale factors λ_u and λ_v
 193 to the effective focal length f of the camera. The factors m_{ij} are the elements of the so-called

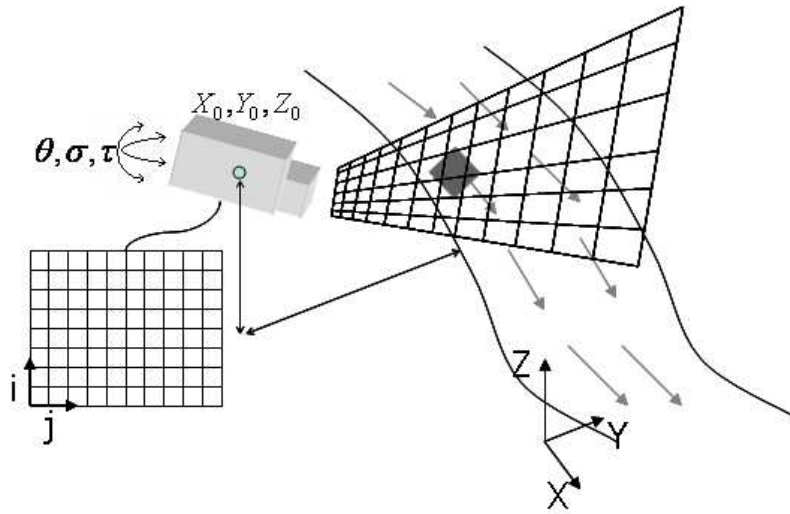


Figure 3: Sketch illustration of the projection of the CCD sensor in the Cartesian space coordinate system.

194 transformation matrix \mathcal{M} , detailed in Annex A:

$$\mathcal{M} = \begin{bmatrix} m_{11} & m_{12} & m_{13} \\ m_{21} & m_{22} & m_{23} \\ m_{31} & m_{32} & m_{33} \end{bmatrix} \quad (4)$$

195 The terms m_{ij} are specified by the alignment of the origins of the two coordinate systems and
 196 by three successive rotations about the angles ϕ (azimuth), σ (roll) and τ (tilt). These equations
 197 are solved using the physical characteristics of the camera (intrinsic parameters: f , u_0 , v_0 , λ_u ,
 198 and λ_v) and the relative position of the camera and the river (extrinsic parameters: x_0 , y_0 , z_0 ,
 199 ϕ , σ and τ). The model is complemented by taking into account the non linear effect of lens
 200 distortion. This effect is represented as a third order polynomial function having its minimum at
 201 zero for a beam of light passing by the lens center.

202 The image is thus first filled by capturing the river surface and the banks. Second, the
 203 location of the tracers that are displaced by the surface flow and the location of the anomalies
 204 of illumination are used to complement the image with these specific elements. In practice the
 205 camera simulator relates to each CCD pixel a corresponding quadrilateral portion of the river
 206 surface following the above Equations 2 and 3. As illustrated Figure 4, the brightness of the
 207 considered CCD pixel depends on the fraction of the corresponding quadrilateral area covered by

tracers, shadow and/or reflection. The algorithm dedicated to this task works as follow:

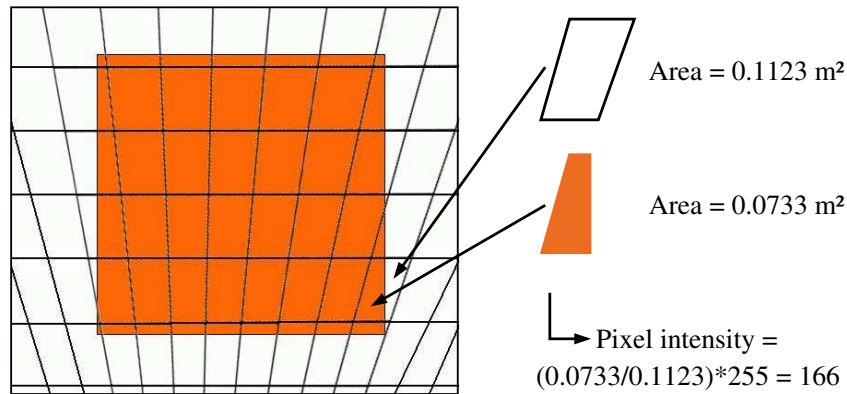


Figure 4: Overlapping of the projection of the CCD sensor with a tracer, and assignment of the intensity of each captor's pixel.

208

209 • computation of the equation of the four segments defining the quadrilateral projected CCD
 210 pixel, and computation of its area A_1 ;

211 • computation of the equation of the segments defining the polygonal area of overlapping
 212 between the projected CCD pixel and the tracer, shadow and/or reflection. Computation
 213 of its area A_2 ;

214 • computation of the pixel brightness by multiplying the ratio A_2/A_1 by 255 to establish the
 215 intensity of the CCD pixel in an 8 bits gray-scale.

216 Figure 5 represents a simulated gray-scale image. The camera is supposed to be situated at
 217 an elevation of 15m above the free-surface, on the right bank of the river. The intensity of the
 218 pixels representing the water and the banks are 60 with a Gaussian background noise of standard
 219 deviation 50. Areas of shadow and reflection are represented. The tracers' sizes are 2×2 or
 220 $0.3 \times 0.3 \text{ m}^2$, with a luminosity of 255.

221 The parameters governing image recording are essentially the intrinsic and extrinsic parame-
 222 ters of the camera. A change in these parameters, like an unexpected displacement of the camera
 223 (extrinsic parameters) can be introduced as an uncertainty source in the simulation. In its present
 224 state, the simulator allows to affect two kinds of error to each of these parameters: a bias taken
 225 constant in time, and-or a random Gaussian error defined by its mean and standard deviation.

226 The time interval between successive images is an additional governing parameter that influ-
 227 ences directly the accuracy of the velocity measurement because a velocity is a distance divided
 228 by a time. A bias error and-or a random error on the interval can be simulated with our software.

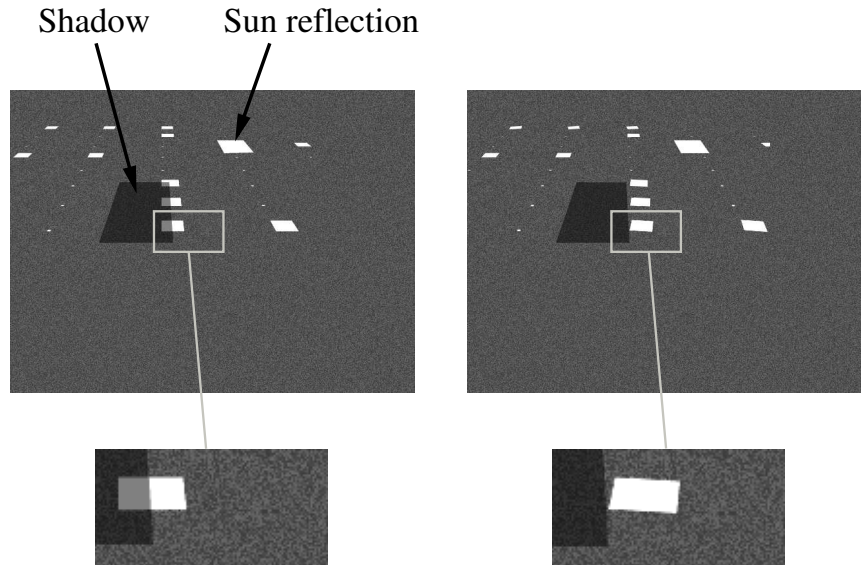


Figure 5: Simulated gray-scale image. The camera is supposed to be situated at an elevation of 15m above the free-surface, on the right bank of the river. The intensity of the pixels representing the water and the banks are 60 with a Gaussian background noise of standard deviation 50. Areas of shadow and reflection are represented. The tracers' sizes are 2×2 or $0.3 \times 0.3 \text{ m}^2$. The two zooms allow to distinguish the rotation of the tracers, the effect of the shadow area and the background noise effect.

229 3 Image processing and discharge computation

230 Once images of the river are produced according to above described procedure, a classical
 231 LSPIV analysis is applied (see Creutin et al. [2003] or Bradley et al. [2002] for a more compre-
 232 hensive description of the methodology). We briefly describe below the two main steps of image
 233 processing: the geometric transformation of the image and the water velocity identification. The
 234 order of application of these two steps is a matter of choice depending on the experimental setting.
 235 For instance, when the tilt angle of the camera is very low, the corrected images are difficult to
 236 analyze, then the velocity identification may be performed before the geometric transformation.
 237 The simulator allows processing both step orders. However, in the following, we only exemplify
 238 PIV analysis on corrected images.

239 3.1 Geometric transformations and image reconstruction

240 The geometric correction transforms the camera image into a horizontal map in the Cartesian
 241 physical space coordinates system. Explicit and implicit transformation techniques are possible.
 242 The implicit method uses the presence in the image of several Ground Reference Points (GRPs)
 243 of known physical coordinates. Assuming the water surface is horizontal allows to simplify the

inverse of the transformations 2 and 3 into:.

$$\begin{aligned} x &= \frac{a_1u + a_2v + a_3}{a_7u + a_8v + 1} \\ y &= \frac{a_4u + a_5v + a_6}{a_7u + a_8v + 1} \end{aligned} \quad (5)$$

Then 4 GRPs on the horizontal surface are sufficient for the a_i parameters estimation. If more than 4 GRPs are available, the equations 5 are solved using least square estimation. The sources of error are (i) the identification of the GRPs in the recorded image, depending on the size of the GRPs, their distance to the camera, the resolution of the camera and (ii) the accuracy of the GRPs survey depending on the accuracy of the instrument used (generally provided by the manufacturer) and operator's manipulation (random error).

The explicit method assumes that the intrinsic and extrinsic parameters of the camera are known. The transformation matrix \mathcal{P} allowing to pass from the image coordinate system to the space coordinate system is then easy to compute from the camera parameters (see Annex B):

$$\mathcal{P} = \begin{bmatrix} p_{11} & p_{12} & p_{13} \\ p_{21} & p_{22} & p_{23} \\ p_{31} & p_{32} & p_{33} \end{bmatrix} \quad (6)$$

However, it is impossible to perfectly control all these parameters. The simulator affects realistic errors to each parameter. A matrix \mathcal{P}' is thus calculated with estimated intrinsic and extrinsic parameters $x'_0, y'_0, z'_0, \phi', \sigma', \tau', f', u'_0, v'_0, \lambda'_u, \lambda'_v$ where the superscript ' stands for estimated. For example, $\tau' = \tau + \varepsilon$, where ε is the random error of estimation for the parameter τ .

Applying \mathcal{P}' to the image, we produce estimated undistorted image pixels and use a quadratic convolution to interpolate between those pixels (Muste et al. [1999]). The effect of interpolation could lead to brightness allocation errors, depending on the interpolation method used.

3.2 PIV analysis

The PIV analysis is based on the search of a maximum correlation between an interrogation area (IA) centered on a point $a_{i,j}$ in the first image at time t and the IA centered on a point $b_{i,j}$ on the second image at time $t + dt$. We use a variance normalized correlation, defined by Fincham and Spedding [1997] as being more accurate than the FFT methods. The most probable displacement of the fluid from point $a_{i,j}$ during the period dt is the one for which the correlation

267 coefficient is maximum. As noted by Creutin et al. [2003], the PIV accuracy depends on the IA
268 size, which must be small enough to preserve the scale of interest of the flow, and large enough
269 to include recognizable tracer patterns. The other sources of errors in the correlation analysis
270 are (see Forliti et al. [2000]) (i) the peak finding error, which depends on the method used for
271 obtaining sub-pixel accuracy (a parabolic peak fit is used in the simulator, see Young et al. [2004]
272 for description), (ii) the background noise (Roberts [2003]) and (iii) the velocity gradient error.

273 3.3 Discharge computation

274 We use the velocity-area method which consists in computing a discharge at a cross-section of
275 known bathymetry defined by n points (for further details about the method, see Rantz [1982b]
276 or Creutin et al. [2003]). For this set of points, the surface velocity v_i is deduced linearly from
277 the neighboring grid points of the PIV processing, and the mean velocity in the water column
278 is simply computed as $V_i = kv_i$, where k is an index relating PIV free-surface velocity v_i and
279 depth-averaged velocity V_i in the same vertical. The river discharge is obtained as the sum of the
280 partial discharge in the $n - 1$ subsections.

281 The sources of uncertainty involved in the discharge computation are (i) the accuracy of the
282 stage measurement, (ii) the interpolation method used to get the velocity at each point P_i , (iii)
283 the value of the factor k (and so the assumption made on a vertical velocity profile), (iv) the
284 number n of known bathymetry points, and (v) the law used for the subsections adjacent to the
285 banks.

286 4 Preliminary test of the simulator

287 The above described simulator was partly tested during the development of its different blocks.
288 For instance, we consider that the stage-discharge curve presented in Figure 1 is a good indication
289 of the validity of the river simulator. The same applies to Figure 5 that illustrates a reasonable
290 performance of the camera block. Nevertheless the global validity needs also to be tested before
291 we can check different scenarios and try to assess relative importance of the different sources
292 of error. The validity tests presented here consists in simulating a real field experiment: the
293 real-time LSPIV system on the Iowa River, by Hauet et al. [2005].

294 4.1 Choice of the simulation parameters

295 In the simulations, the tracers are white squares of two different sizes, 2×2 and 0.3×0.3
 296 m^2 , randomly disposed on the river surface. They mimic natural floating debris of various kinds
 297 that are sometime present on this river although the most commonly used tracers are made of
 298 natural foam. Shadows and sun reflections are simulated as squared patterns with sizes randomly
 299 chosen (following a Gaussian of mean $6 \times 6 m^2$ and standard deviation $4 \times 4 m^2$), randomly
 300 disposed on 1 image over 12. In the shadowed areas, the intensity is decreased by a value of
 301 50. The background noise of the pixels representing the water ranges from intensities of 0 to
 302 50. Hauet et al. [2005] noted that the wind blows mainly from the north or from the south, and
 303 the river flows southward. The wind has an effect on the surface velocity magnitude, but not on
 304 its direction. So in the simulator, the wind effect is a Gaussian error of mean 0 and standard
 305 deviation 10 % applied to the magnitude of the displacement of all the tracers.

306 In the simulated experiment, the camera was situated on the top of a building on the right
 307 bank of the river. The sets of corresponding intrinsic and extrinsic camera parameters are given
 in Table 1. Parasitic movement of the camera during the recording is simulated by a Gaussian

Intrinsic parameters					
$x_0(\text{m})$	$y_0(\text{m})$	$z_0(\text{m})$	$\phi(^{\circ})$	$\sigma(^{\circ})$	$\tau(^{\circ})$
30	-5	15	0	0	55
Extrinsic parameters					
$f(\text{mm})$	$u_0(\text{pixels})$	$v_0(\text{pixels})$	λ_u	λ_v	
500	314	235	1	1	

Table 1: Intrinsic and extrinsic camera parameters used for the simulation of the Iowa River experiment

308
 309 error on the tilt angle value of mean 0 and standard deviation 1° .

310 The orthorectification follows an implicit procedure. The errors for the identification of the
 311 GRPs in the images are simulated with a Gaussian random error of mean 0 and standard deviation
 312 depending on the position of the GRPs on the image (2 pixels for GRPs in the close field, 5
 313 pixels for GRPs in the far field). The survey error is simulated using ©TOPCON total station
 314 characteristics (random error of mean 0 and standard deviation depending on the distance D
 315 (in meter) between the GRP and the Total Station as $2\text{mm} + 2\text{ppm} \times D$). The IA used in the
 316 simulated PIV analysis has a size of 48×48 pixels. The reference cross-section bathymetry is
 317 defined by a point every two meters. We use the value of $k = 0.85$ for the index relating surface
 318 LSPIV velocity to depth-averaged velocity. This value is often used by the hydraulic community

319 (see Rantz [1982b] or Cheng et al. [2004]).

320 4.2 Results

321 Figure 6 shows the results of 1600 simulations of LSPIV discharge assessment operated over
 322 a range of 19 prescribed discharges (from 20 to 200 $m^3 s^{-1}$) with a resolution of 704×480 pixels.
 Compared to the prescribed values, simulated values show discrepancies that reflect the various

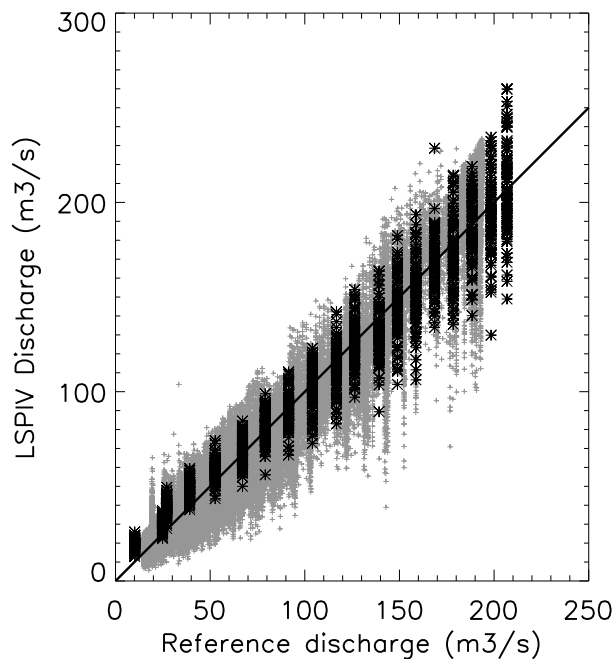


Figure 6: Simulated LSPIV discharge estimates as a function of the discharges derived from the hydraulic model water stage via the rating curve of the collocated gauging station (black stars), compared with the discharge estimated with the real-time system of Hauet et al. [2005] as a function of the discharges derived from USGS water level measurements at the collocated gauging station via the same rating curve (gray crosses).

323

324 simulated sources of error. These discrepancies appear to be basically more important at large
 325 discharge and slightly biased at small discharges. In order to appreciate the realism of the simula-
 326 tor, the variability of the simulated values is compared to the variability of the true instantaneous
 327 LSPIV estimates obtained by Hauet et al. [2005]. The reference estimations of the true estimates
 328 of Hauet et al. [2005] are derived from the USGS rating curve of the site. The reference estima-
 329 tions for the simulations are the discharges derived from the same rating curve, according to the
 330 stage given by the hydraulic model (no error is assumed on the water level measurement).

331 Overall, the variability of the measurements is close to the one reproduced by the simulator.

332 The true LSPIV estimates are correlated to their references with a r^2 of 0.941 (i.e. 6% of error
333 variance), a Nash of 0.936 and a relative bias of -3.31 %. The simulations are correlated to their
334 reference with a r^2 of 0.948 (i.e. 5% of error variance), a Nash of 0.935, and a relative bias of 0
335 %. Across the scale of discharges, the range of errors is much comparable and displays the same
336 trend to be larger at high discharge. The major disagreement occurs at low discharges where the
337 simulator does not reproduce cases of under estimation like it occurs in reality. This is highlighted
338 in Figure 7, which represents the cumulative distribution functions of the error (defined as the
339 difference in percent between a discharge estimate and its reference) of the simulated LSPIV
340 estimates and the true estimates for four discharges (25, 70, 120 and $170 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$). The shapes of
341 the distributions are very similar for all discharges, with an overestimated bias increasing with
342 small discharges. This bias is certainly due to the bad representation of the flow at low discharges
343 of the model used.

344 4.3 Examples of simulation

345 Once we know that the simulator reasonably reproduces the uncertainty observed in LSPIV
346 field measurements, we can use it in order to simulate chosen scenarios and thus to test the sensi-
347 tivity to different individual sources of error. Of course there are many possibilities of scenarios.
348 We illustrate in the two following cases the capability of the simulator (i) to assess the relative
349 weight of a given error source and (ii) to assess a new configuration of measurement.

350 4.3.1 Sensitivity to the surface illumination and the wind

351 The first scenario tested is the same than in Section 4.2, but without simulating the non-
352 uniformities of the illumination and the wind effect. The results we obtained are represented in
353 Figure 8.

354 The simulated LSPIV estimations are five times less uncertain with an error variance of less
355 than 1% ($r^2 = 0.992$ and Nash= 0.988). The shape of the cumulative distribution functions of
356 the errors (as defined in Section 4.2) of Figure 9 is much more uniform, highlighting the small
357 deviation of the error sources.

358 4.3.2 Sensitivity to the tilt angle

359 The second scenario tested consists in moving down the camera on the river bank, i.e. only 4 m
360 above the water surface. With this new configuration, the tilt angle is 70° . The images simulated

361 have more distortion effects, and the reconstructed images are less accurate. We simulated the
362 same errors than in Section 4.2. The results of the simulation are illustrated in Figure 10 and
363 Figure 11.

364 The error variance jumps to more than 17% ($r^2 = 0.825$ and Nash= 0.79), confirming that
365 the tilt angle is a key parameter. One should try to keep it as small as possible even if in many
366 cases river surroundings have no bridges or buildings allowing to elevate the camera. In those
367 cases, the operators have to keep in mind the perspective error illustrated in Figure 12. Image
368 (a) and image (c) are the same condition of discharge and seeding, but the simulated recorded
369 images were created with the camera situated respectively 15 meters and 4 meters above the river,
370 i.e. with tilt angles of respectively 55 and 70°. After orthorectification and reconstruction of the
371 images, the undistorted images look different. The far field of the image (d), resulting from the
372 tilt angle of 70° looks fuzzy. The tracers patterns are not well reconstructed, their outlines are
373 not clear, and the PIV procedure will be less accurate.

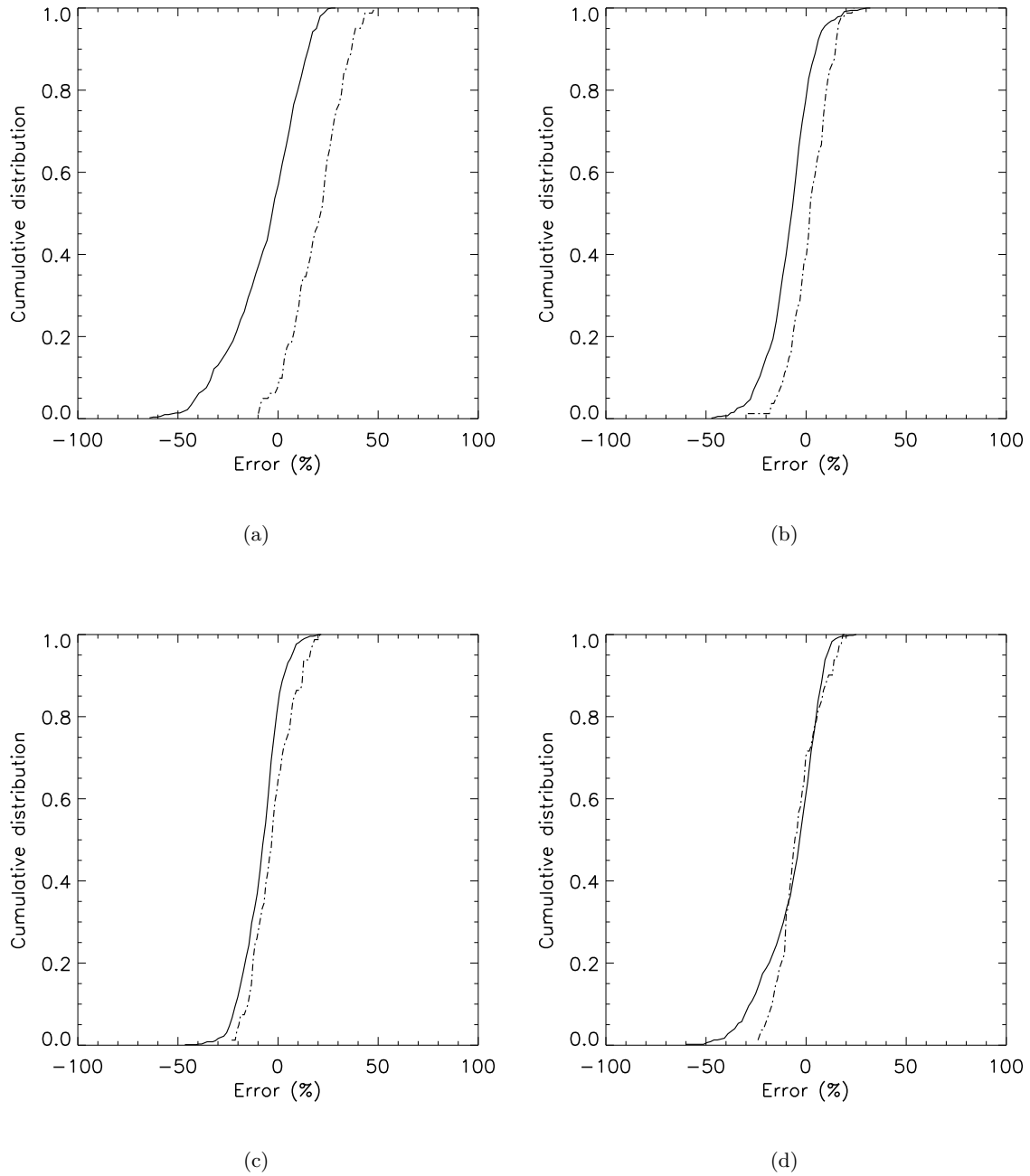


Figure 7: Cumulative distribution function of the relative difference (in %) between simulated LSPIV discharge estimates and the discharges derived from the hydraulic model water stage via the rating curve of the collocated gauging station (dashed line), compared with the relative difference between the discharge estimated with the real-time system of Hauet et al. [2005] and the discharges derived from USGS water level measurements at the collocated gauging station via the same rating curve (solid line), for discharges of (a) $25 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$, (b) $70 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$, (c) $120 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ and (d) $170 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$.

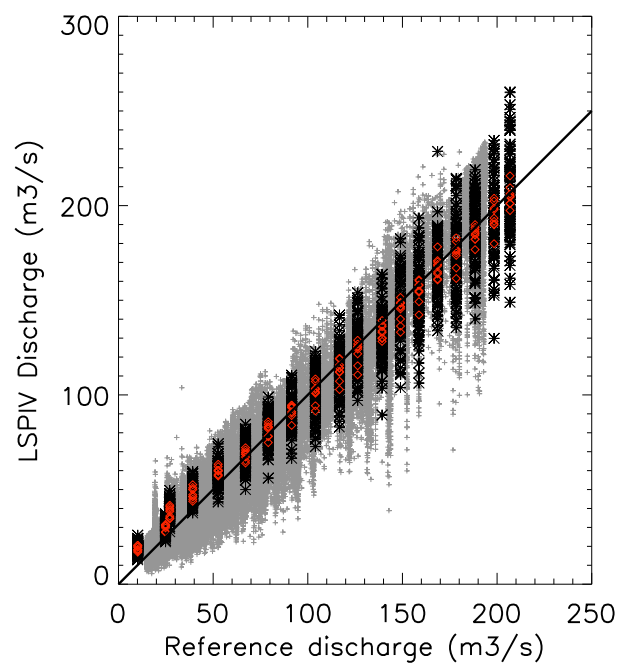


Figure 8: Simulated LSPIV discharge estimates, without simulating the illuminations local non uniformities and the wind effect, as a function of the discharges derived from the hydraulic model water stage via the rating curve of the collocated gauging station (red diamond), compared with the simulations of Figure 6 (black stars) and with the discharge estimated with the real-time system of Hauet et al. [2005] (gray crosses).

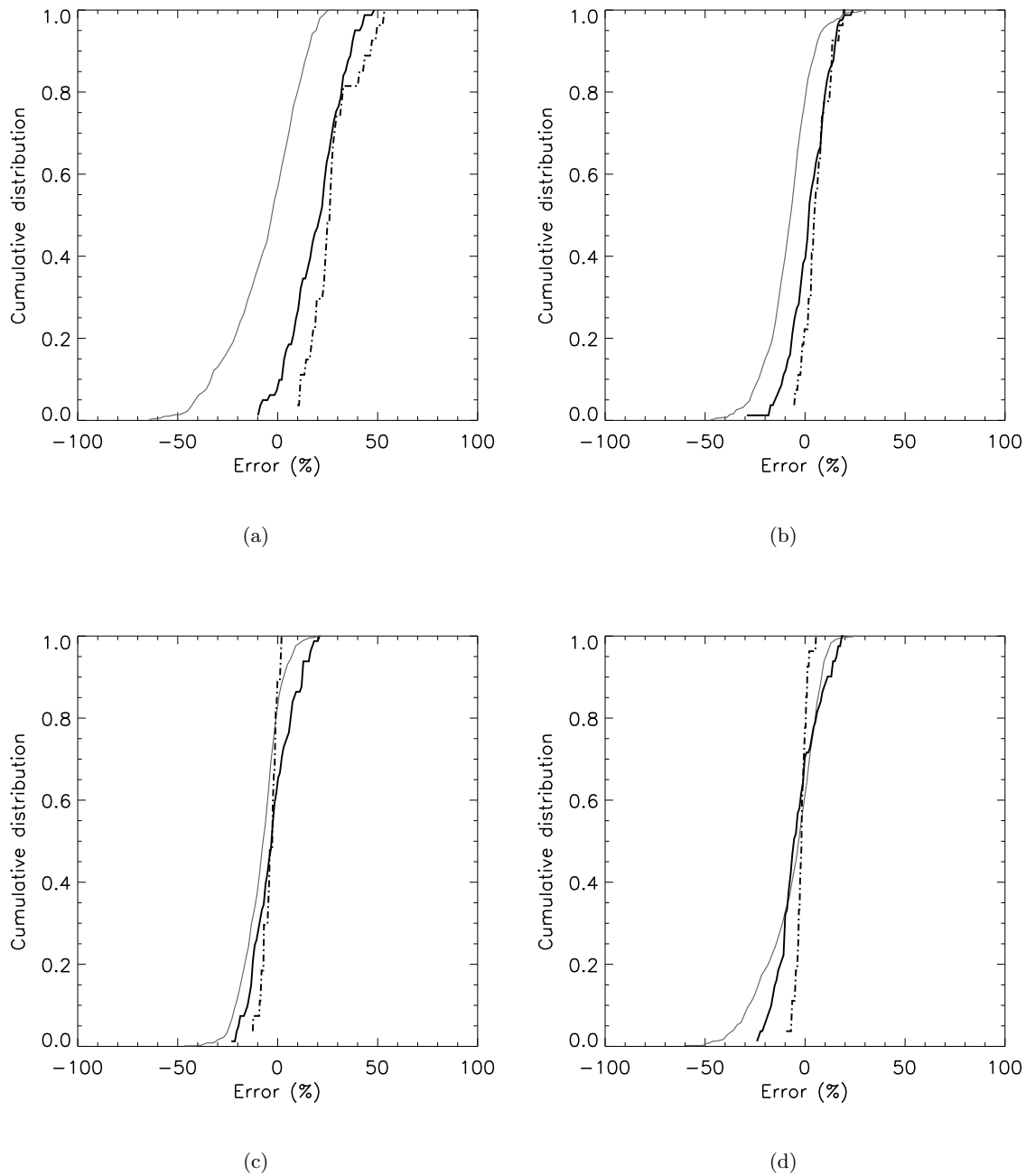


Figure 9: Cumulative distribution function of the relative difference (in %) between simulated LSPIV discharge estimates, without simulating the illuminations local non uniformities and the wind effect, and the discharges derived from the hydraulic model water stage via the rating curve of the collocated gauging station (dashed line), compared with (i) the relative difference between simulated LSPIV discharge estimates, including all error sources, and the discharges derived from the hydraulic model water stage via the rating curve of the collocated gauging station (solid black line), and (ii) the relative difference between the discharge estimated with the real-time system of Hauet et al. [2005] and the discharges derived from USGS water level measurements at the collocated gauging station via the same rating curve (solid gray line), for discharges of (a) $25 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$, (b) $70 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$, (c) $120 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ and (d) $170 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$.

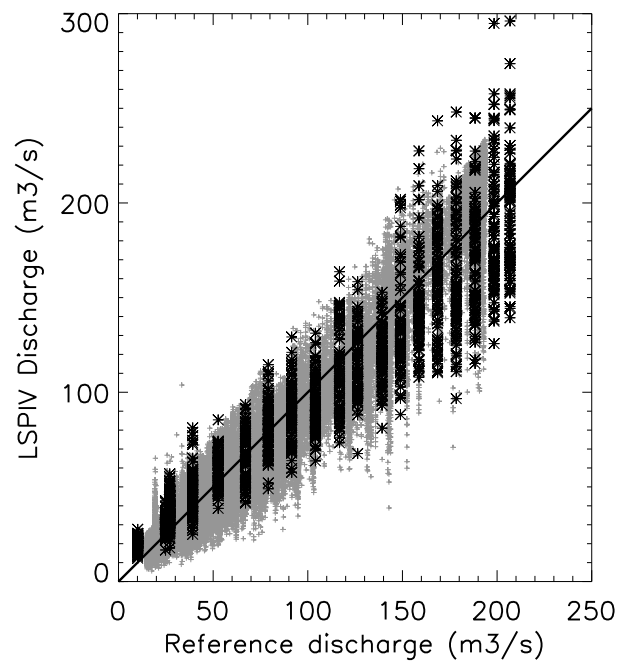


Figure 10: Simulated LSPIV discharge estimates, with a tilt angle of 70° , as a function of the discharges given by the hydraulic model (black stars), compared with the discharge estimated with the real-time system of Hauet et al. [2005] (gray crosses).

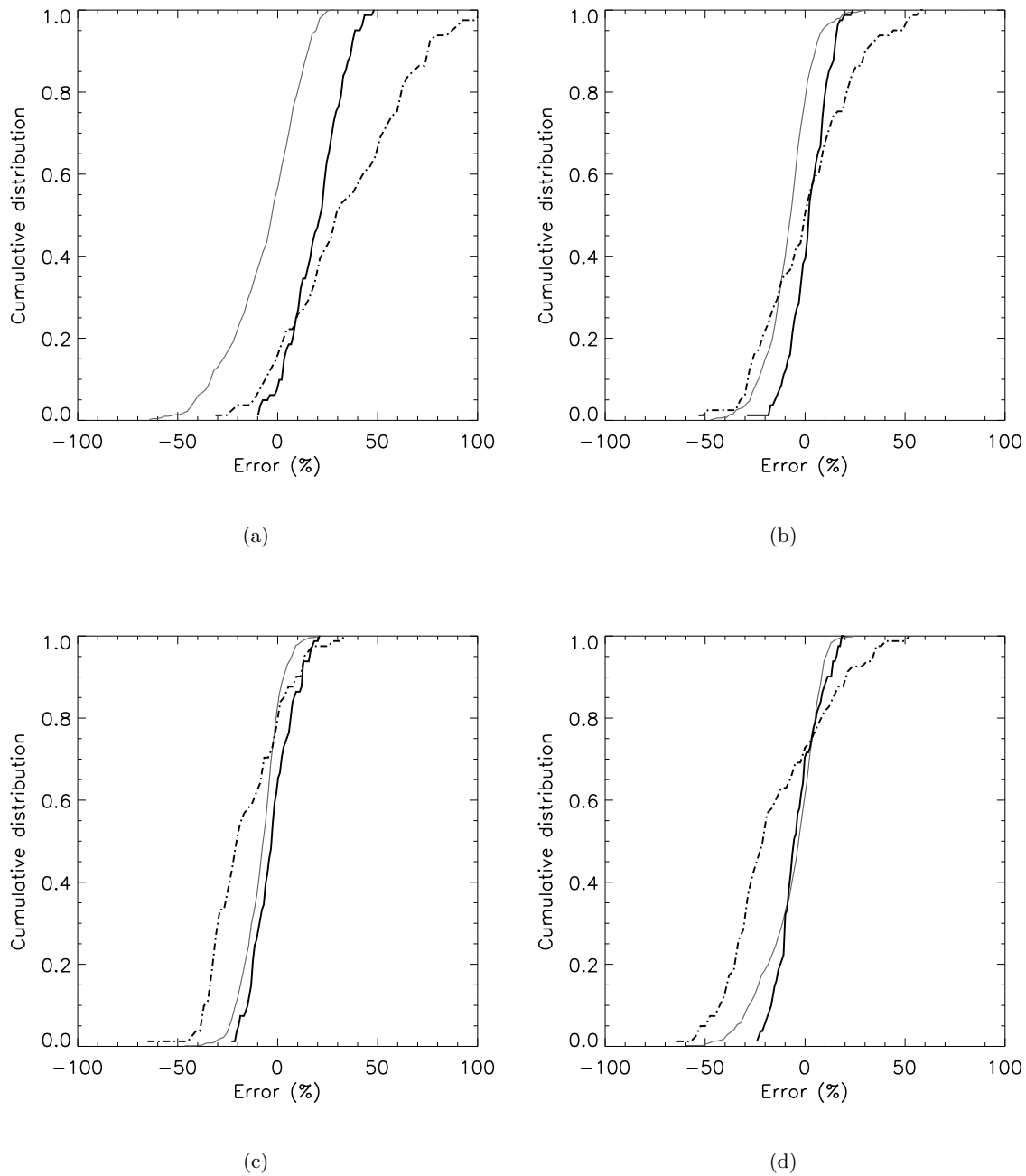


Figure 11: Cumulative distribution function of the relative difference (in %) between simulated LSPIV discharge estimates, with a tilt angle of 70° , and the discharges derived from the hydraulic model water stage via the rating curve of the collocated gauging station (dashed line), compared with (i) the relative difference between simulated LSPIV discharge estimates, with a tilt angle of 50° and including all error sources, and the discharges derived from the hydraulic model water stage via the rating curve of the collocated gauging station (solid black line), and (ii) the relative difference between the discharge estimated with the real-time system of Hauet et al. [2005] and the discharges derived from USGS water level measurements at the collocated gauging station via the same rating curve (solid gray line), for discharges of (a) $25 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$, (b) $70 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$, (c) $120 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ and (d) $170 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$.

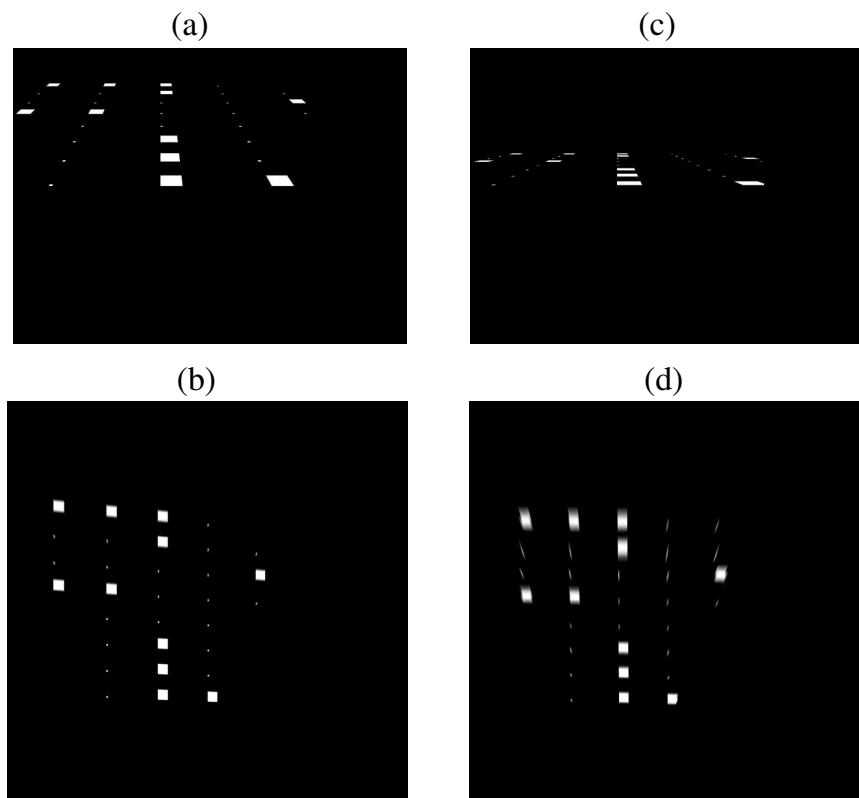


Figure 12: Images of the same situation recorded with two different tilt angles (55° for image (a) and 70° for image (c)) and the corresponding undistorted images.

374 Conclusion

375 This study deals with the uncertainty of LSPIV measurements under natural conditions. For
376 this purpose, we propose a simulator composed of three blocks of comparable sophistication:

- 377 1. the river simulator couples the EDM model and a theoretical vertical distribution of ve-
378 locities. This hydraulic model is complemented by features representing the tracers, the
379 illumination of the free-surface (shadows and sun reflection) and the effect of the wind.
- 380 2. the camera block transforms the river state parameters into raster images through classical
381 optic equations.
- 382 3. the LSPIV analysis block includes geometric transformation of the images, PIV analysis to
383 obtain a surface velocity field, and discharge computation.

384 The simulator reproduced well the variability observed in field LSPIV measurements from
385 the real-time continuous system of Hauet et al. [2005]. The simulator can also be used to check
386 different scenarios and try to assess relative importance of the different sources of error. In two
387 examples of simulations, we illustrated the capability of the simulator to assess the relative weight
388 of a given error source and to assess a new configuration of measurement.

389 We are conscious that, in its present state, our simulator accounts for only a few uncertainty
390 sources and can be improved in many respects. Individually, each block can be refined and
391 especially the river block that should become more physically based. Beyond the river dynamics,
392 the nature of the tracers and some aspects of the scene could be represented better, in particular
393 using appropriate correlations. For example, the wind produces waves at the free-surface that
394 cause specular reflection of the sunlight. Refinement can also be introduced in the statistical
395 definition of the error sources that have been parameterize in a crude manner. It is an expected
396 result of this type of simulation to stimulate further analysis of individual error sources.

397 In conclusion, this tool capitalizes our best present knowledge concerning LSPIV. It can al-
398 ready be used for training purpose, helping new comers to LSPIV on rivers. It can also be of use
399 to broadly test the operability of LSPIV on a given site. The architecture of the system allows
400 easy implementation and future improvements of the simulator that could also be extent to other
401 sensors like Radars, for instance.

402 **Acknowledgments**

403 The authors thank the USGS for the gauging data set of the gauging station of the Iowa River
404 in Iowa City, IO. We also thank IIHR-Hydroscience & Engineering , The University of Iowa, that
405 provided the LSPIV data set and the river bathymetry. The present study has been partly funded
406 by the Integrated Project FLOODsite of the European Communion (n° GOCE_CT_2004_505420)
407 and the French Ministry of Education.

408 **A The rotation matrix \mathcal{M}**

409 For the transformation from the space Cartesian coordinate system to the image coordinate
410 system.

$$\begin{aligned}
 m_{11} &= \cos(\phi) \cdot \cos(\sigma) + \sin(\phi) \cdot \cos(\tau) \cdot \sin(\sigma) \\
 m_{12} &= -\sin(\phi) \cdot \cos(\sigma) + \cos(\phi) \cdot \cos(\tau) \cdot \sin(\sigma) \\
 m_{13} &= \sin(\tau) \cdot \sin(\sigma) \\
 m_{21} &= -\cos(\phi) \cdot \sin(\sigma) + \sin(\phi) \cdot \cos(\tau) \cdot \cos(\sigma) \\
 m_{22} &= \sin(\phi) \cdot \sin(\sigma) + \cos(\phi) \cdot \cos(\tau) \cdot \cos(\sigma) \\
 m_{23} &= \sin(\tau) \cdot \cos(\sigma) \\
 m_{31} &= \sin(\phi) \cdot \sin(\tau) \\
 m_{32} &= \cos(\phi) \cdot \sin(\tau) \\
 m_{33} &= -\cos(\tau)
 \end{aligned}$$

411 **B The rotation matrix \mathcal{P}**

412 For the transformation from the image coordinate system to the space Cartesian coordinate
413 system.

$$\begin{aligned}
 p_{11} &= \cos(\phi) \cdot \cos(\sigma) + \sin(\phi) \cdot \cos(\tau) \cdot \sin(\sigma) \\
 p_{12} &= -\cos(\phi) \cdot \sin(\sigma) + \sin(\phi) \cdot \cos(\tau) \cdot \cos(\sigma) \\
 p_{13} &= \sin(\tau) \cdot \sin(\sigma) \\
 p_{21} &= -\sin(\phi) \cdot \cos(\sigma) + \cos(\phi) \cdot \cos(\tau) \cdot \sin(\sigma) \\
 p_{22} &= \sin(\phi) \cdot \sin(\sigma) + \cos(\phi) \cdot \cos(\tau) \cdot \cos(\sigma) \\
 p_{23} &= -\cos(\phi) \cdot \sin(\tau) \\
 p_{31} &= \sin(\tau) \cdot \sin(\sigma) \\
 p_{32} &= \sin(\tau) \cdot \cos(\sigma) \\
 p_{33} &= \cos(\tau)
 \end{aligned}$$

414 **References**

- 415 R. J. Adrian. Particle-Imaging Techniques for Experimental Fluid Mechanics. *Ann. Rev. Fluid*
416 *Mech.*, 23:261–304, 1991.
- 417 D. Bousmar and Y. Zech. Momentum Transfert for Practical Flow Computation in Compound
418 Channels. *Journal of Hydraulic Engineering*, 125(7):696–706, 1999.
- 419 A. A. Bradley, A. Kruger, E. A. Meselhe, and M. V. I. Muste. Flow Measurement in Streams
420 Using Video Imagery. *Water Resources Research*, 8(12):1315, 2002.
- 421 J. W. Cheng, R. T. and Gartner, R. R. Mason, Jr. J. E. Costa, W. J. Plant, K. R. Spicer, F. P.
422 Haeni, N. B. Melcher, W. C. Keller, and K. Hayes. Evaluating a radar-based, non contact
423 streamflow measurement system in the san joaquin river at vernalis, california. Open file report
424 OF 2004-1015, U.S. Geological Survey, 2004.
- 425 J. D. Creutin, M. Muste, A. A. Bradley, S. C. Kim, and A. Kruger. River Gauging using PIV
426 technique: Proof of concept experiment on the Iowa River. *Journal of Hydrology*, 2003.
- 427 A. M. Fincham and G. R. Spedding. Low cost, high resolution DPIV for measurement of turbulent
428 fluid flow. *Experiments in Fluids*, 23:449–462, 1997.
- 429 D. J. Forliti, P. J. Strykowski, and K. Debatin. Bias and precision errors of digital particle image
430 velocimetry. *Experiments in Fluids*, 28:436–447, 2000.
- 431 I. Fujita and Y. Kawamura. Discharge measurements of flood flow by imaging technology and
432 float method. In *XXIX IAHR Congress*, Beijing, China, September 2001.
- 433 I. Fujita, M. Muste, and A. Kruger. Large-Scale Particle Image Velocimetry for flow analysis in
434 hydraulic engineering applications. *Journal of Hydraulic Research*, 36(3):397–414, 1998.
- 435 W. Graf. *Hydraulique Fluviale, Tome 1. Ecoulement uniforme et non uniforme*, volume 16. Traité
436 de Génie Civil de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, 1993.
- 437 L. Gui, J. Longo, and F. Stern. Towing tank PIV measurement system, data and uncertainty
438 assessment for DTMB Model 5512. *Experiments in Fluids*, 31:336–346, 2001.
- 439 A. Hauet, A. Kruger, W. Krajewski, A. Bradley, M. Muste, J. D. Creutin, and M. Wilson. Real-
440 Time Estimation of Discharges of the Iowa River Using an Image-Based Method. *submitted to*
441 *Journal of Hydrologic Engineering*, 2005.

- 442 M. Hirsch and J. E. Costa. U.S. Stream Flow Measurement and Data Dissemination Improve.
443 *EOS, Transactions, American Geophysical Union*, 85(21):197–203, May 2004.
- 444 K. T. Holland, A. R. Holman, T. C. Lippmann, J. Stanley, and N. Plant. Practical Use of Video
445 Imagery in Nearshore Oceanographic Field Studies. *Journal of Oceanic Engineering*, 22(1),
446 1997.
- 447 Y. Kim and M. Muste. Uncertainty Analysis of Mobile Large Scale PIV. IIHR short note, 2005.
- 448 M. C. Lee, C.J. Lai, J.M. Leu, W. J. Plant, W. C. Keller, and K. HayesLee. Non-contact flood
449 discharge measurements using an X-band pulse radar (I) theory. *Flow Measurements and*
450 *Instruments*, 13:265–270, 2002.
- 451 N. B. Melcher, J. E. Costa, F. P. Haeni, R. T. Cheng, E. M. Thurman, M. Buursink, K. R. Spicer,
452 E. Hayes, W. C. Plant, W. J. and Keller, and K. Hayes. River discharge measurements by using
453 helicopter-mounted radar. *Geophys. Res. Lett.*, 29(22):2084, 2002.
- 454 S. E. Morlock. Evaluation of Acoustic Doppler Current Profiler Measurements of River Discharge.
455 Water-Resources Investigations Report 95-4218, USGS, Indianapolis, Indiana, 1996.
- 456 M. V. Muste, Z. Xiong, and A. Kruger. Error Estimation in PIV Applied to Large-Scale Flows.
457 In *3rd International Workshop on Particle Image Velocimetry*, pages 16–18, Santa Barbara,
458 California, September 1999.
- 459 W. J. Plant, W. C. Keller, and K. Hayes. Measurement of river surface currents with coherent
460 microwave systems. *Geoscience and Remote Sensing, IEEE Transactions on*, 43(6):1242–1257,
461 June 2005.
- 462 S. E. Rantz. Measurement and Computation of Streamflow: Volume 1. Measurement of Stage
463 and Discharge. Technical report, USGS, 1982a.
- 464 S. E. Rantz. Measurement and Computation of Streamflow: Volume 2. Computation of Discharge.
465 Technical report, USGS, 1982b.
- 466 J. Roberts. Noise Reduction in Digital (CCD and Webcam) Imaging.
467 <http://www.rocketroberts.com/astro/ccdnoise.htm>, October 2003.
- 468 M. R. Simpson. Discharge Measurements Using a Broad-Band Acoustic Doppler Current Profiler.
469 Open-file report 01-1, USGS, Sacramento, California, 2001.

- 470 M. Stanislas, K. Okamoto, and C. Kahler. Main results of the First International PIV challenge.
471 In *Measurement Science and Technology*, volume 14, pages 63–89, 2003.
- 472 C. N. Young, D. A. Johnson, and E. J. Weckman. A method to anchor displacement vectors to
473 reduce uncertainty and improve particle image velocimetry results. *Measurement Science and*
474 *Technology*, 15:9–20, 2004.

Conclusion de la partie

Cette troisième partie traite des sources d'erreurs affectant la qualité des estimations de débit par LSPIV. Les données enregistrées depuis novembre 2004 par le système temps réel d'Iowa City montrent que, en moyenne, les estimations LSPIV sont de bonne qualité mais présente une dispersion importante.

Le chapitre 6 cherche à lister toutes les sources d'erreur intervenant dans la mesure LSPIV. Nous avons vu que toutes les composantes de la mesure (illumination, ensemencement, enregistrement, orthorectification, analyse PIV et calcul du débit) sont affectées d'incertitude. J'ai voulu analyser plus en détail les sources d'erreur étant responsable de la variabilité temporelle des estimations du débit dans le système temps réel d'Iowa City. J'ai choisi d'étudier plus en détail l'effet de l'illumination, de la densité de traceurs et du vent.

J'ai constaté que l'illumination globale joue un rôle mineur dans la variabilité des mesures LSPIV à partir du moment où l'on voit couler la rivière (chapitre 6.2). L'illumination globale varie peu au sein d'une période de jour et d'une période de jour à une autre (même pour différentes saisons). Elle se situe toujours autour d'une valeur de 120 correspondant à l'intensité des pixels représentant l'eau de la rivière (qu'ils sont majoritairement représentés sur les images). La nébulosité, qui est à la base de l'illumination, n'est donc pas une source d'erreur importante.

L'effet des non uniformités locales d'illumination, ombres et reflets de soleil, est beaucoup plus important (chapitre 6.3). Les ombres sont des zones de l'image où l'illumination globale est moindre. Néanmoins, ces zones comportent l'information du déplacement des traceurs. Les problèmes pour l'analyse statistique apparaissent au niveau de la limite entre la zone d'ombre et le reste de l'image, où la luminosité augmente brutalement. Les reflets sont des zones de saturation des pixels (ils prennent tous la valeur de 255). Il y a donc une perte de l'information, et on ne pourra identifier de déplacement dans l'intégralité des zones de reflets. J'ai développé un algorithme permettant la détection automatique des reflets et des ombres sur les images du système LSPIV d'Iowa City. Il a permis de constater que, du 1er mai au 31 juillet, environ 20 % des images enregistrées montraient un reflet important, et environ 5 % montraient des ombres importantes.

La densité de traceur est importante puisqu'en absence d'écume flottant à la surface on ne voit plus la rivière couler (chapitre 6.4). Un algorithme de détection automatique de la densité de traceur, basé sur la binarisation d'une partie de l'image et la reconnaissance des pixels "écume" par rapport aux pixels "eau de la rivière", a été développé, et a permis de constater que, du 1er mai au 31 juillet, environ 2 % des images enregistrées avaient une densité faible de traceurs. Cette période correspond à un épisode de faibles eaux de la rivière Iowa, où les conditions de formation de l'écume sont moins propices.

Enfin, l'effet du vent soufflant au dessus de la rivière a été analysé (chapitre 6.5). Après une étude de la base de données contenant les vitesse et magnitude du vent, on a constaté que le vent perturbe considérablement le déplacement des traceurs. Pour quantifier cet effet et proposer une loi corrective permettant de retrouver le déplacement "vrai" des traceurs, on a mené une étude de laboratoire en conditions contrôlées d'écoulement et de vent, avec différents types de traceurs plus ou moins denses. La loi obtenue a été appliquée à des mesures LSPIV du système temps réel d'Iowa City avec succès.

Le chapitre 7 présente un simulateur numérique de la mesure LSPIV. C'est un outil permettant une approche plus théorique de la validation de la méthode de mesure. Le simulateur modélise les éléments constituant une mesure LSPIV et les incertitudes associées. La rivière et son champ de vitesse sont calculés, à partir d'une bathymétrie et d'un débit donnés, par un modèle hydraulique. L'aspect de la surface de la rivière (traceurs, reflets, ombres, effet du vent) est simulé et donne l'information enregistrée par une caméra virtuelle dont la position géographique et les caractéristiques internes sont données avec une certaine incertitude. Selon la procédure d'orthorectification utilisée (implicite ou explicite), on attribue des erreurs sur la position des GRPs ou sur les paramètres implicites et explicites de la caméra. Les images sont corrigées et reconstituées, et l'analyse des déplacements par corrélation croisée est réalisée. Enfin, on peut simuler l'estimation du débit, qui dépend de la connaissance de la bathymétrie, de la hauteur d'eau et de la loi utilisée pour obtenir la vitesse moyenne à partir de la vitesse de surface.

Le simulateur a montré qu'il pouvait reproduire de manière correcte la variabilité des mesures LSPIV de terrain. Il a également servi à tester différents scénarios de mesures, avec ou sans reflets, ombres et vent, et avec différentes positions de la caméra. L'angle de site de la caméra a été identifié comme étant un paramètre clef de la bonne qualité des mesures LSPIV.

Quatrième partie

Applications diverses de la méthode
LSPIV

Introduction de la partie

Jusqu'à ce point, le travail présenté concerne l'étude de la mesure des vitesses de surface et l'estimation de débit par LSPIV, depuis un site fixe. Rapidement, il m'a semblé que la LSPIV pouvait apporter plus, et que ses capacités de mobilité et d'obtention de champ 2D de vitesses instantanées de surface produisaient des solutions à de nombreux problèmes rencontrés par les hydrologues.

Dans cette partie sont réunies trois études novatrices dans le concept d'utilisation de la technique LSPIV. La première (en chapitre 8), réalisée en collaboration avec l'IIHR d'Iowa City, présente une station LSPIV mobile, c'est à dire une camionnette équipée d'un mât télescopique sur lequel une caméra est installée. On s'intéresse donc à l'aspect portable et spatialisé de la mesure. On s'est demandé d'une part si la réalisation technique d'un tel outil est possible, si son utilisation est facile et d'autre part si les résultats obtenus sont de bonne qualité.

Le chapitre 9 traite d'une étude réalisée en collaboration avec le CEMAGREF de Lyon, à l'unité hydrologie / hydraulique, dans le cadre de la thèse de Jérôme Le Coz. On s'intéresse aux champs de vitesses de surface obtenus par LSPIV, et on les compare à des mesures ADCP et une modélisation, sur un site de jonction d'un bras mort avec l'Ain. Les questionnements pour cette étude concernent la capacité de la LSPIV à mesurer des écoulements complexes (courant gyroscopique de recirculation).

Le chapitre 10 présente des travaux réalisés à l'IIHR, concernant la faisabilité d'estimer la bathymétrie d'un canal à partir de mesures LSPIV de vitesses de surface. On s'intéresse donc à mesurer avec précision le champ de vitesse de surface, et à intégrer cette information dans un modèle hydraulique 1D estimant les variations de la géométrie du fond.

Unité mobile de mesure LSPIV



8.1 Problématique

Le problème de l'estimation de variables hydrologiques en des sites non jaugés fait partie des plus anciens défis rencontrés par les hydrologues (Moss, 2003). Avec un équipement traditionnel, la section de rivière à jauger doit être accessible facilement. Le problème des sites non jaugés est particulièrement important dans les pays en voie de développement, où l'on observe un déclin du réseau de mesure et de la qualité des données (Smakhtin, 2004). Des méthodes statistiques à bases physiques ont été développées pour l'estimation du débit en sites non jaugés, mais ces formules ne sont pas facilement applicables et nécessitent des mesures de nombreux paramètres sur le bassin versant considéré.

8.2 Description de l'unité mobile de mesure LSPIV

8.2.1 Résumé de l'article et résultats principaux

L'article qui suit, intitulé "Real-time Stream Monitoring Using Mobile Large-Scale Particle Image Velocimetry", par Y. Kim, M. Muste, A. Hauet, W. Krajewski, A. Kruger, A. Bradley et L. Weber, a été soumis pour une publication dans *Water Resources Research*.

L'unité mobile de mesure LSPIV, baptisée MLSPIV, y est présentée. C'est un système comprenant un bras télescopique équipé d'une caméra, le tout monté sur un véhicule de type pick-up. L'élaboration de cet outil a débuté en 2003, à IIHR, et a été achevé en 2005 par Kim (2006). J'ai participé de manière très active à la conception technique de l'outil, durant l'été 2004, ai développé le code LSPIV embarqué dans l'unité mobile, et ai effectué de nombreux tests afin de vérifier son bon fonctionnement et de créer un guide d'utilisation optimale.

Le positionnement de la caméra est assuré par une plate-forme PTU (Pan Tilt Unit) contrôlée depuis un ordinateur portable dans le véhicule. Le mât télescopique permet d'élever la caméra de 5 à 14 mètres au dessus du sol. L'algorithme LSPIV que j'ai développé pour cet outil permet l'estimation du débit en temps réel. L'utilisateur a le choix entre appliquer la procédure PIV sur les images corrigées reconstituées, ou appliquer la PIV sur les images brutes et orthorectifier les déplacements obtenus.

Un cas d'étude de l'unité MLSPIV est présenté dans l'article. Réalisé sur une petite rivière de l'Iowa, Clear Creek, il a mis en évidence le bon fonctionnement technique de l'appareil, puisque aucun dégât n'a été déploré. Les estimations MLSPIV obtenues sont de bonne qualité puisqu'elles ne diffèrent que de 2.5 % avec les estimations données par la courbe de tarage USGS du site de mesure, prises comme référence.

La station MLSPIV peut mesurer la distribution des vitesses en surface et estimer un débit en rivière durant des conditions hydrauliques normales ou extrêmes, en journée, et dans des situations où l'accès à la rivière est, pour une raison ou une autre (faibles débits, crues, écoulements dangereux, etc.), inaccessible ou difficile à atteindre. Cet outil peut non seulement être utilisé pour estimer à faible coût les débits en sites non jaugés, mais peut également être utilisé pour améliorer la courbe de tarage de sites jaugés, et particulièrement pendant les périodes de débits extrêmes (étiages et crues).

Real-time Stream Monitoring Using Mobile Large-Scale Particle Image Velocimetry

Y. Kim¹, M. Muste², A. Hauet³, W. Krajewski⁴, A. Kruger⁵, A. Bradley⁶, L. Weber⁷

¹Graduate Research Assistant, IIHR-Hydroscience & Engineering (IIHR), The University of Iowa (UI), Iowa City, IA, 52242, USA

(Tel: 1-319-384-0647, Fax: 1-319-335-5238, e-mail: youngsung-kim@uiowa.edu)

²Associate Research Engineer, IIHR, UI, Iowa City, IA, 52242, USA

(Tel: 1-319-384-0624, e-mail: marian-muste@uiowa.edu)

³Laboratoire d'Etude des Transferts en Hydrologie et Environnement, Grenoble, France.

(Tel : 4-76-82-5280, email:alexandre.hauet@hmg.inpg.fr)

⁴Research Engineer, IIHR, UI, Iowa City, IA, 52242, USA

(Tel: 1-319-335-5231, e-mail: witold-krajewski@uiowa.edu)

⁵Associate Research Engineer, IIHR, UI, Iowa City, IA, 52242, USA

(Tel: 1-319-335-6287, e-mail: anton-kruger@uiowa.edu)

⁶Associate Research Engineer, IIHR, UI Iowa City, IA, 52242, USA

(Tel: 1-319-335-6117, e-mail: allen-bradley@uiowa.edu)

⁷Research Engineer, IIHR, UI, Iowa City, IA, 52242, USA

(Tel: 1-319-335-5597, e-mail: larry-weber@uiowa.edu)

Abstract

Emerging cyberinfrastructure-based decision-support systems for aquatic environments assume coupling of real-time monitoring instruments with data-driven models covering spatial and temporal scales from microhabitat to watershed scale. This paper describes a Mobile Large-Scale Particle Image Velocimetry (MLSPIV) that allows visualization and quantitative measurements of instantaneous and averaged flow characteristics in rivers with minimum preparation from the sides of river. The unmatched spatial resolution along with the remote, real-time, and fully digital nature of LSPIV makes it an ideal cybertool either as a stand-alone instrument, as presented in the paper, or integrated in large-scale networks for monitoring ungauged river basins. Preliminary tests with similar stationary LSPIV configurations proved that the technique is reliable, flexible, and efficient for monitoring, hazard warning, and decision-making in riverine ecosystems. Discharge measurement obtained with MLSPIV show good agreement with those estimated by USGS stream gauging station or others measurement methods.

Keywords: Mobile Large-Scale Particle Image Velocimetry; Discharge measurements; Surface velocity fields

1. INTRODUCTION

Image-based techniques have been intensively developed and used in the last three decades for measurement of flow velocities. The underlying concept of these techniques is statistical inference (performed computationally) of image pattern displacements in successive images recorded at known time interval. This new generation of instruments, grouped under the generic name of Particle Image Velocimetry (PIV), has capitalized on the recent developments in optic, lasers, electronics, video and computer hardware and software

to aid visualization and quantitative measurements of whole-field velocity vector and scalar flow fields in a variety of laboratory-scale flows (Adrian, 1991; Raffel et al., 1998). The technique used in this paper is a direct outgrowth of the conventional PIV for mapping large-scale flow areas, hence dubbed by Fujita et al. (1998) Large-Scale Particle Image Velocimetry (LSPIV). While the image- and data-processing algorithms are similar to those used in conventional PIV, LSPIV requires adjustments for illumination, seeding, and image pre-processing due to the large imaged areas and the oblique angle used for imaging the flows in actual rivers or streams.

LSPIV provides instantaneous whole-fields over free surface area as large as 1 km² (Fujita and Kaizu, 1995) while most of the existing field and laboratory velocity instruments measure at a point along a line. The instantaneous measurement of the whole-velocity field is the most convenient means for quantification of velocity-derived quantities (flow pattern, vorticity, strain) and scalar fields (debris or ice discharge, turbidity) at the free surface. LSPIV used in conjunction with river bed topography and assumed velocity distribution over the depth can provide flow discharge. The technique can be fitted with real time measurement capability, as have been recently demonstrated by Hauet et al. (2005).

LSPIV has gradually moved from the proof-of-concept stage to the point that it can be reliably used for measuring velocities and discharges in extreme flow conditions. In the last decade, LSPIV has been incrementally developed and successfully used for free-surface field measurements of velocity and discharge in variety of river ranges and measurement conditions (Fujita, 1998; Bradley et al, 1999; Creutin, 2003).

The most recent development of LSPIV is a mobile LSPIV unit which can be used for real-time measurements at any medium-sized river site. For convenience and to distinguish it from LSPIV, the truck-based system will be labeled as Mobile LSPIV (MLSPIV).

MLSPIV has been developed to ensure capabilities for measuring flow distribution and, where bathymetry is available, discharges at ungaged sites and during extreme flow events such as droughts and most importantly floods. The advantages of measuring discharge at ungaged sites are obvious.

In contrast with existing methods that requires deployment of boats and equipment in the river, MLSPIV can give users the results with minimum preparation from the river side. For gauged sites, MLSPIV can complement existing rating curves for flow conditions outside those used for calibration (usually normal flow conditions). Those data are lacking because of the difficulties for measuring discharges during flood events. Measuring discharge during droughts is also of interest because there are no alternative instruments for measurements in shallow flow (lower than 1 ft). The MLSPIV deployment capabilities and its quickness in conducting the measurements make it ideal for ungaged sites.

The paper presents the initial series of measurements for testing the capabilities of MLSPIV.

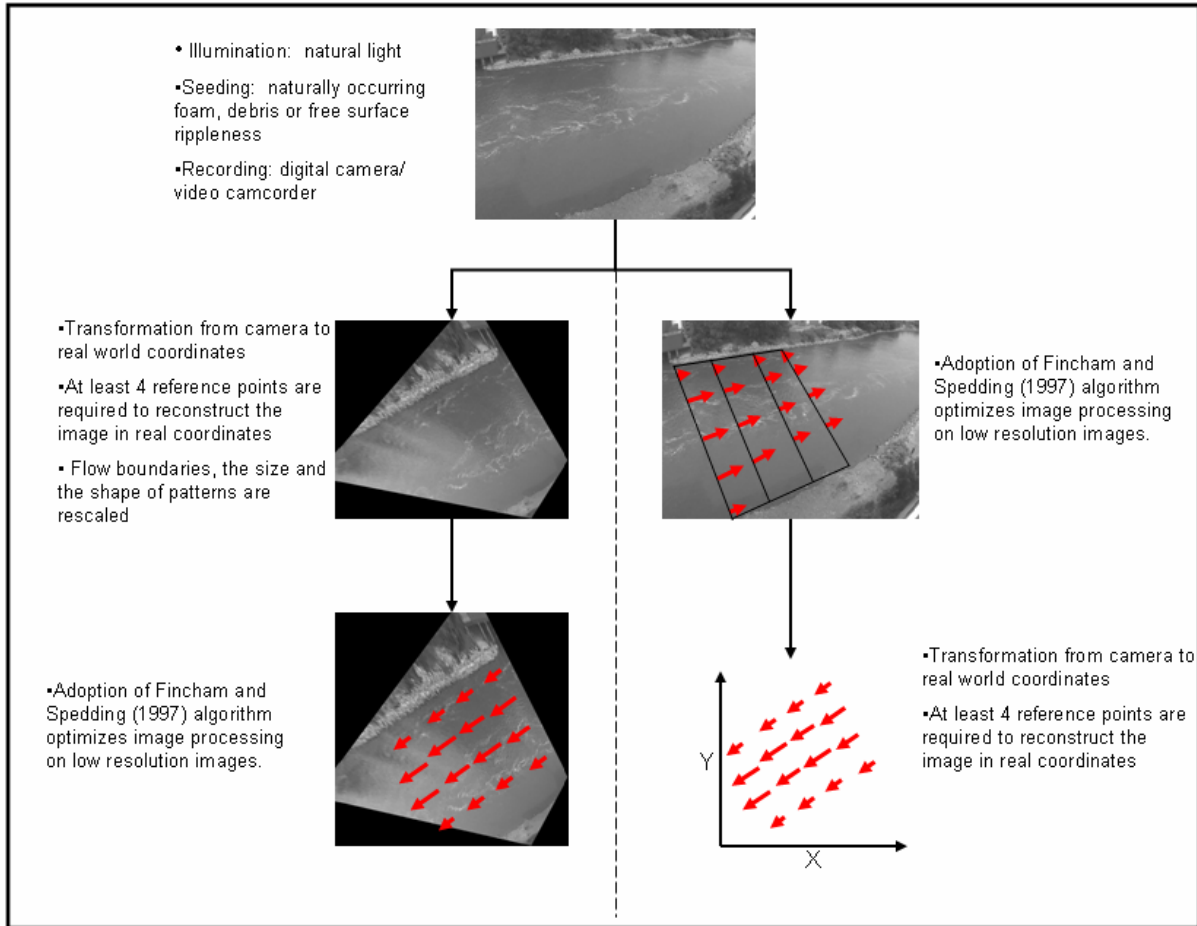
2. GENERAL LSPIV CONSIDERATIONS

Conventional PIV uses images of neutrally buoyant particles that closely follow the flow to measure instantaneous velocity fields. The technique includes four major components: seeding, illumination, recording, and image processing. In conventional PIV, strong illumination, usually provided by lasers, is employed to obtain good quality images. Particle images are recorded as single or multiple exposures on various recording media. Single exposed images are more often used in PIV applications. Image processing is accomplished by 2-dimensinal cross-correlation applied to pairs of frames, or 2-dimentional auto-correlation applied to multiple-exposed images. The output of image processing is whole velocity vector fields covering the imaged area. Given the relatively low range of velocities

in small and medium rivers (i.e. 1-3m/s) off-the-shelf commercial cameras are adequate for conducting the measurement.

LSPIV is similar to conventional PIV in most aspects especially when used for a small imaged area (about 2 m²). Adjustments are needed though when LSPIV is applied in field conditions where the imaged area is very large (Figure 1). “Natural” seeding such as foam or floating debris might be used in field condition instead of man-seeding if it is available. If the natural seeding is missing, controlled seeding is applied in the field as a last resort. Natural light is used as illumination for LSPIV measurements instead of a laser in PIV.

LSPIV image handling can be conducted in two approaches a) transformation-processing b) processing-transformation (Figure 1.). The most used approach, approach (a) consists in two steps (Kim et al., 2005). The first step corrects images for the perspective distortion. The image distortion is common in LSPIV because the images are usually recorded from oblique angles to cover large flow areas. The distortion is removed by applying a geometrical transformation to the recorded images based on an in-situ topographic survey. The subsequent processing step estimates the vector field using the undistorted images. Vectors for each interrogation areas are calculated using 2-D cross-correlation applied to local image patterns. Image brightness distribution in a small interrogation areas selected in one image is correlated with the brightness distribution in its vicinity in the next image. The vicinity is defined by the user based on the expected direction of the flow and it is called searching area.



(a) Image transformation first

(b) PIV first

Figure 1. LSPIV components

The maximum correlation coefficient obtained in the statistical calculation is associated with the most probable flow displacement and subsequently used to determine the IA-associated velocity vector. The process is repeated for all interrogation areas encompassed in the image. Sub-pixels displacements are computed using a Gaussian fit of the correlation coefficient values of the 8 pixels around the maximum correlation coefficient position. Erroneous vectors due to the faulty matching of the image patterns are corrected using an algorithm based on flow continuity developed by Fujita and Kaizu (1995).

The second approach, approach (b), consists in applying the PIV processing to the original recorded images, benefiting by the original contrast which is superior to the undistorted images. The so computed displacement field is then scaled by applying a geometrical transformation based on an in-situ topographic survey.

The free surface LSPIV velocity (obtained by (a) or (b)) associated with river bathymetry and appropriate models leads to the discharge estimation.

3. MLSPIV SYSTEM CONFIGURATION & MEASUREMENT PROCEDURES

The MLSPIV is a truck-based system that incorporates successive advancements gained over several years of LSPIV development at IIHR. MLSPIV essentially comprises an imaging device (video or digital camera) set on a telescopic mast. Camera positioning and control and the image processing are conducted remotely from a notebook computer located in the truck cabin. More details regarding MLSPIV main components are presented below.

3.1 Components

The MLSPIV truck is equipped with a mast, a power generator, uninterrupted power supply (UPS) and two batteries.

A light weight hydraulically operated aluminum mast is installed on the truck. The mast allows setting the camera from 5m to 14m above the ground level to accommodate various stream widths and overcome potential obstacles at the measurement sites.

The power for the mast operation is supplied by battery #1. Battery #2 is associated with the power a generator which, through a UPS, provides power for all equipments - a notebook computer, a pan-tilt unit, and a digital camera (Figure 2). Three guy lines secure the mast after positioning against wind- and accidental- oscillations.

Imaging assembly for capturing images is composed of a pan-tilt unit (PTU), and a digital camera. The PTU is quickly secured on the top of the mast and its role is to position the camera for the desired image framing through the adjustment of the horizontal and vertical angle of the PTU. The panning and tilting resolution of the PTU is 0.051428 degrees.

A digital camera (model: Olympus C730 Ultra Zoom) is positioned on the PTU. The camera is used to record successive images with a pre-selected time delay (0.8 ± 0.10 second for the present measurements). Image resolution can be selected from 640 by 480 pixels up to 2048 by 1536 pixels. The digital camera produces JPEG and TIFF file formats.

3.2 Data acquisition and processing softwares

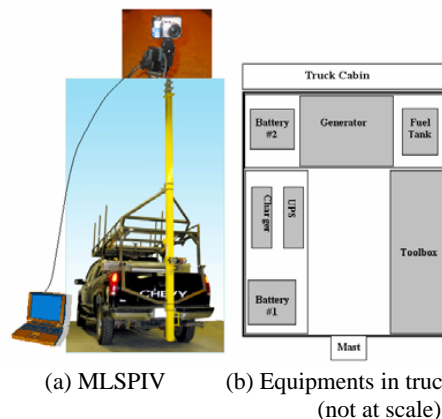


Figure 2. MLSPIV and equipment in truck

Two in-house developed programs, PTU program (Trivedi, 2004) and LSPIV program (Hauet, 2005), control the camera and process the images recorded by the digital camera, respectively.

The PTU program sets the position and the moving speed of the pan-tilt unit to obtain the desired view from the digital camera. The PTU program is also used to set the image properties and the camera controlling options for image capturing. Image properties to be set are image resolution, image format, and color or B/W image. Camera controlling options to be set are number of image pairs to capture, time interval between two images within a pair, and time interval between two successive pairs. The PTU program was developed using Microsoft Visual Basic 6.0 under the operating system of Microsoft Windows XP. The PTU program adapts the Rye Control of OLYMPUS company to control the camera. Rye Control provides Visual C++ and Visual Basic applications with communication protocols required to allow a PC to control an OLYMPUS CAMEDIA series digital camera via a USB connection.

LSPIV program performs in real-time the image processing transformation approaches. Figure 3 illustrates the global architecture of the program. It has the functions of parameters setting for geometric transformation, checks the new pairs of images transferred from the digital camera, and calculates surface velocity fields and discharges. The coordinates of at least four reference points on both the CRT coordinate system and the physical coordinate system and the scale factor for fitting to the display window are needed as parameters for geometric transformation. Parameters for setting the searching area and the interrogation area are needed in order to calculate velocity fields. All the programs are stand-alone executables piped together using the Linux platform, which allows easy improvements or changes in the code. The total computation time for an estimation of discharge depends on the computer processor and the images resolution, and is around one minute for a Pentium 4 based PC and images of 1000 by 1000 pixels.

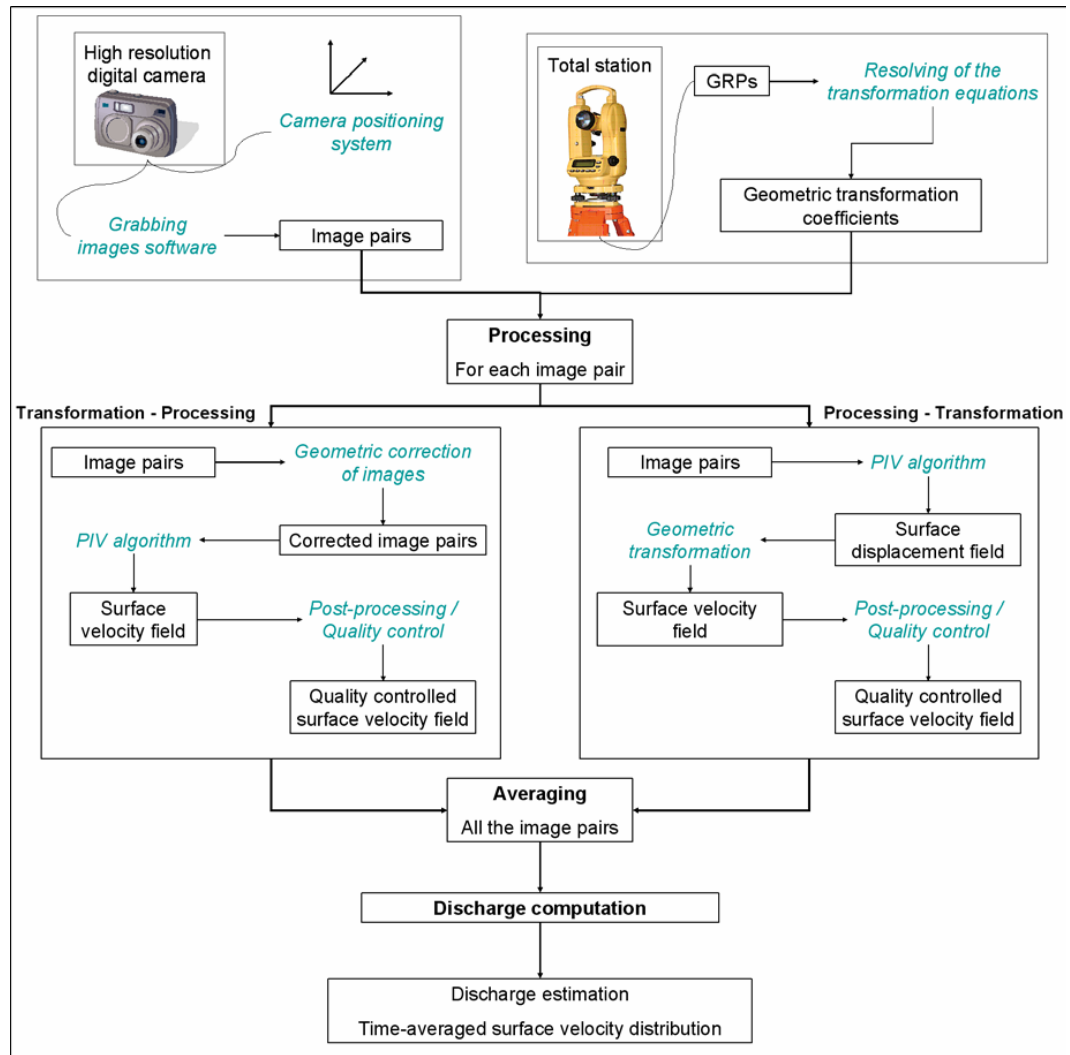


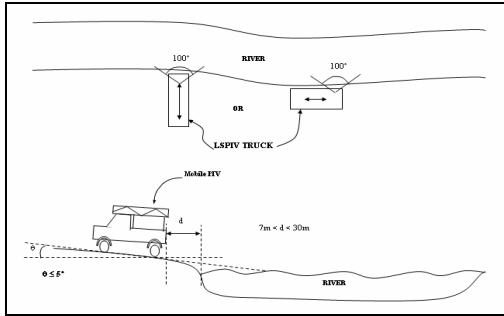
Figure 3. Overview of MLSPIV system and image handling approaches.

3.3. Measurement procedures

The procedures for obtaining the measurements are grouped into truck and peripherals setting, camera positioning and image acquisition, and image processing to obtain the velocity fields and discharges. The steps involved in deployment from image capturing to results are provided in the block diagrams below.

Step 1: Truck and peripheral settings

A. Choose measurement location and verify operating conditions



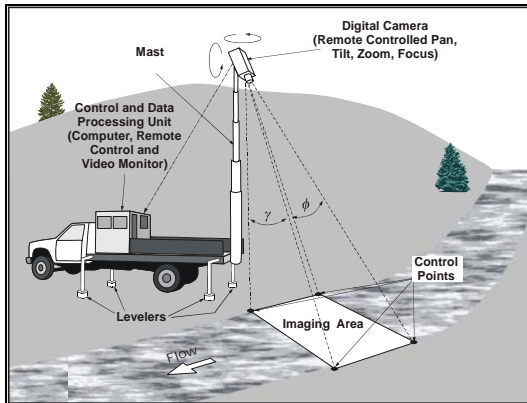
B. Prepare the mast for deployment and install the safety rail



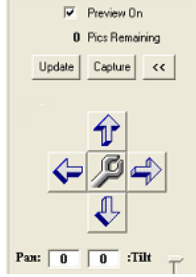
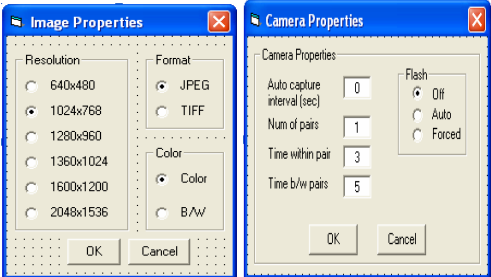
C. Install camera and pan-tilt unit, position the mast, secure mast with the guy lines




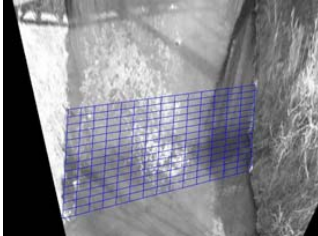
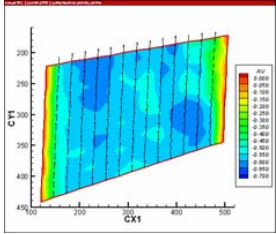
D. Record images



Step 2: Real-time image capturing

<p>A. Set the camera position to obtain the desired view using PTU program</p> 	<p>B. Set the image capturing parameters and output file format</p> 
--	--

Step 3: Real-Time LSPIV processing and post-processing (using approach a) of image handling)

<p>A. Input coordinates for the ground reference points Transform images</p> 	<p>B. Set processing parameters: - computational area - searching and interrogation areas</p> 	<p>C. Process images Post-process results</p> 
--	--	---

5. CASE STUDY - Clear Creek

The site selected for testing the MLSPIV discharge measurement capabilities is a cross-section of Clear Creek near Coralville, IA (Figure 4). MLSPIV was deployed from a bridge. The measurement cross-section is located 25 m downstream from the bridge where a US Geological Survey gauging station (USGS 05454300) is installed. The stream was about 20 m wide and 0.7 m deep at the location during the measurement. The discharge measured using MLSPIV was compared with a StreamPro ADCP measurement and the estimated discharge from the USGS rating curve. Six ground reference points (GRPs) were surveyed with a total station to obtain the information needed to image transformation. Environmentally harmless wood mulch was used to seed the flow surface.



(a) LSPIV processing area within 6 GRPs (b) Deployment of MLSPIV

Figure 4. Clear Creek stream gauging station

During MLSPIV deployment, weather was cloudy with north wind of 5.8m/s. Images were captured with the resolution of 1280 by 960 pixels by a digital camera (Olympus C730 Ultra Zoom).

The velocity field obtained using the image capturing device is shown in Figure 5. Using the bathymetric data measured with the StreamPro ADCP for a cross-section contained in the imaged area, the discharge was calculated using conventional methods (Rantz, 1982). Conversion of the free surface velocity to depth average velocity was obtained using a 0.85 coefficient (Rantz, 1982). During the MLSPIV measurement, the river stage and discharge reported by the USGS real-time stream data (<http://waterdata.usgs.gov>) were 1.2 m and 5.2 m³/s, respectively. This USGS discharge was used here as reference for the MLSPIV measurement. The estimated discharge using MLSPIV is in relatively good agreement with the USGS discharge obtained through discharge-stage rating curve (Table 2).

Table 2. Results of discharge measurements at Clear Creek

	USGS	StreamPro ADCP	MLSPIV
Discharge (m ³ /s)	5.2	4.9	5.0
Error (%)	Reference	-5.5	-3.5

The measured discharge using the StreamPro ADCP was 4.9m³/s and it has the -5.5 % difference from the estimated discharge using the rating curve at the USGS gaging station.

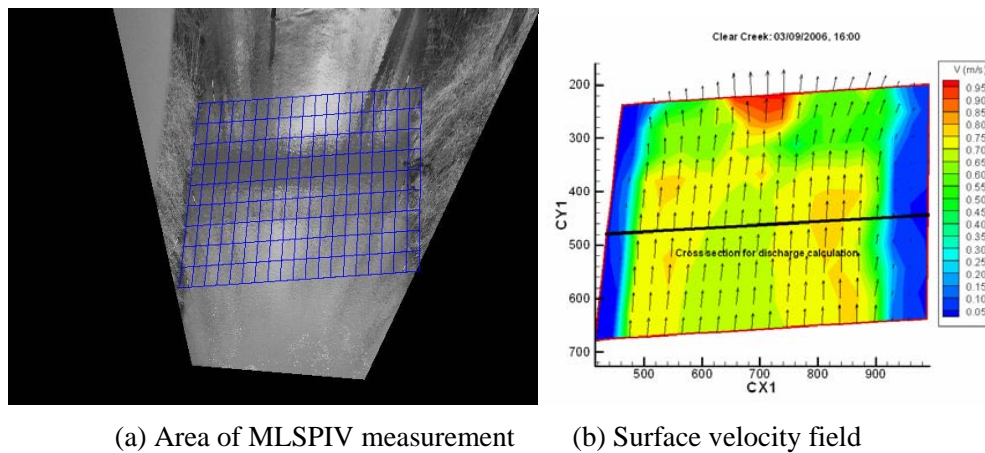


Figure 5. Calculated velocity field at Clear Creek

6. CONCLUSIONS

The MLSPIV described in the paper has capabilities to measure discharges and free-surface velocity distribution in streams during normal and extreme flow conditions at any river site during daylight. The most important impact of the development of such a measurement system is the MLSPIV potential to measure during flows hazardous to immersed equipment (flooding), and in situations where the interior of the flow is, for one reason or another (low flows, flows over rock beds and submerged control structures), inaccessible or difficult to reach. In these situations the need for more data is greatest for a variety of engineering applications because there are no alternative measurement techniques available. The system can not only provide a cost-effective means to measure discharges at ungaged sites, but can improve rating curves at existing gauging sites during flooding. The relatively high frequency of the MLSPIV measurements can reliably document the kinematics of the flood wave propagation, providing event-based observations that could not be documented before. The newly-acquired information will eliminate current practice of extrapolating the rating curve obtained with direct measurements during quasi-uniform flow conditions.

The accuracy of the MLSPIV is relatively good as demonstrated by the field measurement presented in this paper. The Clear Creek case study presented in this paper illustrates that the measured discharge using MLSPIV differ -3.5 % from the USGS rating curve and 2% from concurrent measurement with the StreamPro ADCP. Besides the acceptable accuracy, MLSPIV is convenient and relatively easy to deploy and operate in comparison with intrusive, boat-based measurements, hence recommending the technique for measurements of gaged and ungaged sites.

Currently, the authors are initiating a comprehensive uncertainty analysis to fully document the overall accuracy of the technique and to assess the effect of various environmental and operating conditions on the MLSPIV performance.

REFERENCES

- Adrian, R.J. (1991). "Particle-imaging techniques for experimental fluid mechanics", *Ann. Rev. Fluid Mech.*, 23, 261–304.
- Bradley, A.A., Kruger, A., Meselhe, E, and Muste, M. (2002). "Low flow measurement in streams using video imagery", *Water Resources Research*, 38(12), 1315, doi: 10.1029/2002WR001317.
- Creutin, J.D., Muste, M., Bradley, A.A., Kim, S.C., and Kruger, A. (2003). "River gauging using PIV techniques: a proof of concept experiment on the Iowa River", *Journal of Hydrology*, 277, 182–194.
- Fincham, A. M. and Spedding, G. R. (1997). "Low cost, high resolution DPIV for measurement of turbulent fluid flow", *Experiments in Fluids*, 23, 449-462.
- Fujita, I. and Kaizu, T. (1995). "Correction method of erroneous vectors in PIV", *Journal of Flow Visualization and Image Processing*, 2, 173-185.
- Fujita, I., Muste, M., and Kruger, A. (1998). "Large-scale particle image velocimetry for flow analysis in hydraulic applications", *Journal of Hydraulic Research*, 36, 397–414.
- Hauet, A, Kruger, A., Krajewski, W.F., Bradley, A., Muste, M., and Wilson, M. (2005). *Real-Time Estimation of Discharge of the Iowa River Using Image-Based Method – User's Manual*. IIHR-Hydroscience and Engineering, The University of Iowa, Iowa City, IA.
- Kim, Y., Muste, M., Kruger, A., Krajewski, W., Bradley, A., and Weber, L. (2005). "Real-Time Stream Monitoring Using Mobile Large-Scale Particle Image Velocimetry", *Proceedings of the XXXI IAHR Congress*, Seoul, 2005.
- Raffel, M., Willert, C. and Kompenhans, J. (1998). *Particle Image Velocimetry: a Practical Guide*. Springer, New York, NY.
- Rantz, S. E. (1982). *Measurement and Computation of Streamflow, Volume 1, Measurement of Stage and Discharge*, U.S. Geol. Surv. Water Supply Pap. 2175.
- Trivedi, N. (2004). *PTU User's Manual, Internal Report*, IIHR-Hydroscience and Engineering, The University of Iowa, Iowa City, IA.

8.3 Cas d'étude à Old Man's Creek

8.3.1 Introduction

Dans le but de tester le bon fonctionnement technique et de mettre en place un guide d'utilisation et de bonnes pratiques de l'unité MLSPIV, une expérience a été réalisée sur une petite rivière de l'Iowa, Old Man's Creek, le 17 Août 2005.

8.3.2 Le site de mesure

Old Man's Creek est une rivière alluviale dont le lit mineur a une largeur d'environ neuf mètres (figure 8.1). Le fond du lit est fait de boue fine. L'aire drainée au site de mesure est de 520 km^2 . Le débit mensuel moyen calculé sur la période 1951-2005 varie de 1.5 à $7 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$, avec une période de fortes eaux au printemps et une période de faibles eaux en automne (figure 8.2). Le débit moyen annuel est de $3.6 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$.

Une station de jaugeage USGS (USGS 05455100, voir http://waterdata.usgs.gov/ia/nwis/nwisman/?site_no=05455100&agency_cd=USGS) est installée sur le pont visible sur la figure 8.1. Les mesures de hauteur d'eau sont effectuées toutes les 30 minutes, et sont converties en débit via la courbe de tarage du site.

Le 17 Août 2005, au moment de notre mesure, l'USGS a indiqué une hauteur d'eau de 0.45 m , soit un débit de $0.108 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ selon la courbe de tarage. Ceci correspond à une situation d'étiage, bien en dessous de la moyenne mensuelle pour le mois d'Août ($2.7 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$). Comme on peut le constater sur la figure 8.1, l'écoulement est principalement dans la partie droite du chenal, alors que la partie gauche est occupée par de la boue.



FIG. 8.1: Photo du site de mesure à Old Man's Creek le 17 Août 2005. Le pont abritant la station de jaugeage USGS est visible en arrière plan.

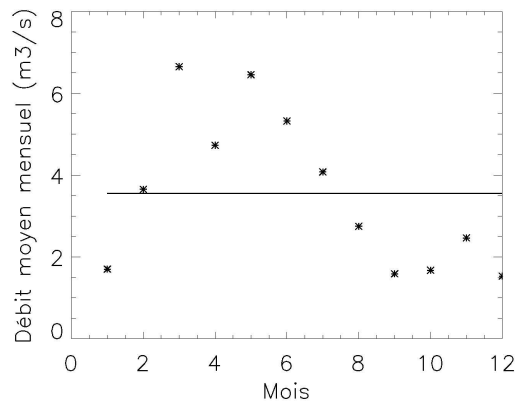


FIG. 8.2: Débit moyen mensuel calculé sur la période 1951-2005. La moyenne annuelle est indiquée par un trait plein.

8.3.3 Le dispositif expérimental

L'unité de LSPIV mobile a été utilisée. Le camion a été disposé en rive gauche, et le bras télescopique a été élevé à environ 6 mètres au dessus de la surface de la rivière. Les images ont été orthorectifiées (par méthode implicite, voir annexe B) et l'analyse PIV a été faite sur les images corrigées. 6 GRPs (des carrés blanc marqués d'une croix noire) ont été cartographiés sur le terrain. La figure 8.3 présente une image enregistrée et la même image orthorectifiée. Nous avons enregistré 30 images, avec un intervalle de temps de 0.74 secondes entre chaque image. Des copeaux de bois ont été ajoutés, depuis le pont en amont, à la surface de la rivière comme traceurs de l'écoulement.

En même temps que les mesures LSPIV, nous avons réalisé des mesures de vitesses par ADV (avec un Flow Tracker, de SonTek). L'inconvénient de cet appareil est qu'il faut au moins 7 cm d'eau pour faire la mesure, et ce n'était pas le cas en partie gauche de canal (environ 5 cm de hauteur d'eau).

La bathymétrie d'une section en travers du site a été réalisée avec une perche graduée.

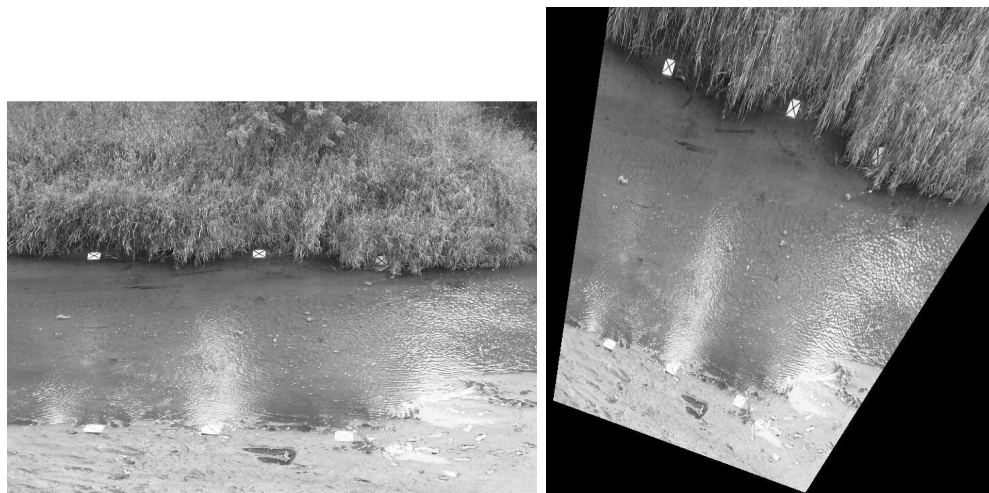


FIG. 8.3: Photographie utilisée pour l'analyse LSPIV (à gauche), et la même image orthorectifiée et reconstituée (à droite).

8.3.4 Résultats

8.3.4.1 Distribution des vitesses

La figure 8.4 présente la distribution moyenne des vitesses en surface obtenues par mesure LSPIV. Le maximum des vitesses mesurées avoisine les 0.40 m s^{-1} , dans la partie droite, la plus profonde, du canal. Les reflets de lumière que l'on pouvait observer sur la figure 8.3 forment des zones sans estimations de vitesse.

La figure 8.5 compare les mesures ADV de vitesses moyennées sur la verticale et les mesures LSPIV, converties en vitesses moyennes en leur appliquant un coefficient de 0.85 (assumant un profil logarithmique), au niveau de la section transversale de bathymétrie connue. L'adéquation entre les mesures est bonne, ce qui confirme la qualité des données MLSPIV.

8.3.4.2 Estimations de débit

En utilisant la Velocity Area Method décrite dans l'article de Hauet *et al.* (2005), les vitesses de surface LSPIV et la bathymétrie obtenue à la perche, on a estimé un débit de $0.1278 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$. Si on compare cela avec l'estimation de l'USGS via la courbe de tarage de $0.1076 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$, on trouve une surestimation des mesures LSPIV de 20 %.

L'estimation de débit par mesure directe (ADCP) faite par l'USGS le 9 Août 2006 (soit 8 jours avant notre campagne de mesure) est de $0.132 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$, avec une hauteur d'eau de 0.45 mètres, alors que la courbe de tarage donne, pour cette hauteur d'eau, un débit de $0.1087 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ (soit une surestimation de l'estimation par mesure directe de 21.4 %). Ces données sont récapitulées dans le tableau 8.1.

De plus, aucun événement de crue n'a eu lieu entre le 9 et le 17 Août. D'où vient alors cette différence d'environ 20 % entre les mesures et l'estimation par courbe de tarage? La courbe de

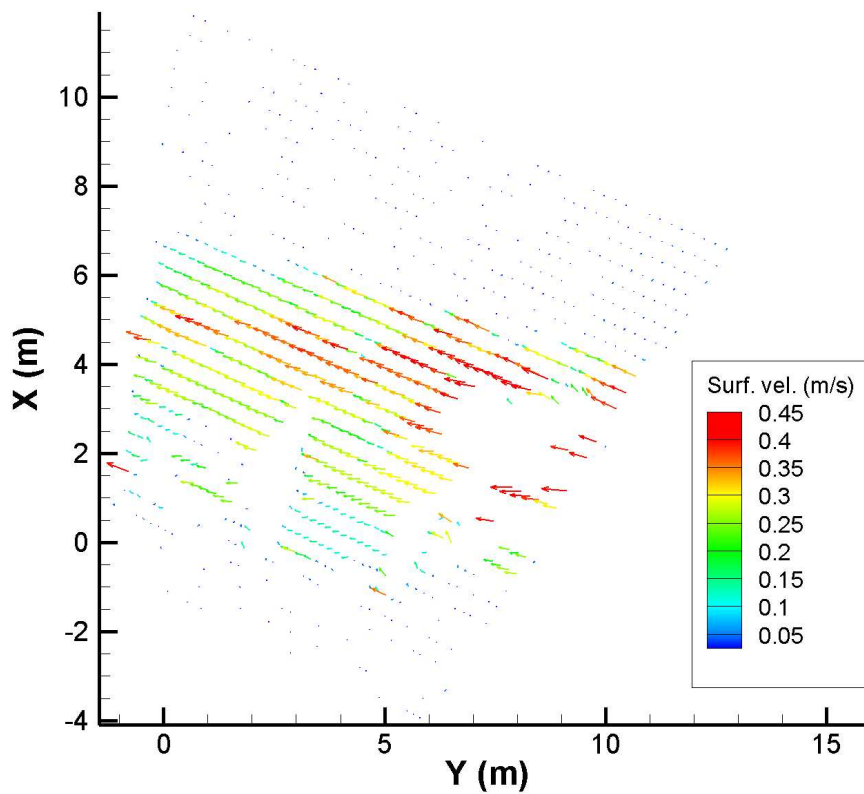


FIG. 8.4: Distribution moyenne des vitesses en surface obtenue par mesure LSPIV.

Méthode d'estimation	Débit estimé (m^3s^{-1})	Débit par courbe de tarage (m^3s^{-1})	Différence avec USGS (%)
LSPIV	0.1278	0.1076	18.8
ADCP USGS	0.132	0.1087	21.4

TAB. 8.1: Débits estimés par ADCP et LSPIV comparés aux débits de référence tirés de la courbe de tarage USGS.

tarage a été établie grâce à 568 mesures faites depuis 1950 par moulinet (avant Août 2005) puis par ADCP. Les figures 8.6 présentent les 568 mesures et la courbe de tarage USGS en échelles normale et logarithmique. On peut constater qu'il y a une dispersion très forte dans les mesures en faibles eaux (pour $h < 1$ mètre). Par exemple, pour une hauteur d'eau de 0.6 mètres, les débits mesurés varient de 0.033 à $17.75 m^3s^{-1}$, soit une moyenne de $1.68 m^3s^{-1}$ et un écart type de $3.26 m^3s^{-1}$. L'ajustement d'une courbe de tarage à ces données est donc extrêmement délicat.

On retrouve dans cette expérience le problème de la qualité des courbes de tarage en étiage évoqué par Bradley *et al.* (2002) et dans ce manuscrit au chapitre 2.3.1. A Old Man's Creek, le lit alluvial, composé de boues fines, peut évoluer fortement en périodes de hautes eaux. Or, la relation hauteur-débit est très sensible aux changements de bathymétrie à l'étiage (voir la figure 2.2).

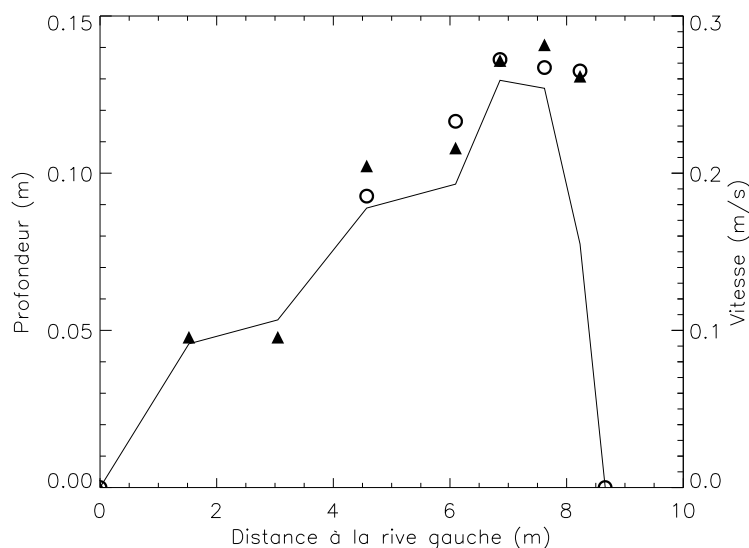


FIG. 8.5: Illustration de la bathymétrie de la section en travers (en trait plein), et comparaison des vitesses moyennées sur la profondeur mesurées par LSPIV (triangles) et ADV (cercles).

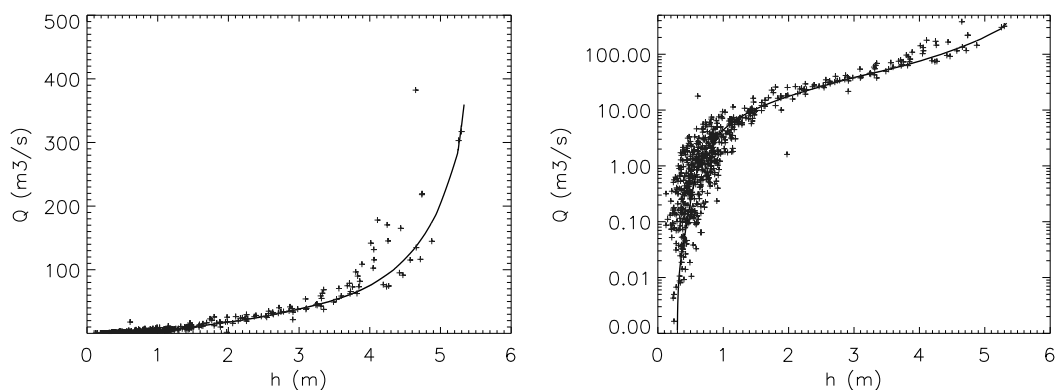


FIG. 8.6: Les 568 mesures et la courbe de tarage USGS en échelle normale et logarithmique. La dispersion des mesures est très importante en faible hauteur d'eau.

8.3.5 Conclusions du cas d'étude

L'expérience à Old Man's Creek est concluante. Tout d'abord, le bon fonctionnement technique de l'unité mobile LSPIV a été prouvé. L'expérience s'est déroulée sans aucun incident technique, que ce soit au niveau du mât télescopique, du système de contrôle de la caméra ou de l'enregistrement des images. Un guide d'utilisation du camion a également été mis en place. Ce guide est ajouté à ce mémoire en annexe G.

Des mesures réalisées simultanément à l'ADV ont permis de vérifier la bonne estimation LSPIV de la distribution des vitesses.

Enfin, les problèmes d'estimation de débit par courbe de tarage en étiage ont été mis en évidence. Même avec une relation hauteur-débit bien fournie en données (568 couples), l'incertitude en étiage est forte, due à la nature alluviale et donc fortement mobile du lit. Pour de telles

rivières, il faudrait pouvoir constituer une nouvelle courbe de tarage pour les faibles eaux après chaque évènement de crue susceptible d'avoir fait évoluer la bathymétrie du site. De part son aspect rapide, peu coûteux et facile à mettre en oeuvre, la technique LSPIV est parfaitement adaptée à ce besoin.

8.4 Conclusions sur le MLSPIV

Les deux cas d'étude présentés, associée à de nombreux test de terrain réalisés dans l'année 2005 (non présentés dans ce mémoire), permettent deux conclusions importantes concernant l'unité mobile de mesure LSPIV :

- La conception technique de l'outil est excellente. Le MLSPIV s'est avéré très simple d'utilisation et sécuritaire. Aucun incident technique n'a été déploré pendant les cas d'étude, prouvant la robustesse du matériel malgré des conditions d'utilisation parfois extrêmes (pluie, neige ou forte chaleur).
- Les mesures réalisées avec le MLSPIV pendant les deux cas d'études présentés sont satisfaisantes. Si on respecte bien le guide de bonne utilisation (annexe G), on obtient de bonnes estimations de la distribution des vitesses en surface et du débit.

L'outil MLSPIV est très intéressant pour de nombreuses raisons. Tout d'abord, il permet de réaliser facilement des mesures en sites non jaugés, de manière peu onéreuse. De plus, il permet l'amélioration de la qualité de courbes de tarage en sites jaugés par sa faculté à mesurer les débits d'étiage et de crue, et sa faculté à répéter de nombreuses mesures en un temps court.

De part son côté mobile, le MLSPIV permet une mesure fortement spatialisée. On peut se déplacer et mesurer en différents point d'un bassin versant pendant un épisode de crue, et mieux comprendre la dynamique de la propagation de la crue. Cet aspect mobile est aussi intéressant pour les modélisateurs en hydrologie, qui ont besoins de mesures réparties le long du réseau hydrographique, et pas seulement en exutoire de bassin, pour caler de façon correcte leurs modèles (voir le chapitre 2.6).

9

Apports sédimentaires aux bras morts par connexion aval. Le cas de la lône de Port-Galant

9.1 Contexte de l'étude

Cette étude a été réalisée en collaboration avec le Cemagref de Lyon, et particulièrement J. Le Coz.

Sa thèse est intitulée “Apports sédimentaires aux bras morts par connexion aval. Le cas des lônes de Port-Galant, du Planet et de Table-Ronde”. Notre travail commun concerne la lône de Port-Galant. Les lônes (terme régional) sont des chenaux abandonnés par les rivières alluviales. Elles jouent un rôle important dans le bon fonctionnement des hydrosystèmes fluviaux en termes de taux de sédimentation, de biodiversité et de connectivité hydrologique. En effet, pendant les crues, l'eau de la rivière, chargée en sédiments fins, investit à nouveau les bras morts, d'abord par leur embouchure aval, puis par l'amont lorsque le bras est réactivé. La majorité de l'année cependant, les lônes forment des plans d'eau et des ruisseaux phréatiques soutenus par la nappe alluviale (Le Coz *et al.*, 2005).

Ce travail s'attache à explorer les processus hydro-sédimentaires à l'oeuvre dans les bras morts régulièrement connectés par l'aval. Cette réflexion s'appuie sur l'observation quantitative et la modélisation de quelques cas de terrain représentatifs, dont la lône de Port-Galant de la rivière Ain.

J'ai réalisé des analyses LSPIV sur des images enregistrées par J. Le Coz en deux situations différentes. La variable intéressante dans ce travail est la distribution des vitesses de surface (sans calcul du débit).

9.2 Résumé de l'article et résultats principaux

L'article suivant, intitulé “Recirculating flow assessment from aDcp, LS-PIV and 2Dh modeling”, par J. Le Coz, A. Hauet, F. Védie, G. Dramais, B. Chastan et A. Paquier, a été accepté dans la conférence *River Flow 2006*, à Lisbonne. Pendant les crues, les bras de rivières aban-

donnés peuvent être reconnectés par l'aval à l'écoulement principal. Ce processus est primordial pour la compréhension du bilan d'eau et de sédiment dans les anciens méandres. Cette étude s'intéresse à la jonction entre l'Ain et un méandre abandonné au niveau de Port-Galant. Les figures de recirculation de l'écoulement y sont étudiées grâce à des mesures in situ réalisées par ADCP et LSPIV, et grâce à une modélisation 2D réalisée avec le RUBAR20.

Les vitesses de surface obtenues par LSPIV sont moyennées dans le temps, et un algorithme spécial de détection de vecteurs erronés a été créé pour cette étude.

Les simulations sont en assez bonne adéquation avec les mesures de terrain, montrant un large mouvement de recirculation à l'embouchure de l'ancien méandre. Néanmoins, le modèle sous-estime l'intensité de l'écoulement.

Recirculating flow assessment from aDcp, LS-PIV and 2Dh modelling

J. Le Coz¹, A. Hauet², F. Védie¹, G. Dramais¹, B. Chastan¹, A. Paquier¹

¹*Cemagref, Unité de Recherche Hydrologie-Hydraulique,
3 bis quai Chauveau, CP 220 F-69336, Lyon Cedex 09, FRANCE*

²*LTHE - Laboratoire d'Etude des Transferts en Hydrologie et Environnement,
BP 53 F-38041, Grenoble Cedex 09, FRANCE*

Downstream connection of abandoned channels during floods is a key process for the assessment of water exchange, sedimentation rate and biodiversity in oxbow-lakes. The flow-induced morphological evolution of the confluence (stability, occlusion, scour...) governs the frequency and the intensity of downstream submersion. Recirculating flow patterns at the junction between a former meander and the Ain river, France, have been investigated for different discharge values through detailed in situ measurements: acoustic Doppler current profiler (aDcp) and image-based velocimetry (LS-PIV). Detailed topographic data have been collected in order to feed a 2Dh hydraulic model representative of the study reach, using the RUBAR20 code. Post-processing tools were developed in order to get the mean velocity patterns from aDcp and LS-PIV data. Then observed velocity fields were compared to RUBAR20 outputs. The simulated distribution of velocity vectors in the natural dead-zone is quite in agreement with field measurements: the main flow pattern is a large plane recirculation in the mouth of the former channel. However the recirculating flow intensity is underestimated.

1 BACKGROUND AND PURPOSE

In its lower part, the Ain river, South-Eastern France, is a gravel-bedded river with gradients ranging from 0.12% to 0.18% and with a multi-annual mean annual discharge of 120 m³/s (Piégay et al. 2000). During the first half of the twentieth century, the river channel pattern changed from braided to a free-meandering type. Though regulated by dams, the fluvial dynamics was still quite active so that many abandoned channels with very different origins and shapes remain.

The Ain abandoned channels constitute very important natural areas, some of them being protected, monitored and even restored. One of the main concerns lies in fine sediment deposition during the flooding of oxbow-lakes. This silting-up trend leads towards terrestrialization and vegetalization of such water bodies. So it was decided to study the flow properties of the river sediment-laden waters, at the downstream inlet of an abandoned channel. This paper reports how this recirculating flow was investigated through field measurements and numerical modelling. Specific details are given about field deployment and field data post-processing in order to get representative mean velocity fields.



Figure 1. Aerial view of the study site
Ain river flow (black arrow), Port-Galand former channel (white dot arrow), downstream entrance (circle)

The Port-Galand abandoned channel was previously a meander of the Ain river. This reach was artificially cut-off in 1964 in order to protect the new-built bridge visible on Fig. 1. As can also be seen in this picture, the new river channel largely bended in the opposite direction it previously did.

This study site was chosen because its downstream mouth presents several advantages for hydrodynamical investigation: frequent connection to the river flow, easy access by car, overhanging embankment for visual and video observation, wide and slightly vegetated former channel.

Upstream submersion of the Port-Galand abandoned channel occurs for discharges greater than $1000 \text{ m}^3/\text{s}$, which corresponds to a 2.5 year return period (Roche Campo 2002). In contrast, downstream hydrological connection is almost continuous (about 300 days per year). Sedimentation rate is estimated to 1.4 cm.yr^{-1} in the oxbow-lakes and to 0.5 cm.yr^{-1} over the downstream alluvial “plug” in the vicinity of the river. From an ecological point of view, the Port-Galand abandoned channel is considered as a healthy ecosystem. Along this reach, the river bed showed a mean degradation rate of 0.8 cm between 1986 and 1999 (Rollet et al. 2005), i.e. almost no bed level evolution.

2 FIELD MEASUREMENT CAMPAIGNS

2.1 Hydrodynamical conditions

Field measurement campaigns took place during small floods from February to April. Two aDcp surveys and two LS-PIV surveys were achieved, each of them lasting from 30' to 2 hours (Table 1).

Dates	aDcp1 050304	LS-PIV1 050214	LS-PIV2 050408	aDcp2 050425
Time	10:30-12:30	16:00-16:30	15:00-15:30	15:00-16:30
\bar{Q} [m^3/s]	200	325	365	650
$var. Q$ [$\text{m}^3/\text{s}/\text{h}$]	+1	-6.5	+37	+22.5
$var. Q$ [% \bar{Q}/h]	+0.5%	-2%	+10%	+3.5%

Table 1. Hydraulic conditions during campaigns
Mean discharge \bar{Q} and discharge variations

The river discharge is regulated by a series of dams, but flow conditions were not controlled specifically for our experiments. So each of the four surveys met with contrasted river hydraulic conditions (Fig. 2). Discharge time series is most stationary for the $200 \text{ m}^3/\text{s}$ aDcp1 campaign, slightly changing for LS-PIV1 (end of falling limb) and aDcp2 (end of rising limb) campaigns, significantly rising for the $650 \text{ m}^3/\text{s}$ LS-PIV2 campaign.

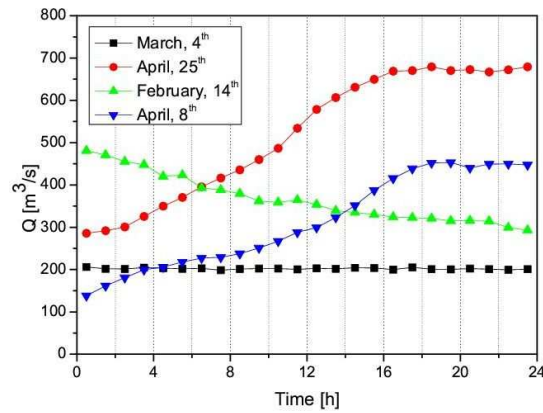


Figure 2. Measured hourly discharge during each campaign day (year 2005)

By courtesy of CNR hydrometric network

2.2 aDcp transects

Acoustic Doppler current profilers (aDcp) have been first used in rivers to estimate the total discharge through a given cross-section (Gordon 1989). Such a device can measure instant velocity components on vertical profiles, from the Doppler shift between emitted ultrasonic signals and echoes backscattered by suspended matters (e.g. Yorke and Oberg (2002), Le Coz et al. (2006)). Similarly, water depth and bottom apparent displacement are computed from dedicated acoustic pulses, which allows mobile measurements and valid discharge computation: most authors report a total discharge accuracy of about 5% for a few (4-8) transects across the river section. Significant errors may arise when the bottom is actually moving due to sediment transport. Even if aDcp measurement uncertainty has not been properly estimated yet (Muste et al. 2004a), aDcps have been used for velocity field survey (Shields 2005; Muste et al. 2004c), point velocity time series and even turbulence analysis (Barua and Rahman 1998; Muste et al. 2004b).

For the present study, moving-vessel aDcp measurements have been performed in order to get instantaneous and mean velocity data on transects across the area of interest. As the abandoned channel was not wadable, the aDcp was moved by two men in a boat maintained by tight ropes (Fig. 3). We used a Teledyne RDI WorkHorse Rio Grande 1200 kHz aDcp installed on a small buoyant board and equipped with a prism for topographic positioning. All water velocity data were acquired with the RDI default *Broadband* mode 1 and bin size 30 cm. In order to reduce dispersion, aDcp data were 5-ensemble-averaged afterwards as if we had chosen to get multi-ping ensembles (RDI command WP5). No apparent sign indicated any significant bed motion.



Figure 3. ADcp deployment during 2005, April 25th flood
The Ain river is flowing from the top left corner; transects A, B, C are delimited by white tight ropes

2.3 Image-based surface velocimetry (LS-PIV)

A solution to obtain an instantaneous 2D surface velocity field in natural flow is video image analysis, when tracers such as solid particles, bubbles or turbulence-driven patterns are advected by the river flow. The Particle Image Velocimetry (PIV) is a statistical technique which has been extensively used in laboratory fluid experiments for two decades (e.g. Adrian (1991)). The name of Large Scale PIV (LS-PIV) describes the application of the PIV method to natural scale systems with relatively large imaging areas. Readers could refer to Leese et al. (1986) for application to identify cloud motions using satellite images, or Bradley et al. (2002) and Creutin et al. (2003) for applications at different scales of rivers.

A commercially available digital camera (CANON MV 750i) was used to record the experimental area. Two video sequences of 2' (LS-PIV1 campaign) and 5'43 (LS-PIV2 campaign), sampled at a frequency of 1 Hz each (120 and 344 images respectively), were selected. The topography of the experimental site and the size of the area of interest forced the tilt angle of camera view axis to be very small (around 10 degrees). This causes important deformation in the recorded images. In order to conserve a maximum of reliable information, the PIV analysis is performed on images on their raw-state (perspective affected). A classical cross-correlation analysis (see section 4.1) is applied on each pair of successive images for the four videos in order to identify tracer displacements in the image coordinates system, i.e. in pixels per second, without artificially seeding the stream free surface. Vegetable fragments and turbulence-driven patterns acted as flow tracers.

To be usable, this velocity field must be converted into real velocities (in metres per second) in a Cartesian space coordinate system. We use here an implicit geometric transformations method based on Ground



Figure 4. LS-PIV picture during 2005, April 8th flood
The left-bank 4 Ground Reference Points installed at the same elevation

Reference Points (GRPs), i.e. points of known coordinates in both image and physical Cartesian coordinate systems, according to:

$$X = \frac{a_1 i + a_2 j + a_3}{a_7 i + a_8 j + 1} \quad Y = \frac{a_4 i + a_5 j + a_6}{a_7 i + a_8 j + 1} \quad (1)$$

where $[i, j]$ are the coordinates of a point in the image coordinate system (in pixels), $[X, Y]$ are the coordinates of the same point in the field coordinate system (in meters), a_i are the height projective transformation parameters.

The elimination of the Z coordinate assumes a horizontal water surface and requires control points to be chosen in the same horizontal plane for the determination of transformation parameters. Thus a set of 4 GRPs is sufficient to solve the 8 a_i parameters of Equation 1. Nevertheless, a set of at least 6 GRPs and a least-square method are advised for a better accuracy (Fujita and Komura 1992). In this study, 10 GRPs were placed on the field in order to be distributed as well as possible on the recorded images: 4 GRPs on the left bank (image near-field) and 6 GRPs on the right bank (image far-field). The GRPs used are white 30×30 cm² squares with black concentric squares painted inside (Fig. 4).

3 2D-H NUMERICAL MODELLING

3.1 RUBAR20 code

RUBAR20 solves two-dimensional shallow water equations in unsteady flow conditions (equations 2, 3, 4 here below) on an irregular grid made of quadrangles and triangles. Numerical resolution is achieved by a finite volume method based on a second order Godunov-type scheme (Paquier 1995). RUBAR20 was developed by the *Cemagref* in order to simulate flooding along rivers either caused by dam failure or due to natural causes. Fudaa0.17 was used as a pre- and post-processing tool for model set-up and result visualization.

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(hu)}{\partial x} + \frac{\partial(hv)}{\partial y} = 0 \quad (2)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial(hu)}{\partial t} + \frac{\partial(hu^2 + gh^2/2)}{\partial x} + \frac{\partial(huv)}{\partial y} = -gh \frac{\partial z_b}{\partial x} \\ - gn^2 \frac{u\sqrt{u^2 + v^2}}{h^{1/3}} + \nu_{ef} \left[\frac{\partial}{\partial x} \left(h \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(h \frac{\partial u}{\partial y} \right) \right] \end{aligned} \quad (3)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial(hv)}{\partial t} + \frac{\partial(hv^2 + gh^2/2)}{\partial y} + \frac{\partial(huv)}{\partial x} = -gh \frac{\partial z_b}{\partial y} \\ - gn^2 \frac{v\sqrt{u^2 + v^2}}{h^{1/3}} + \nu_{ef} \left[\frac{\partial}{\partial x} \left(h \frac{\partial v}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(h \frac{\partial v}{\partial y} \right) \right] \end{aligned} \quad (4)$$

in which h is the water depth, u and v are velocities along x - and y -axis, z_b is the bottom level, n is Manning's roughness coefficient, g is the gravity acceleration, ν_{ef} is the effective kinematic viscosity (set as one single constant value all over the domain).

3.2 Model set up and calibration

The computational geometry (Fig. 5) was built up from different sets of topographical data. The river main channel geometry and the abandoned channel geometry were respectively interpolated from 500 m-spaced cross-sections measured in March 2004 and from 50 m-spaced cross-sections measured in 2002. The simulated river reach was chosen long enough to get a well-organized velocity field near the confluence. Both domains were meshed and connected to each other. Quadrangle sizes are quite homogeneous over the whole domain and at the very confluence cells are close to 1 m squares. The mesh was that refined in order to compare flow patterns with field data, but it induced very long computational times (74,929 cells). For the same reason, the local geometry was also refined through extra sets of points measured in the area of interest (confluence and surroundings).

A uniform Strickler coefficient of $30 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ (Manning's $n = 0.33 \text{ s}/\text{m}^{-1/3}$) was arbitrarily set over the

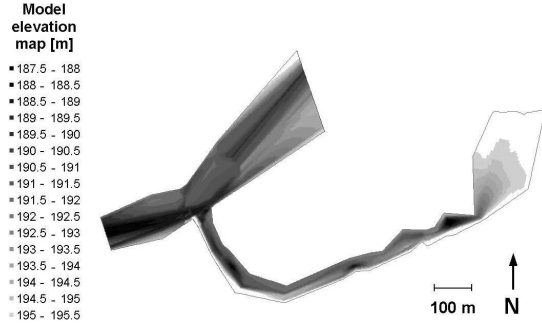


Figure 5. Geometry of the computational domain

whole domain, except for vegetalized areas where it was set equal to 20 or $10 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$. As run tests with a wide range of ν_{ef} values induced very little change in the velocity field in the area of interest, ν_{ef} was eventually kept equal to zero. A constant $200 \text{ m}^3/\text{s}$ entering discharge was uniformly distributed on the upstream wetted cells. As a downstream boundary condition, the experimental rating curve $z(Q)$ established near the confluence was imposed at the model outlet. It was later shifted down in order to calibrate water levels in the river and in the cavity: differences between computed and observed water levels eventually don't exceed 10 cm.

4 FIELD DATA PROCESSING

4.1 LS-PIV data processing

In this study, we use a PIV algorithm for large scale applications with low resolution images, developed by Fincham and Spedding (1997). It calculates the correlation between the interrogation area (IA) centered on a point a_{ij} in the first image (image A) and the IA centered at point b_{ij} in the second image (image B) recorded with a time interval of δt seconds (Fig. 6).

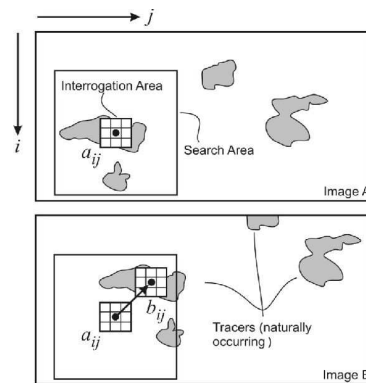


Figure 6. Principle of Particle Image Velocimetry

The correlation coefficient $R(a_{ij}, b_{ij})$ is a similarity index for the grey-scale intensity of a group of pixels contained in the two compared IAs, expressed as:

$$R_{ab} = \frac{\sum_{\substack{1 \leq i \leq M_i \\ 1 \leq j \leq M_j}} (A_{ij} - \bar{A}_{ij})(B_{ij} - \bar{B}_{ij})}{\left[\sum_{\substack{1 \leq i \leq M_i \\ 1 \leq j \leq M_j}} (A_{ij} - \bar{A}_{ij})^2 \sum_{\substack{1 \leq i \leq M_i \\ 1 \leq j \leq M_j}} (B_{ij} - \bar{B}_{ij})^2 \right]^{1/2}} \quad (5)$$

where M_i and M_j are the sizes of the interrogation areas (in pixels), and A_{ij} and B_{ij} are the distributions of the grey-level intensities in the two interrogation areas. Correlation coefficients are only computed for points b_{ij} within some search area (SA). The PIV approach assumes that the most probable displacement of the fluid from point a_{ij} during period δt is the one corresponding to the maximum correlation coefficient. Sub-pixel displacement accuracy can be reached using a parabolic fit (Forliti et al. 2000). Velocity vectors are derived from these displacements by dividing them by δt . The process is iteratively conducted for the whole image. Because of the flow recirculating pattern, no specific shapes could be given to the search area.

Due to the slight density of tracers, erroneous vectors are computed. Traditional erroneous vector correction algorithms (developed for river main channel flow, e.g. Fujita et al. (1998)) cannot be used in our experiments because of the flow complexity. Consequently a singular correction procedure has been implemented (Fig. 7): on every computed velocity field, a first filter is applied to remove spurious vectors with u or v components above a fixed threshold. Then, we compute the average of all the corrected displacement fields. Each corrected displacement field is compared with the averaged one. If the difference between a vector and the corresponding averaged vector is greater than a threshold, the vector is removed. Then a new averaged displacement field is computed, and a new comparison begins between the corrected displacement field and the averaged one. The final time-averaged velocity field is used for comparison with the model and aDcp results.

4.2 aDcp data processing

For more than 15 years, moving-vessel aDcp data have been routinely collected in rivers for river discharge measurement. But usual commercial aDcp software tools don't offer the required post-processing steps for hydrodynamical studies. Indeed, aDcp velocities post-processed by *WinRiver1.06* or *RiverSurveyor* in order to compute discharges are often difficult to compare with other field measurements or numerical modelling outputs. Consequently home-made routines were developed in *Fortran90*

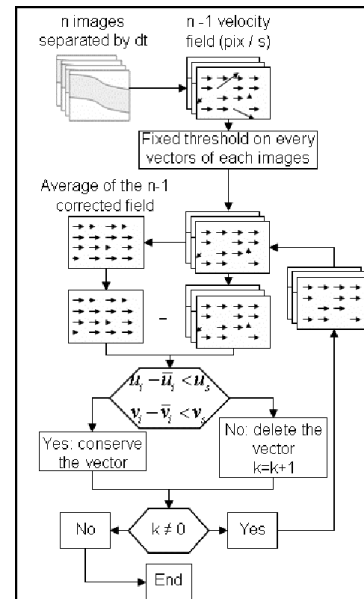


Figure 7. LS-PIV correction algorithm

to post-process ASCII data files from Teledyne RDI ADCP™ data with reasonable computational times. The need for such post-processing tools has been recognized by several authors (e.g. Dinehart and Burau (2005)).

First we present the way vertical velocity profiles were finally depth-averaged once the data had been positioned, projected, interpolated, etc. As it is potentially difficult to calibrate theoretical profiles from this recirculating flow, we chose the simplest and most direct computation way:

$$\langle u \rangle = \frac{1}{h} \sum_{i=0}^{N-1} h_i \frac{u_{i+1} + u_i}{2} \quad (6)$$

with $\langle u \rangle$ the depth-averaged velocity, $h = \sum_{i=0}^{N-1} h_i$ the water depth, h_i and u_i the heights and velocities depicted on Fig. 8 for $1 \leq i \leq N-1$. We assume that the bottom velocity is zero ($u_0 = 0$) and that velocities are constant in the upper flow layer ($u_N = u_{N-1}$).

Before this final depth-averaging step, the main problem stems from the moving-vessel deployment of the aDcp. This method allows to quickly scan large water bodies for depths, velocities and backscatter intensities. As practitioners usually do, we got several successive aDcp transects along more or less irregular vessel tracks, in order to average velocity field fluctuations. So velocity fields from different crossings are not distributed along the same horizontal segment, neither on the same regular grid. An illustration of various post-processing steps of aDcp velocity data is presented on Fig. 9. Depth-averaged post-processed

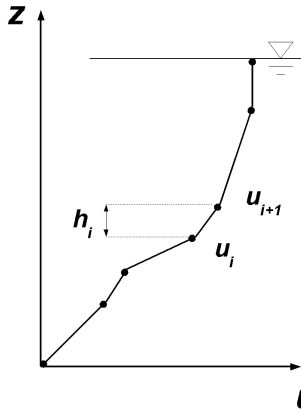


Figure 8. Depth average computation of aDcp velocities u stands for each velocity component and z for elevation above the bed

velocities from 5 successive crossings on transect T1 (campaign aDcp1) are shown.

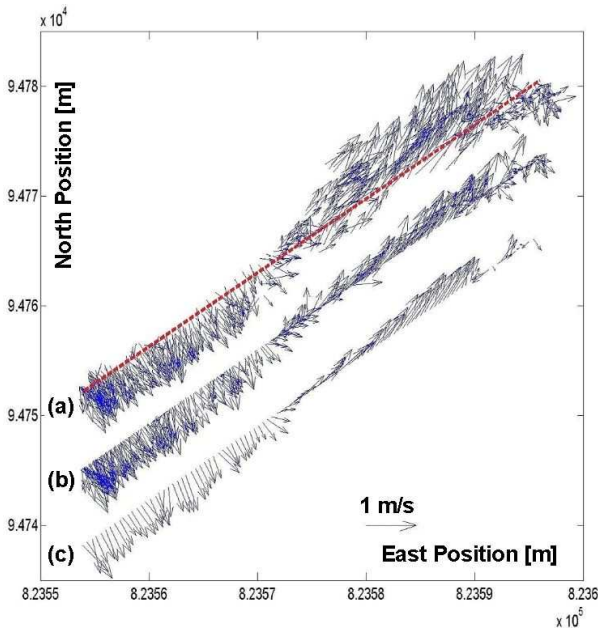


Figure 9. Depth-averaged post-processed aDcp velocities from 5 aDcp crossings of the same transect T1 (a) repositioned velocities; (b) projected velocities; (c) interpolated velocities; the reference segment (dashed line) is shifted south for (b) and (c)

First of all, all depth and velocity data had to be positioned in the same topographic reference system. As no GPS device was available to us, we measured the aDcp position by tacheometer at the beginning and the end of each crossing. As no bed

motion occurred, the aDcp bottom-tracking data were used to compute the ship track and the Earth coordinates of the velocity and depth data (a). Then two methods can provide a representative velocity field on a straight user-defined cross-section. First, these referenced data can be projected on this mean cross-section, provided they are close enough to it ((b), >1 m far data are discarded). The referenced data can also be interpolated (c) on a regular vertical grid through inverse distance weighting averaging:

$$\bar{u}(x', z) = \left(\sum_{i=1}^{N_n} \frac{1}{d_i} \right)^{-1} \cdot \sum_{i=1}^{N_n} \frac{u_i}{d_i} \quad (7)$$

with \bar{u} each of the 3 interpolated velocity components, u_i each the 3 velocity components of the N_n closest neighbouring data, d_i their distances to the interpolation grid node (x', z) .

Interpolation parameters – grid density, number of neighbouring data, search volume – must be chosen carefully to fit aDcp data spatial density. For instance, aDcp2 data were interpolated every 0.5 m in x' and 0.3 m in z from the 15 closest neighbouring data searched in a 0.6 m high and 1 m radius cylinder centered on (x', z) .

Results are quite identical from different sets of interpolation parameters provided they are realistic. Interpolated velocities appear as an efficient way of representing space- and time-averaged velocity patterns from a dense enough set of moving-vessel aDcp data. However, the zoom on Fig. 9(a) presented on Fig. 10 illustrates the limitations that arise when the velocity field is unstable and data too scarce. At the end of transect T1 indeed, a small fluctuating gyre develops inducing some disorder in the local velocity data. One can easily see that available data for interpolation (within the dashed lines) were not dense enough for a proper time and space interpolation.

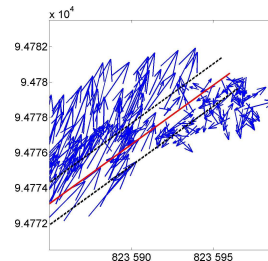


Figure 10. Close-up view of the end of transect T1

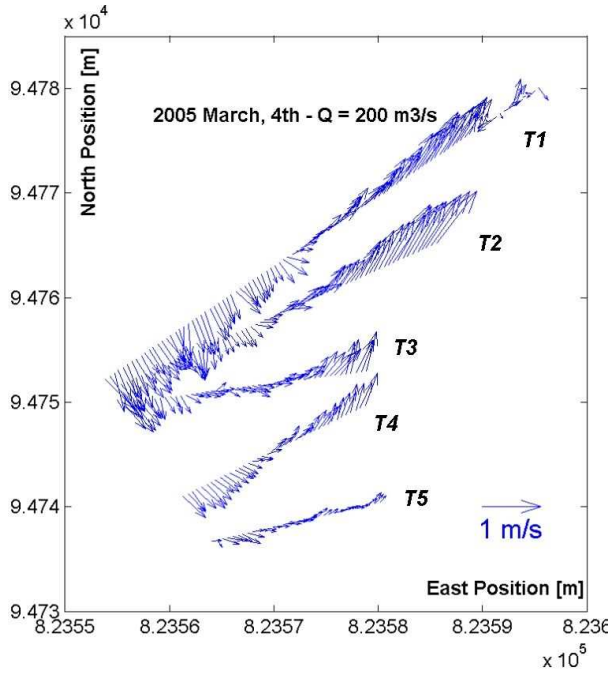


Figure 11. Depth-averaged interpolated transects T1 to T5 *aDcp1* campaign

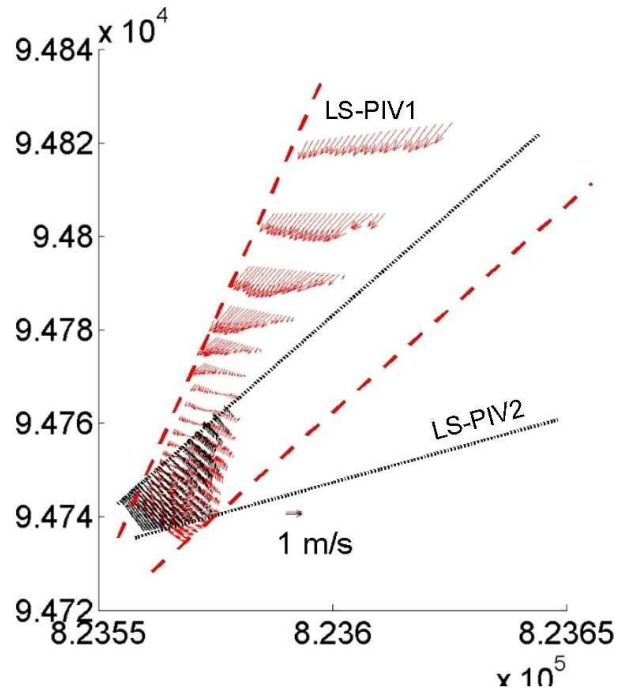


Figure 13. Mean velocity fields from LS-PIV1 (up, with a part of the river flow) and LS-PIV2 campaigns

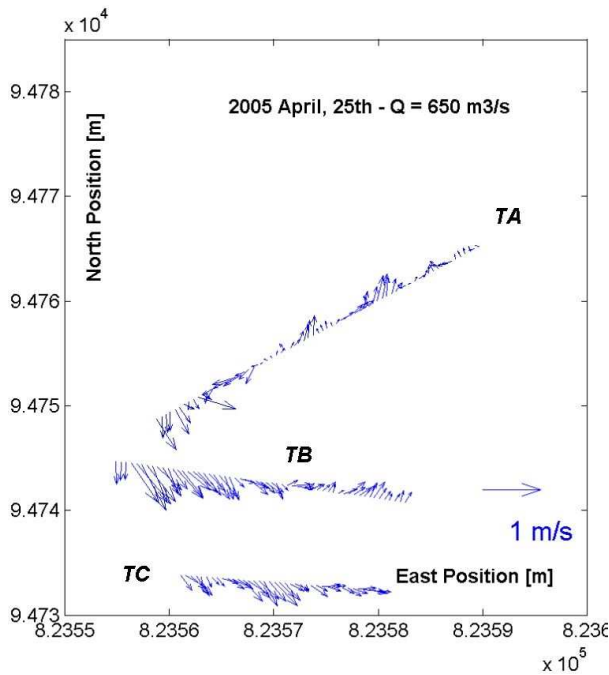


Figure 12. Depth-averaged interpolated transects TA to TC (in accordance with Fig. 3) *aDcp2* campaign

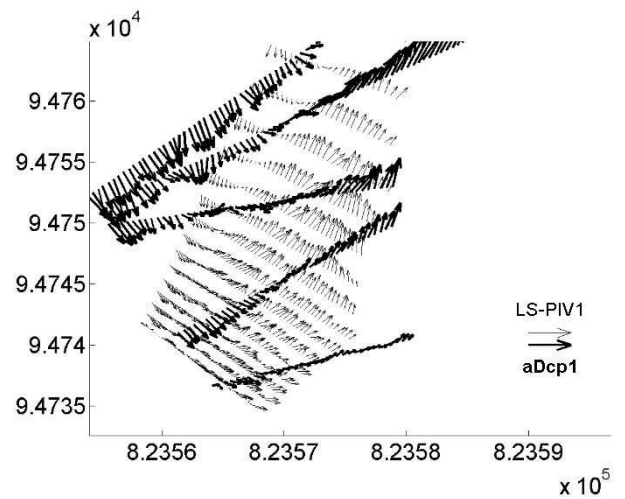


Figure 14. Comparison between *aDcp1* and LS-PIV1 data

5 COMPARATIVE ASSESSMENT OF MEAN FLOW PATTERNS

5.1 Observed flow patterns

Depth-averaged interpolated velocities from aDcp1 and aDcp2 campaigns are presented in Fig. 11 and 12. The first set of data measured during steady state conditions (200 m³/s) presents a quite “harmonious” recirculating flow pattern: velocity directions and intensities are smoothly inverted from the beginning to the end of each transect.

The velocity inflexion points are located near the centre of each transect. Discharges to the abandoned channel (not presented here) are close to zero across each transect, and there is very little mass transfer to the oxbow-lake through transect T5.

The situation is quite different during the aDcp2 campaign, performed at the end of the several hour rising limb of a 650 m³/s flood. The mean water level was 1 m higher than previously. The overall recirculating pattern is quite similar but velocities entering the oxbow-lake are much higher than outlets (transects TB and TC). Discharges (not presented here) are close to -10 m³/s which means that a part of the river diverted inflow was actively filling in the abandoned channel. The main gyre being weaker than for the previous case, transect TA shows slightly more disordered and much lower velocities than transects T1, T2, T3 and even T4. It should be noted that due to operator safety concerns, no aDcp transect could be acquired as close to the river as transect T1.

Fig. 13 gives an overview of mean velocity fields from LS-PIV1 and LS-PIV2 campaigns. Camera view angles are indicated (lines) and spurious data out of free-surface areas have been discarded. The LS-PIV1 view angle (close to that of Fig. 3) gives an interesting view on the time-averaged river velocity field coming by the side-cavity. Unfortunately, we couldn't find a view angle allowing us to record the whole area investigated by aDcp. This problem could be solved in next campaigns by using a dedicated 10 m-high observation mast.

The recirculating flow patterns from both LS-PIV campaigns are very similar to each other and agree fairly well with aDcp1 results. For instance, mean velocity fields in the side-cavity from aDcp1 and LS-PIV1 (Fig. 14) are in acceptable agreement. Both sets of data correspond to similar river discharge values and quite stationary conditions. Velocity vector inflexions do occur by the same regions and velocity intensities are reasonably similar, despite the difference of nature between depth-averaged and surface velocities.

5.2 A first comparison with 2Dh outputs

As for the comparison of experimental velocity fields, no quantitative assessment of differences between

computed and observed velocities has been achieved yet. A first example of a 200 m³/s steady-state simulation is presented in Fig. 15. Velocities lower than 7 cm/s and water depths lower than 5 cm have been filtered out. The main recirculating pattern is correctly reproduced in the side-cavity, but the small intermittent gyre (Fig. 10) can't be clearly recognized. As observed in situ, highest velocities appear close to the cavity margins, and enter the abandoned channel a little further than suggested by field measurements.

But the main problem is a severe underestimation of velocity intensities: whereas maximum velocities from aDcp1 are close to 0.8-1 m/s, simulated velocities only reach 0.3 m/s for the same event. Velocity intensities in the side-cavity showed little sensitivity to friction or effective viscosity coefficient calibration attempts. As river flow velocities don't seem to be underestimated, there may be a problem in the way momentum transfer from the main flow to the gyre is taken into account in the model. Further analysis and tests are needed to investigate more precisely what is actually occurring.

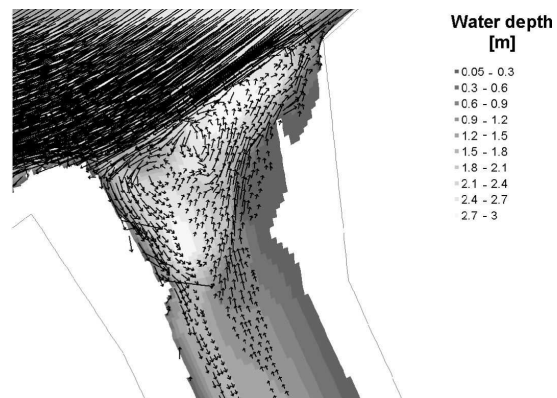


Figure 15. 2Dh modelling output - 200 m³/s

6 CONCLUSIONS

In order to study the recirculating flow that develops at the downstream mouth of an abandoned meander, aDcp and LS-PIV data were acquired and compared with 2Dh modelling outputs. Beyond positioning in the same reference system, several post-processing steps were necessary to analyse and compare the mean velocity field measurements:

- because of the recirculating pattern of the flow, dedicated corrections had to be applied to the LS-PIV surface velocity field;
- LS-PIV velocities computed each second were averaged on sequences of a few minutes;

- 3D velocity scans from aDcp transects had to be ensemble-averaged, interpolated onto a regular grid, depth-averaged.

In situ measurements suggest some differences in flow patterns according to the river discharge value and evolution. Further field observation and numerical simulation will help for the accurate understanding of flow structure according to river flow conditions. A first comparison between observed and simulated velocity fields is encouraging even if velocity intensities are significantly underestimated.

ADcp and LS-PIV methods appear to give subsidiary results: once post-processed, depth-averaged and surface velocity fields can be successfully compared. Some tools have been developed but some others are still required to make the most of such spatially-distributed instantaneous velocities. Beyond the side-cavity recirculating flow studied here, aDcp and LS-PIV survey generally appear as promising tools for the analysis of complex flow dynamics in field conditions.

7 ACKNOWLEDGEMENTS

This work was supported by the *Cemagref* and the *LTHE*. Funding was provided by Région Rhône-Alpes and Programme National de Recherche en Hydrologie (ACI ECCO PNRH). We are grateful to the Compagnie Nationale du Rhône (CNR) for providing discharge time series and to Mickaël Lagouy and Jean-Pierre Laskowski for technical support.

REFERENCES

- Adrian, R. J. (1991). Particle-imaging techniques for experimental fluid mechanics. *Annu. Rev. Fluid Mech.* 23, 261–304.
- Barua, D. K. and K. H. Rahman (1998). Some aspects of turbulent flow structure in large alluvial rivers. *Journal of Hydraulic Research* 36(2), 235–252.
- Bradley, A. A., A. Kruger, E. A. Meselhe, and M. Muste (2002). Flow measurement in streams using video imagery. *Water Resources Research* 38(12).
- Creutin, J. D., M. Muste, A. A. Bradley, S. C. Kim, and A. Kruger (2003). River gauging using PIV techniques: a proof of concept experiment on the Iowa river. *Journal of Hydrology* 277, 182–194.
- Dinehart, R. L. and J. R. Burau (2005). Averaged indicators of secondary flow in repeated acoustic Doppler current profiler crossings of bends. *Water Resources Research* 41(9), 1–18.
- Fincham, A. and G. Spedding (1997). Low cost, high resolution DPIV for measurement of turbulent fluid flow. *Experiments in Fluids* 23(6), 449–462.
- Forliti, D., P. Strykowski, and K. Debatin (2000). Bias and precision errors of digital particle image velocimetry. *Experiments in Fluids* 28(5), 436–447.
- Fujita, I., M. Hara, T. Morimoto, and T. Nakashima (1998). Visualization and PIV measurement of river surface flow. In *Proceeding of VSJ-SPIE98*.
- Fujita, I. and S. Komura (1992). On the accuracy of the correlation method. In *Proceedings of the 6th International Symposium on Flow Visualization*, pp. 858–862.
- Gordon, R. L. (1989). Acoustic measurement of river discharge. *Journal of Hydraulic Engineering* 115(7), 925–936.
- Le Coz, J., B. Chastan, F. Védie, and G. Dramais (2006). Emplois de l'aDcp en rivière : une revue de synthèse. *Submitted to La Houille Blanche*.
- Leese, J., C. Novak, and B. Clarke (1986). An automated technique for obtaining cloud motion from geosynchronous satellite data using cross correlation. *Journal of Applied Meteorology* 10, 118–132.
- Muste, M., K. Yu, J. A. Gonzalez-Castro, M. Ansar, and R. Startzman (2004a). Methodology for estimating ADCP measurement uncertainty in open-channel flows. In *World water congress 2004: critical transitions in water and environmental resources management*, Salt Lake City, Utah, USA.
- Muste, M., K. Yu, T. Pratt, and D. Abraham (2004b). Practical aspects of ADCP data use for quantification of mean river flow characteristics; Part II: fixed-vessel measurements. *Flow Measurement and Instrumentation* 15, 17–28.
- Muste, M., K. Yu, and M. Spasojevic (2004c). Practical aspects of ADCP data use for quantification of mean river flow characteristics; part I: moving-vessel measurements. *Flow Measurement and Instrumentation* 15, 1–16.
- Paquier, A. (1995). *Modélisation et simulation de la propagation de l'onde de rupture de barrage*. Ph. D. thesis, Université Jean-Monnet.
- Piégay, H., G. Bornette, A. Citterio, E. Hérouin, B. Moulin, and C. Staitotis (2000). Channel instability as a control on silting dynamics and vegetation patterns within perfluvial aquatic zones. *Hydrological processes* 14, 3011–3029.

- Roche Campo, E. (2002). Modélisation hydraulique en milieux complexes : les bras morts de l'Ain, projet de fin d'études. Technical report, Cemagref.
- Rollet, A.-J., H. Piégay, J. Lejot, A. Citterio, and S. Dufour (2005). Programme LIFE Nature - conservation des habitats créés par la dynamique de la rivière d'Ain. Technical report, UMR 5600, CNRS.
- Shields, F. D. J. (2005). River habitat quality from river velocities measured using Acoustic Doppler Current Profiler. *Environmental Management* 36(4), 565–575.
- Yorke, T. H. and K. A. Oberg (2002). Measuring river velocity and discharge with acoustic Doppler profilers. *Flow Measurement and Instrumentation* 13, 191–195.

10

Estimation de la bathymétrie à partir de mesures LSPIV

10.1 Contexte de l'étude

La mesure LSPIV donne accès à la mesure des vitesses de surface de la rivière. On peut extrapoler ces résultats pour obtenir des vitesses moyennées sur la verticale dans le but de calculer un débit par la méthode VAM (voir l'article "Real-Time Estimation of Discharges of the Iowa River Using an Image-Based Method", section 3.3).

La bathymétrie d'un canal est une information primordiale pour de nombreuses études. Pour étudier le transport sédimentaire en rivière, la surveillance de l'évolution de la morphologie du lit est nécessaire pour boucler la balance entre la quantité de matériel transporté et déposé. Il est également intéressant de connaître la bathymétrie autour de structures hydrauliques tels que les piles de pont, les épis, ou les seuils, pour quantifier leur impact sur la dynamique de la rivière. Les modèles de transport solide doivent être calibrés et validés par le biais de l'information bathymétrique de section de rivières (voir par exemple Belleudy, 2000). Pour le calcul du débit, il est nécessaire de connaître la bathymétrie d'au moins une section en travers du tronçon de rivière étudié.

La topographie des formes du fond d'une rivière est normalement obtenue par mesures directes par perches graduées, ou échosondeurs. Ces instruments, qui se doivent d'être immergés, ont les mêmes limitations que les instruments de jaugeage cités en chapitre 2. Des mesures indirectes de la topographie existent (voir la partie 3.2.1), par Ground Penetrating Radar, mais leur précision ne permet qu'une utilisation en grandes rivières ou hautes eaux.

10.2 Résumé de l'article et principaux résultats

Cette étude explore la possibilité d'estimer la bathymétrie du fond à partir de mesures LSPIV des vitesses de surface. Des expériences ont été conduites dans un canal rectangulaire de 30 *m* de long et 0.91 *m* de large au laboratoire IIHR, lors de l'été 2005. Ce canal a été équipé de formes 2D sur son fond. Plusieurs bathymétries ont été ainsi créées, les vitesses au dessus de ces structures ont été mesurées par LSPIV dans des conditions d'écoulement (hauteur et vitesse) diverses.

A partir des équations de conservation du débit et de Bernoulli, et grâce à l'utilisation d'un profil vertical de vitesse logarithmique en tous points, les formes de fond ont pu être identifiées et localisées, mais la reconstruction de leurs géométries s'est avérée très imprécise.

En utilisant des résultats d'études précédentes concernant les écoulement au-dessus de dunes, les distributions verticales de vitesses ont été déformés selon la position du fluide par rapport aux formes de fond, ce qui a conduit à des relations différentes entre les vitesses de surface et les vitesses moyennes selon la position au-dessus des formes de fond. Les nouvelles estimations de bathymétrie sont de bien meilleure précision. Les formes de fond sont bien positionnées, et leurs amplitudes sont estimées correctement.

Ce résultat est encourageant : les estimations de bathymétrie à partir de mesure indirectes de vitesses en surface sont possible. Pourtant, des limitations apparaissent :

- les formes identifiées dans cette étude sont géométriquement simples comparées aux formes de fond des rivières naturelles ;
- l'écoulement en canal rectangulaire est beaucoup plus simple qu'en rivière naturelle. Ainsi, dans notre étude, l'écoulement est unidirectionnel, et une déformation de fond engendre une accélération ou un ralentissement du courant sans divergence ou convergence importantes de celui-ci.

Ce champ de recherche nécessite plus de travail pour envisager une application en rivière, avec des écoulements complexes, très tridimensionnels, et des formes de fond accidentées.

Estimation of the bathymetry of a channel using LSPIV

Alexandre Hauet¹, Philippe Belleudy² and Marian Muste³

¹ Ph.D. Student,

Laboratoire d'étude des Transferts en Hydrologie et Environnement, BP 53,
F-38041 GRENOBLE, Cedex 09, FRANCE.

E-mail: alexandre.hauet@hmg.inpg.fr

² Professor,

Laboratoire d'étude des Transferts en Hydrologie et Environnement, BP 53,
F-38041 GRENOBLE, Cedex 09, FRANCE.

E-mail: philippe.belleudy@hmg.inpg.fr

³ Research Engineer,

IIHR-Hydrosience & Engineering, The University of Iowa, Iowa City, Iowa
52242, USA.

E-mail: marian-muste@uiowa.edu

1 Motivations for the study

Monitoring the evolution of the morphology of the bottom of the channel is key information for assessment of stream sediment transport by allowing to close the balance between the quantity of material transported and deposited by the river. Monitoring local bed form evolution in the vicinity of hydraulic structures, such as dam, bridge scours or groins allows to evaluate their detrimental or beneficial effect in comparison with the reference condition. Additional monitoring needs are associated with calibration and validation of sediment transport models. Conventionally, this information is obtained by direct measurements, from a boat, with intrusive or non-intrusive measurement techniques. These methods are time consuming, labour intensive, expensive, and for extrem flows are also dangerous.

Large Scale Particle Image Velocimetry (LSPIV) is an image-based method conventionally used to measure instantaneous 2D free-surface velocity fields for rivers as wide as 100m. LSPIV has been used for discharge estimation (Fujita, 1994, Creutin *et al.*, 2003, Hauet *et al.*, 2005) and for evaluation of flow patterns near hydraulic structures (Dermisis et Papanicolaou, 2005 or Le Coz *et al.*, 2006). Previous studies showed that there is a direct relation between bed topography and free-surface velocities distribution (see for instance Muste et Polatel, 2003), and that this information can be used to estimate changes in bed topography of simple geometry (Muste *et al.*, 2000). This study investigates the capabilities of LSPIV measurements to detect the presence of more complex bed form geometry. For this purpose, laboratory experiments were conducted in an open channel flow fitted with combinations of 2D bed forms. Using the free-surface velocities obtained with LSPIV in conjunction with Bernoulli's equation and discharge conservation equation, the bed form is indirectly estimated.

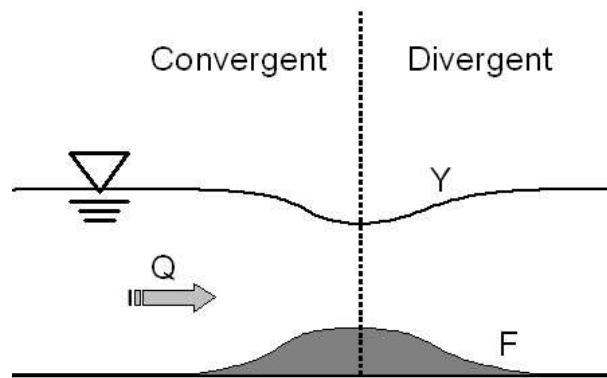
2 Analytical background

Flow discharge in a cross section of a channel can be expressed as (Graf, 1993):

$$Q = b \cdot (Y - F) \cdot V_m \quad (1)$$

where Q is the channel discharge, b is the width of the channel, Y is the elevation of the water free surface, F is the elevation of the channel bottom, and V_m is the depth-averaged velocity (see Figure1). The continuity equa-

Figure 1: Water depth variation for flow over a bump.



tion applied between two consecutive cross-sections (i and $i + 1$) we can be written as:

$$b(i) \cdot (Y(i) - F(i)) \cdot V_m(i) = b(i + 1) \cdot (Y(i + 1) - F(i + 1)) \cdot V_m(i + 1) \quad (2)$$

For a rectangular channel, b is the same at i and $i + 1$, hence an expression for bed elevation can be obtained:

$$F(i + 1) = Y(i + 1) - \frac{V_m(i)}{V_m(i + 1)} \cdot [Y(i) - F(i)] \quad (3)$$

If the flow passes over a local bed deformation, such as the constriction shows in Figure 1, the elevation of the free surface, Y , along a streamline can

be described by Bernoulli's equation as:

$$Y(i+1) + \frac{V_m(i+1)^2}{2g} = Y(i) + \frac{V_m(i)^2}{2g} + \alpha \{ [V_m(i+1) - V_m(i)]^2 \} \quad (4)$$

where α is a coefficient of local head loss, different for convergent and divergent bed deformation. Combining Eq.3 and Eq.4 leads to an iterative equation that allows the estimation of the bed topography at successive locations $(i+1)$ downstream the cross-section (i) , if the free surface elevations and the depth-averaged velocities are known.

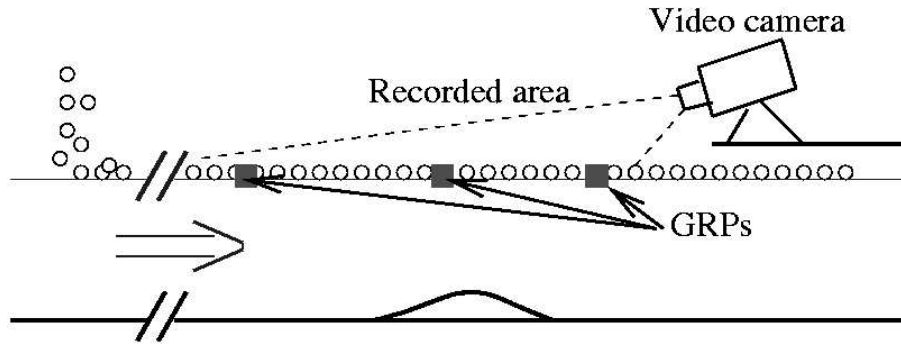
The depth-averaged velocity can be obtained from the free-surface by assuming a log- or a power-law for vertical velocity distribution. Based on previous field and laboratory measurements with LSPIV, a conversion coefficient of 0.85 was found acceptable for flow over flat beds (Creutin *et al.*, 2003).

3 Proof of concept

The experiments were conducted in a 30m long, 0.91m wide and 0.45m deep flume at IIHR-Hydroscience & Engineering. Two water depths, 0.254 and 0.3048 m, and four bulk velocities, 0.14, 0.17, 0.25 and 0.32 ms^{-1} were used during the experiments.

Images were recorded using a commercially available video camera with a resolution of 720x480, pointing upstream to the test area. The camera resolution was 720 x 480 pixels. Illumination was provided by 4 halogen lamps. White polystyrene beads were used to trace the flow. The seeding of the flow was made sufficiently far upstream to let the particles clump together (due to electrostatic forces) before entering the test section. This precaution was needed to avoid tracer movement in the test section that is not related to tracing of the underlying flow. Six ground reference points were positioned near the free surface to provide the needed information for scaling and correcting the geometrical distortion embedded in the raw images. A sketch of experimental arrangement with one concave deformation (bump) is illustrated in Figure 2.

Figure 2: Experimental setting, showing the channel, the tracers, the bump, the reference points and the video camera.



More complex bed form arrangements were obtained by combining two bumps of different geometries. The geometrical characteristics of the elemental bumps used in the experiments are provided in Table 1.

Table 1:

Bump	Length (m)	Height at crest (m)
Small bump	0.457	0.0921
Big bump	0.699	0.14

Five bed configurations were constructed using the two elemental bumps:

- small bump set alone;
- big bump set alone;
- small and big bumps spaced at three different distances.

Overall, taking into account the depth and velocities used in the experiments, 20 different measurement situations were created, as specified in Table 2.

Table 2:

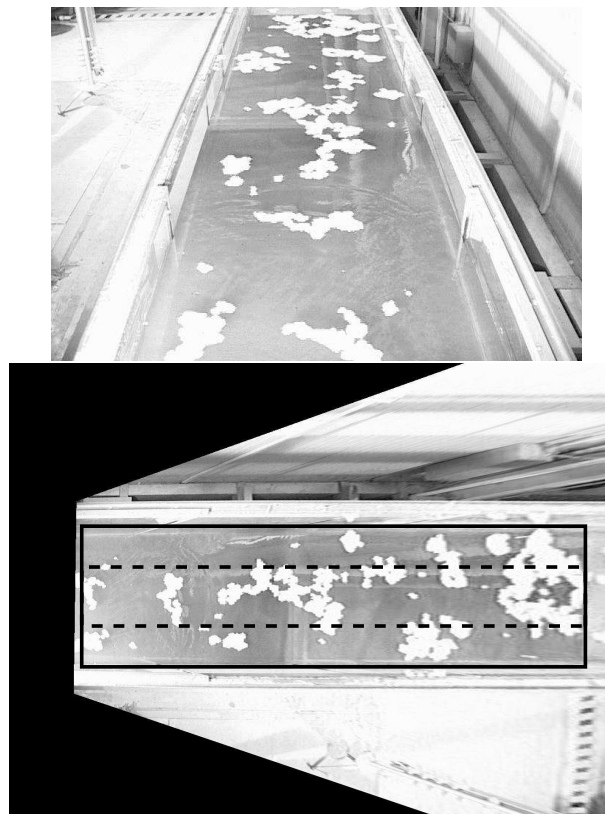
Case	Water depth (m)	Bulk velocity (m/s)	Small bump	Big bump	Distance between bumps (m)
1B_SB_D1_P20	0.254	0.17	Yes	No	
1B_SB_D1_P35	0.254	0.32	Yes	No	
1B_SB_D2_P20	0.3048	0.14	Yes	No	
1B_SB_D2_P35	0.3048	0.25	Yes	No	
1B_BB_D1_P20	0.254	0.17	No	Yes	
1B_BB_D1_P35	0.254	0.32	No	Yes	
1B_BB_D2_P20	0.3048	0.14	No	Yes	
1B_BB_D2_P35	0.3048	0.25	No	Yes	
2B_C1_D1_P20	0.254	0.17	Yes	Yes	1.2
2B_C1_D1_P35	0.254	0.32	Yes	Yes	1.2
2B_C1_D2_P20	0.3048	0.14	Yes	Yes	1.2
2B_C1_D2_P35	0.3048	0.25	Yes	Yes	1.2
2B_C2_D1_P20	0.254	0.17	Yes	Yes	1.6
2B_C2_D1_P35	0.254	0.32	Yes	Yes	1.6
2B_C2_D2_P20	0.3048	0.14	Yes	Yes	1.6
2B_C2_D2_P35	0.3048	0.25	Yes	Yes	1.6
2B_C3_D1_P20	0.254	0.17	Yes	Yes	0.8
2B_C3_D1_P35	0.254	0.32	Yes	Yes	0.8
2B_C3_D2_P20	0.3048	0.14	Yes	Yes	0.8
2B_C3_D2_P35	0.3048	0.25	Yes	Yes	0.8

4 Preliminary results

4.1 Free-surface velocity distributions

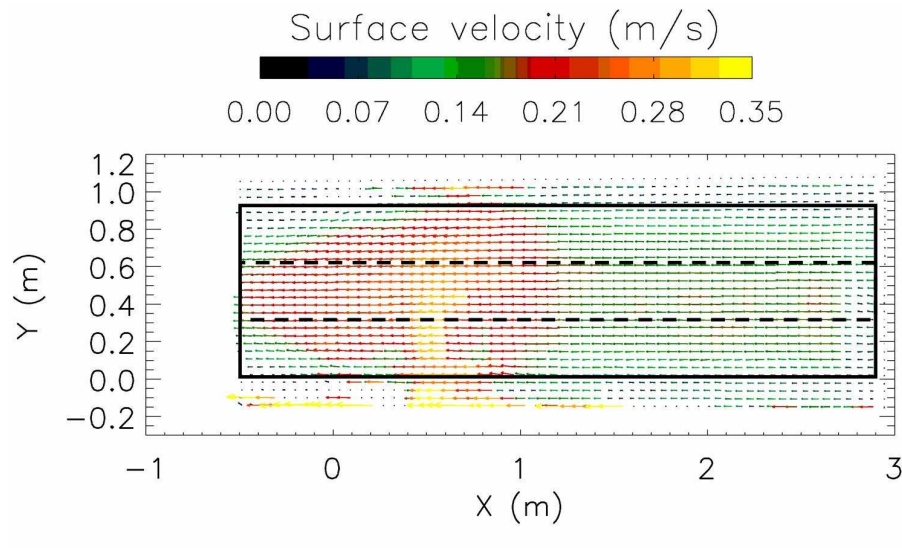
Free-surface velocities were measured for the 20 experimental cases. Images were orthorectified, as illustrated in Figure 3, using the 8-parameters transformation developed by Fujita *et al.* (1998).

Figure 3: Video frames of the flume during the experiments: original image (a) and undistorted, reconstructed image (b). The flumes walls (solid line) and the bathymetry computational area (dash line) are indicated.



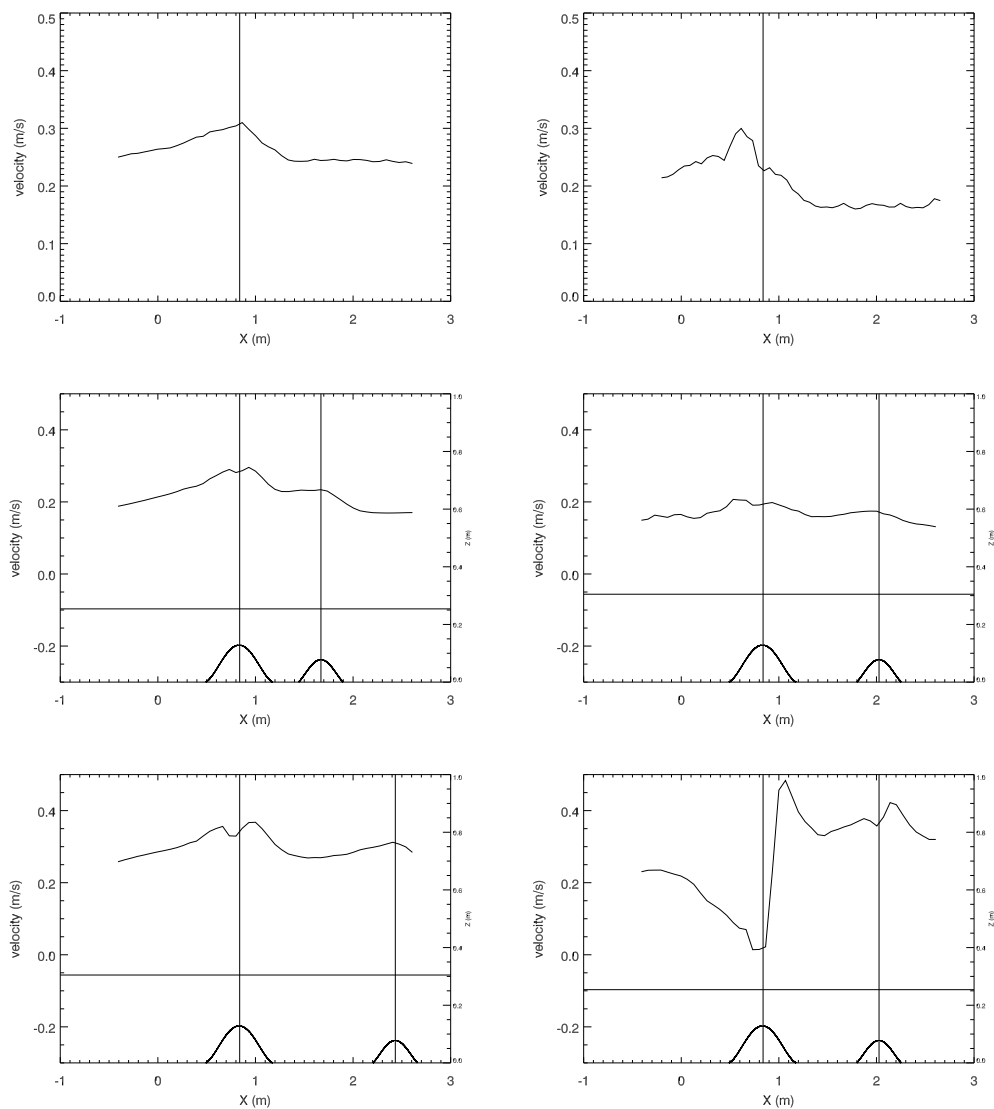
We used a conventional PIV algorithm for low resolution images (see Fincham et Spedding, 1997) to compute the surface velocity fields from image pairs. Figure 4 illustrates a sample of time averaged surface velocity distribution for the case 1B_BB_D10_P20 (see Table 2).

Figure 4: LSPIV velocity field for the 1B_BB_D10_P20 case. The limit of the channel (solid line) and the bathymetry computational area (dash line) are shown.



The accuracy of the measured velocities in the near-wall channel area is lower than in the central part of the flume because of the particles sticking to the flume walls. To avoid this effect, bathymetry estimation was computed only in the area around the flume centerline, as illustrated in Figures 3 and 4. The computational grid contains 60 cross sections, each containing 5 LSPIV velocity measurements. Those 5 velocities were averaged to decrease the measurement uncertainty. This processing protocol was used for the analysis of all flow cases. Figure 5 shows the free-surface velocity distribution along the flume centerline for 6 cases, where the flow acceleration was high. For the high bump cases with shallow and high velocity flow (cases 1B_BB_D10_P35, 2B_C1_D10_P35, 2B_C2_D10_P35 and 2B_C3_D10_P35), a hydraulic jump was observed. This jump created a static wave, where the tracers were trapped (see Figure 5(f)). Given these considerations, the cases listed above are not further analysed to estimate the bed geometry.

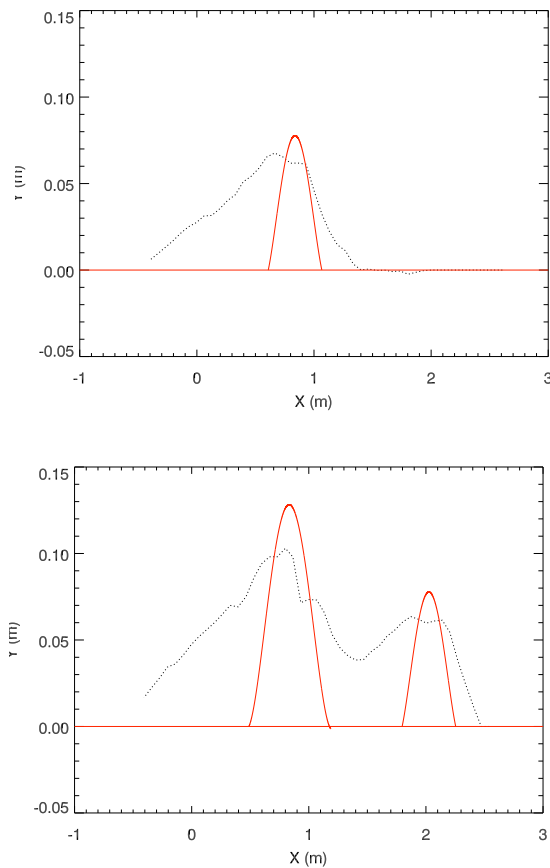
Figure 5: Free-surface velocity distributions along the flume centerline. From top to bottom and left to right: cases (a): 1B_SB_D12_P35; (b): 1B_BB_D10_P20; (c): 2B_C3_D10_P20; (d): 2B_C1_D12_P20; (e): 2B_C2_D12_P35 and (f) 2B_C1_D10_P35. A hydraulic jump is observed for the last case.



4.2 Bed form geometry estimates

The bathymetry estimation is obtained using equations 3 and 4, with the ratio of 0.85 for relating the depth-averaged velocity to the LSPIV surface velocity. The value of the head loss coefficient was chosen as 0 for the convex bed deformation, i.e. flow accelerating over a bump, and 1 for the concave bed deformation, i.e. flow decelerating between bumps. Figure 6 shows estimates of the bed form geometry for selected one bump and two bump experimental cases (1B_SB_D10_P20 and 2B_C1_D12_P20).

Figure 6: Preliminary estimation of the bathymetry using the LSPIV velocity measurements of the free-surface (black dashed line) compared with the actual bathymetry of the channel (red solid line).



The visual inspection of the actual and estimated bed deformations shown in Figure 6 reveals that the bed forms are identified for both cases but with poor accuracy. As can be observed, the critical areas coincide with the location of the crests and lees. These observations are common for all the analysed cases. The poor bed form reconstruction is most likely related to the use of inappropriate coefficients in equations 3 and 4, situation that requests further evaluation.

5 Optimised results

Among the coefficient involved in the bed elevation estimation, the use of a 0.85 coefficient for relating free-surface to depth-averaged is the most probable cause for the poor estimation of the bed forms in the highly non-uniform flow areas. The 0.85 index was estimated for uniform flow over flat bed. However, the vertical velocity distribution over the bed deformation changes drastically. Polatel (2003) documented the change in the vertical distribution of velocity through laboratory experiments using LDV measurements. A sample from those measurements are reproduced in Figure 7(a) for illustration purposes.

Best et Kostaschuk (2002) demonstrates that low-angle dune causes deceleration in the lower lee and development of an intermittent layer of shear at the interface with the higher velocity flow above. This layer induces macro-turbulence patterns above the lee. In order to optimise the bed geometry estimates, a crude approach is considered herein that assumes three different index velocities for distinct areas of the bump (flat, stoss, crest, lee, and trough), as illustrated in Table 3 and 7(b).

Using the indexes defined by Best et Kostaschuk (2002) for the depth-averaged velocities, the bathymetry was estimated for the 16 selected cases. Results obtained using the above considerations for one and two bumps cases are shown in Figure 8.

It is obvious that the bathymetry estimation is considerably improved. Both the shape and the elevation of the bumps are well reconstituted, for all the cases, even for the 2B_C3 cases where the bumps are very close to each

Figure 7: Changes of the shape of the vertical velocity distribution for various locations over a low-angle bump. (a) LDV measurements by Polatel (2003) and (b) the model used in this study.

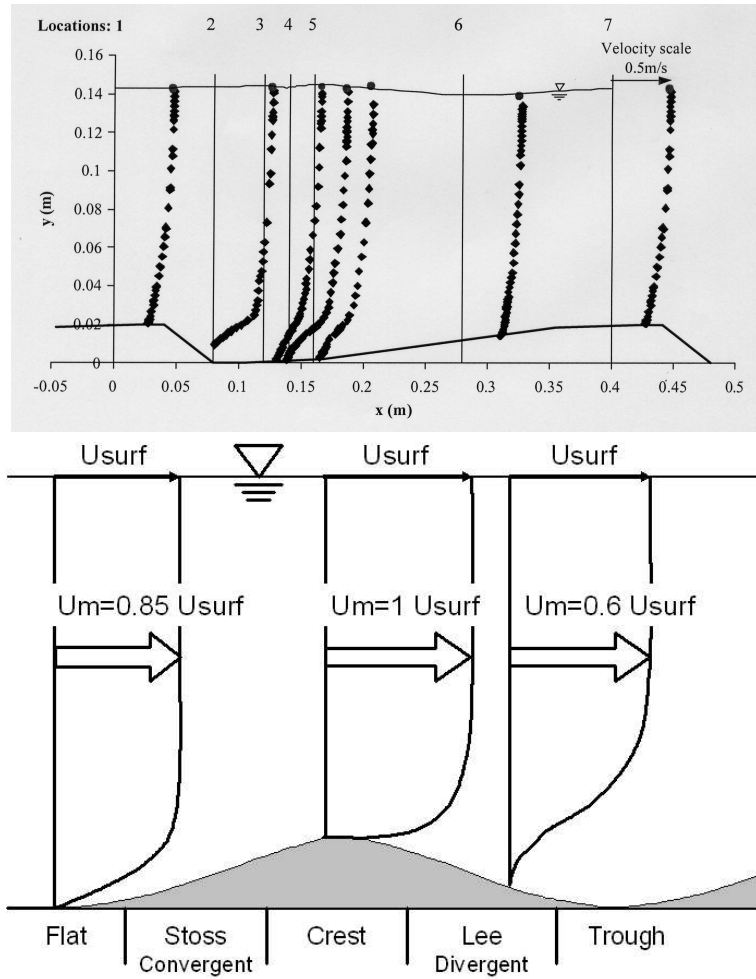
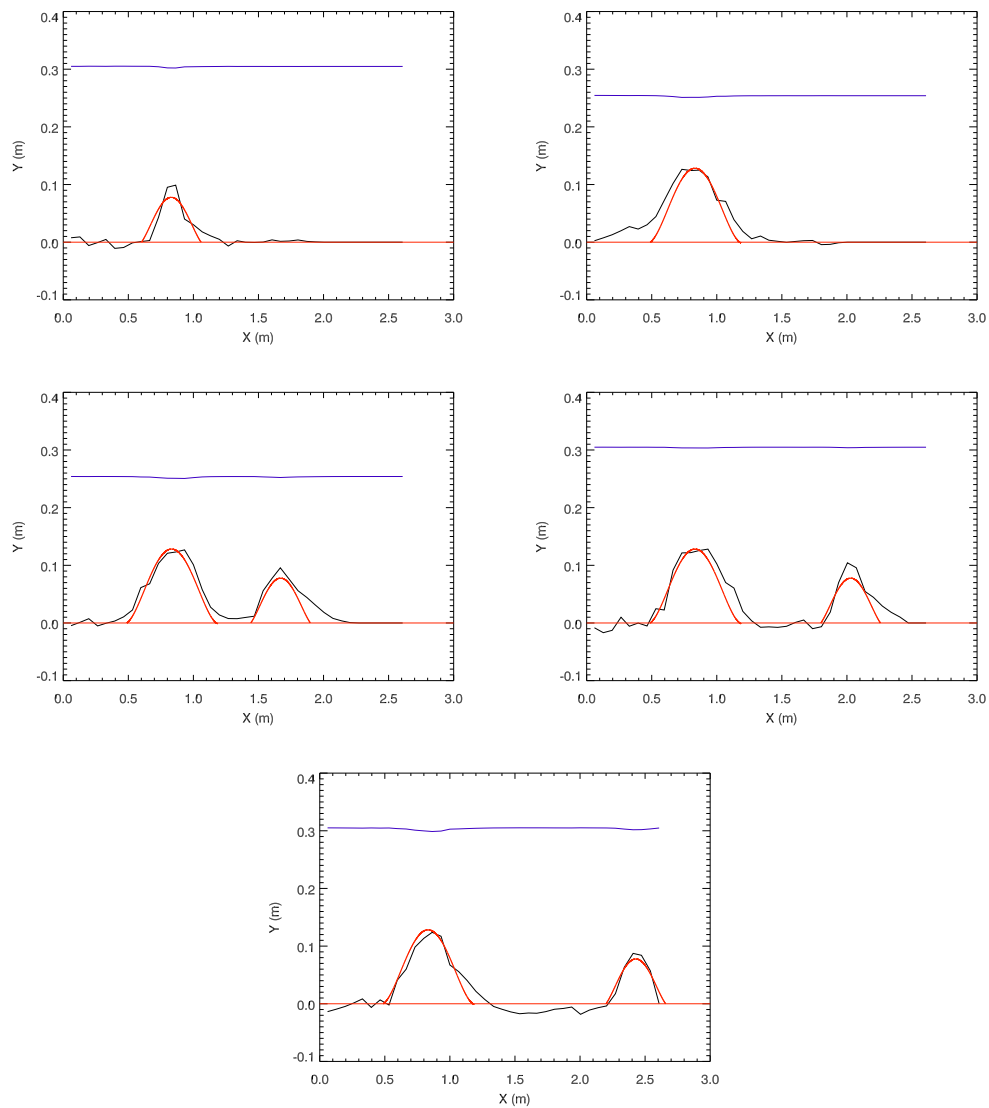


Table 3:

Bed form	Area	Velocity index
Flat bed	Flat	0.85
Dunes	Stoss	0.85
	Crest	1
	Lee	0.6
	Trough	0.85

Figure 8: Optimised bedforms estimations using LSPIV measurements of the free-surface (black solid line) compared with the actual channel bathymetry (red solid line). From top to bottom and left to right: cases (a): 1B_SB_D12_P35; (b): 1B_BB_D10_P20; (c): 2B_C3_D10_P20; (d): 2B_C1_D12_P20; and (e): 2B_C2_D12_P35. The elevation of the free surface is also represented (blue line).



other.

6 Conclusions

This paper describes capability of LSPIV measurements to estimate bed forms of simple and complex configurations. for bed bathymetry estimation. A two step strategy analysis applied to LSPIV free-surface velocity measurements was used for improving the bed elevation estimation. The first step uses the Bernoulli's and continuity equations. The method is able to roughly locate the position of the bed deformations and their shapes. The second analysis step was introduced based on observations made in previous studies regarding the flow non-uniformity over bedforms. Three velocity indexes relating LSPIV surface velocities and depth-averaged velocities, depending on the bed deformation shape identified in the first step (flat bed, crest, or lee) were used. The bed deformation estimates obtained with the optimized method are very consistent with the real bed deformation shapes. The results are encouraging, but the application of this method for bed deformation estimation in natural rivers is not straightforward at this time. Indeed, the question of which index to choose for relating free-surface and depth-averaged velocity would be very difficult for complex bed bathymetry, hence it requires further exploration. Overall, the method on non-intrusive and remotely estimating changes in bed topography will represent a major improvement for field investigation of riverine environments.

7 Acknowledgment

The authors would like to thank Mr. Youngsung Kim, IIHR-Hydroscience & Engineering, for his help during the experiments.

References

- Best, J. and Kostaschuk, R.** (2002). An experimental study of turbulent flow over low-angle dune. *Journal of Geophysical Research* 107(C9).
- Creutin, J. D., Muste, M., Bradley, A. A., Kim, S. C. and Kruger, A.** (2003). River Gauging using PIV technique: Proof of concept experiment on the Iowa River. *Journal of Hydrology*.
- Dermisis, D. C. and Papanicolaou, A. N.** (2005, May). Determining the 2-D Surface Velocity Field around Hydraulic Structures with the Use of a Large Scale Particle Image Velocimetry (LSPIV) Technique. In *World Water and Environmental Resources Congress 2005*, Anchorage, Alaska, USA.
- Fincham, A. M. and Spedding, G. R.** (1997). Low cost, high resolution DPIV for measurement of turbulent fluid flow. *Experiments in Fluids* **23**, pp. 449–462.
- Fujita, I.** (1994). Surface Flow Measurement of Flood by Image Correlation. In *Third Asian Symposium on Visualization*, pp. 669–674.
- Fujita, I., Hara, M., Morimoto, T. and Nakashima, T.** (1998, December). Visualization and PIV Measurement of River Surface Flow. In *Proceeding of VSJ-SPIE98*.
- Graf, W.** (1993). *Hydraulique Fluviale, Tome 1. Ecoulement uniforme et non uniforme*, Volume 16. Traité de Génie Civil de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.
- Hauet, A., Kruger, A., Krajewski, W., Bradley, A., Muste, M., Creutin, J. D. and Wilson, M.** (2005). Real-Time Estimation of Discharges of the Iowa River Using an Image-Based Method. *submitted to Journal of Hydrologic Engineering*.
- Le Coz, J., Hauet, A., Védie, F., Dramais, G., Chastan, B. and Paquier, A.** (2006). Recirculating flow assessment from aDcp, LS-PIV and 2Dh modelling. In *River Flow 2006*.

Conclusion de la partie

Le potentiel des données que l'on peut acquérir par mesure LSPIV est vaste. A mon avis, l'utilisation de l'information de base fournie par cette technique, le champ 2D de vitesses instantanées de surface, n'est pas assez utilisée par la communauté scientifique, alors que de nombreuses applications sont possibles.

La quatrième partie de ce manuscrit diffère sensiblement des parties précédentes puisqu'elle traite d'utilisations originales de la technique que j'ai mises en place en collaboration avec des laboratoires extérieurs.

Le chapitre 8 présente une unité mobile de LSPIV (**M**obile **L**arge **S**cale **P**article **I**mage **V**elocimetry (MLSPIV)), c'est à dire un système de mesure motorisé permettant un déplacement rapide et donc une acquisition de données en de nombreux lieux en un temps court (Kim *et al.*, 2006). Mon travail a consisté en la conceptualisation et la réalisation technique de l'appareil d'une part, en le développement du logiciel LSPIV embarqué d'autre part, et enfin en le test de l'unité MLSPIV. Les résultats que nous avons obtenus pour l'instant avec cet outil sont très satisfaisant puisque :

- au niveau technique, l'appareil fonctionne très bien, même en conditions météorologiques difficiles. Les mesures sont réalisées en toute sécurité. Le logiciel LSPIV fonctionne également parfaitement bien. Ce point est important car le concept d'unité mobile a représenté un réel défi technologique, sur lequel les techniciens d'IIHR ont travaillé plusieurs années (recherche de matériaux et câbles résistants, légers, conceptualisation d'un appareillage facile à utiliser, etc.) ;
- au niveau de la qualité des mesures réalisées lors des essais, les mesures de vitesses et les estimations de débits obtenues sont de bonne qualité, en comparaison avec des mesures réalisées en même temps avec un appareillage traditionnel.

Le potentiel de cette unité MLSPIV est important. Sa capacité à mesurer des débits en différents points d'un bassin-versant pendant un épisode de crue va permettre une meilleure compréhension de la dynamique de celle-ci, et donnera au modélisateur des données de calage essentielles.

Le chapitre 9 traite de la comparaison entre la modélisation et des mesures LSPIV en écoulements complexes (Le Coz *et al.*, 2006). La zone d'étude est un courant de recirculation gyroscopique du à une connection aval entre l'Ain et un de ses bras mort (une lône). Cette étude a été réalisée dans le cadre de la thèse de J. Le Coz, du CEMAGREF de Lyon. Deux campagnes de mesures LSPIV ont été menées, ainsi que des campagnes de mesures par ADCP. Le logiciel RUBAR20 a été utilisé pour modéliser le champ de vitesses moyennes. Les conclusions de l'étude sont :

- les mesures LSPIV ont bien captées le courant de recirculation, malgré la position non-optimale de la caméra que le site de mesure nous a obligé à prendre (angle de site très important). Les vitesses LSPIV sont en bonne adéquation avec les vitesses ADCP réalisées sur plusieurs sections transversales de la lône ;
- la modélisation a été capable de reproduire qualitativement le mouvement gyroscopique. Malheureusement, les magnitudes des vitesses modélisées sont bien inférieures à celles données par les mesures LSPIV et ADCP.

La LSPIV a donc un bon potentiel pour vérifier ou caler des modèles hydrauliques complexes (2D ou 3D). Cette étude avec le CEMAGREF est toujours en cours, et une nouvelle série de mesure a été réalisée récemment. Leur analyse est en cours.

Suite à cette collaboration fructueuse, j'ai également travaillé avec M. Jodeau, de la même équipe du CEMAGREF, pour une étude concernant l'effet des endiguements et des lits composés sur l'évolution de l'espace de liberté des cours d'eau. Nous avons suivi par LSPIV la chasse des barrages de l'Arc au niveau de Saint Martin la Porte (Savoie). Le débit est passé, en l'espace de 6 heures de 10 à 150 m^3s^{-1} , et nous avons enregistré en 4 sites différents l'évolution des vitesses et trajectoires des écoulements, avec comme but de pouvoir caler le modèle de transport sédimentaire développé par M. Jodeau avec ces mesures. Il a fallu, pour cette expérience, développer un matériel adapté à l'ensemencement, puisque les traceurs naturels n'étaient pas suffisants, d'une zone sans pont dont les vitesses de surfaces ont évoluées de quelques dizaines de centimètres par seconde à quatre mètres par seconde (voir figure 10.1). Cette étude étant encore en cours, elle n'est pas présentée dans ce manuscrit.



FIG. 10.1: Système de tyrolienne pour déposer des traceurs artificiels (chips de maïs) sur toute la surface de la rivière. Photo : P. Belleudy.

Le chapitre 10 concerne la possibilité d'estimer la bathymétrie d'un canal à partir des mesures LSPIV de vitesses de surface. J'ai réalisé des mesures en canal de laboratoire (à l'IIHR) en testant différentes géométries de fond, et différentes conditions d'écoulement. A partir des équations de

conservation du débit et de Bernoulli, et en utilisant des distributions verticales de vitesses tirées de la littérature, on a pu reconstituer de manière précise les formes du fond du canal. Le but final de cette recherche est de pouvoir se passer d'autres instruments qu'une caméra pour l'estimation du débit en un site donné. En effet, si les vitesses de surface sont obtenues par PIV, si on utilise le système optique de Fourquet (2005) pour avoir la hauteur d'eau, et que la bathymétrie peut être obtenue par analyse du champ de vitesse en surface, on peut estimer un débit. Bien que les résultats de cette étude soient encourageants, des limitations subsistent. Elles concernent d'une part les formes de fond identifiées, beaucoup plus simple que la géométrie des chenaux naturels, mais surtout les distributions verticales de vitesse utilisées qui sont complexes et variées en écoulements turbulents naturels.

Ces trois études réalisées en collaboration m'ont permis de constater l'enthousiasme de la communauté hydrologue pour les mesures LSPIV.

Conclusions générales et perspectives

Conclusion générale

Première partie : du besoin de moderniser la métrologie

Il apparaît clairement que les besoins en mesures exprimés par les hydrologues et les hydrauliciens dépassent les capacités de l'hydrométrie opérationnelle classique. L'appareillage utilisé pour estimer le débit des rivières (moulinet, saumon, ADCP, dilution, etc...) donne des mesures précises en des conditions limitées n'incluant pas les événements extrêmes que sont les crues et les étiages. De plus les procédures de mise en oeuvre de ces mesures sont lourdes et chères. Il en résulte que peu de sites possèdent une courbe de tarage et que, pour les sites jaugés, la courbe de tarage est calée sur une courte gamme de débit et souvent entachée d'erreur. Il en résulte également que les échelles spatiales et temporelles de ces mesures intrusives (où l'instrument doit être en contact avec l'eau de la rivière) ne sont pas en adéquation avec les échelles dont les modélisateurs ont besoin pour caler leurs modèles hydrologiques (besoin de mesures de débits fortement spatialisées, en différent point d'un bassin versant pendant le même épisode de crue) ou leurs modèles hydrauliques (besoins de champ de vitesse pour les modèles 2D, 3D ou de transport solide).

Les seules techniques permettant de répondre aux besoins cités ci-dessus sont les mesures non-intrusives. L'instrument pouvant être placé loin de la rivière, il est protégé des aléas. Les instruments non-intrusifs permettent d'obtenir la bathymétrie et la hauteur d'eau d'une section de rivière (par GPR, ultrason, distancemètre optique ou par analyse d'images) ainsi que les vitesses de surface (par effet Doppler mesuré par Lidar ou Radar, ou par analyse d'images). En tout cas, les mesures non-intrusives ne permettent de mesurer que les vitesses en surface, ou sub-surface des écoulements.

Deuxième partie : du potentiel de la LSPIV pour l'estimation des débits des rivières

J'ai choisi de m'intéresser à la mesure de vitesses de surface par analyse d'images car c'est une méthode peu onéreuse, mettant en oeuvre un matériel léger et facilement utilisable. Les mesures de vitesses de fluides par analyse d'image sont classiques en laboratoire, pour de petites échelles, et ce depuis environ vingt ans. La méthode est connue sous le nom de **P**article **I**mage **V**elocimetry (PIV). Plus récemment, la PIV a été appliqué à des objets de grandes échelles, et particulièrement aux rivières, sous le terme **L**arge **S**cale **P**article **I**mage **V**elocimetry (LSPIV). Ces applications ont été fructueuses pour une large gamme de débit (de quelques dixièmes à plus de mille mètres cubes par seconde), mais réalisées de manière ponctuelles et en conditions d'illumination et d'ensemencement bonnes à idéales.

Je me suis demandé si la technique LSPIV serait capable de fournir de manière continue, et en temps réel, des estimations de débit d'un site donné. Ainsi a été mis en place un système de mesure LSPIV sur les berges de la rivière Iowa comprenant une caméra placée en haut d'un immeuble (angle de site d'environ 60°) qui enregistre automatiquement une paire d'image toutes les deux minutes, et qui les envoie vers un ordinateur où l'identification du déplacement de l'écume flottant à la surface libre, l'orthorectification des déplacements et le débit sont calculés. Les images enregistrées, les estimations de débit ainsi que des informations météorologiques du moment de la prise de vue sont conservées et stockées dans une base de données.

L'analyse de 23 mois de fonctionnement du système a permis de voir que les estimations LSPIV de débit (plus de 250 000 estimations de débit instantané soit plus de 8000 estimations moyennées au pas de temps horaire) sont en bonne adéquation avec les estimations données par la courbe de tarage USGS du site, ainsi qu'avec les mesures intrusives réalisées au moulinet par l'USGS depuis 1984. Le système s'est également montré robuste, ne subissant que peu de périodes d'arrêt.

Troisième partie : de la variabilité des estimations de débit par LSPIV

Les estimations de débit par LSPIV sont bonnes, mais ont une dispersion forte. La question qui se pose est : quelles sont les sources d'erreur affectant la mesure LSPIV qui perturbent l'estimation finale de débit ?

L'étude de la base de données du système de mesure d'Iowa City a permis d'identifier six catégories de sources d'erreurs : l'illumination, l'ensemencement, l'enregistrement des images, l'orthorectification, l'analyse PIV et le calcul de débit. Chacune de ces sources comporte plusieurs composantes.

Parmi ces sources d'erreur, j'ai voulu analyser plus en détail celles étant responsables de la variabilité temporelle des estimations du débit dans le système temps réel d'Iowa City, c'est à dire l'effet de l'illumination, de la densité de traceurs et du vent. J'ai constaté que, alors que l'illumination globale perturbe peu les estimations de débits, les non uniformités locales d'illumination (reflet lumineux et ombres), le vent et la densité de traceurs affectent de manière forte l'analyse statistique des déplacements, et donc l'estimation de débit en résultant. J'ai donc développé un algorithme permettant la détection automatique des reflets, des ombres et de la densité de traceurs sur les images du système LSPIV d'Iowa City.

Afin de valider la technique LSPIV de manière plus théorique, j'ai développé un simulateur numérique de la mesure. Le simulateur modélise les éléments constituant une mesure LSPIV et les incertitudes associées. Il s'est montré capable de reproduire de manière correcte la variabilité des mesures LSPIV de terrain. Il a également servi à tester différents scénarios de mesures. L'angle de site de la caméra a été identifié comme étant un paramètre essentiel de la bonne qualité des mesures LSPIV.

Selon les conditions expérimentales, la mesure LSPIV peut être entachée de plus d'erreur qu'une mesure classique de type moulinet. Mais sa capacité à mesurer rapidement permet de

pouvoir collecter un échantillon important de mesure et de réduire l'incertitude en moyennant cet échantillon.

Quatrième partie : du potentiel de la LSPIV pour des applications hydrauliques diverses

Un des avantages de la technique LSPIV dont il faut tirer profit est sa facilité de mise en oeuvre qui donne la possibilité de répéter de nombreuses mesures en un temps court et de déplacer facilement l'appareillage. J'ai participé au développement d'une unité mobile de mesure LSPIV, appelée **Mobile Large Scale Particle Image Velocimetry (MLSPIV)**. Cet outil est constitué d'un mât télescopique équipé à son sommet d'une caméra fixée sur une plate-forme d'orientation contrôlable. Tout cela est monté dans une camionnette qui transporte également l'alimentation électrique nécessaire pour le fonctionnement du système et un ordinateur embarqué. Le MLSPIV permet d'atteindre rapidement de nombreux sites et une application envisageable est le suivi d'une crue en différents points d'un bassin versant. La robustesse et la facilité d'utilisation de l'outil ainsi que la bonne qualité des mesures ont été vérifiées pendant cette thèse.

Le potentiel des données que l'on peut acquérir par mesure LSPIV est vaste. A mon avis, l'utilisation de l'information de base fournie par cette technique, le champ 2D de vitesses instantanées de surface, n'est pas assez utilisée par la communauté scientifique, alors que de nombreuses applications sont possibles. Cette information est capitale pour caler ou vérifier les sorties de modèles hydrauliques complexes (2D par exemple). Une étude sur une connexion entre l'Ain et un de ses bras mort (une lône) a permis de constater que la modélisation hydraulique 2D du site ne représentait pas correctement l'intensité du courant de recirculation en comparaison avec des mesures de terrain LSPIV et ADCP. Pour cette vérification, les mesures LSPIV ont montré un grand avantage par rapport aux mesures ADCP (vitesses 3D le long de sections en travers).

Enfin, j'ai voulu montrer qu'un produit dérivé des mesures LSPIV pouvait être autre chose qu'un débit. Dans une optique d'estimation totalement non-intrusive du débit, la possibilité d'utiliser le champ de vitesse de surface donné par la LSPIV pour estimer la bathymétrie d'un chenal a été étudiée. Il en ressort que, pour des écoulements simples en canaux de laboratoires et des déformations de fond géométriquement simples, une analyse des vitesses de surface permet de localiser et de reconstituer avec précision la bathymétrie. L'application de cette méthode en rivière n'est pas directe, vu les simplifications expérimentales, mais cette étude est en tout cas très encourageante et demande plus de travail de recherche.

Perspectives

Vers une analyse de l'incertitude de la mesure LSPIV

Un travail essentiel à mon sens est le développement d'une méthodologie d'estimation de l'erreur associée à chaque mesure LSPIV. En effet, une mesure est beaucoup plus informative si elle est accompagnée d'une fourchette d'incertitude. La formalisation mathématique de l'erreur associée à la mesure moulinet existe (Herschy, 2002), celle pour l'ADCP est en cours d'élaboration à l'IIHR par exemple (Muste *et al.*, 2004a, Muste *et al.*, 2004b, ou Kim *et al.*, 2005). Vu toutes les sources d'erreur identifiées dans ce travail, cette tâche est extrêmement complexe pour la mesure LSPIV.

Vers un réseau de surveillance opérationnel des crues

La LSPIV, de part sa caractéristique non-intrusive, permet des mesures en crues. Ce travail de thèse a mis en évidence la capacité de la technique pour le contrôle en continu et en temps réel des rivières. Ces deux avantages combinés ouvrent la voie à une amélioration des réseaux de surveillance opérationnelle des crues. L'Observatoire Hydro-météorologique Méditerranéen Cévennes Vivarais (OHMCV), avec lequel j'ai beaucoup interagis durant ma thèse (voir Hauet, 2005), s'intéresse aux crues éclairs qui frappent les régions cévenoles durant les automnes. Cet observatoire a souvent fait part de son intérêt pour la mesure LSPIV, et des projets d'aménagement des bassins versants de la zone d'observation sont en cours.

Vers une assimilation des données LSPIV dans la modélisation hydrologique

Un outil tel que le MLSPIV permet de faire des estimations de débit le long d'un réseau hydrographique au cours d'un événement de crue. On peut également imaginer, vu le très faible coût de l'équipement, installer un réseau dense de stations permanentes de mesure LSPIV sur un bassin versant. On va donc vers une intensification de la densité de mesures. Cela répond aux besoins exprimés par les modélisateurs hydrologues (voir le chapitre 2.6). Assimiler des données LSPIV dans les modèles permettra l'estimation, en temps réel, des débits en tous points du réseau hydrographique et la prévision des débits futurs.

Vers une assimilation des données LSPIV dans la modélisation hydrauliques

Dans cette thèse, j'ai utilisé des mesures LSPIV de vitesses de surface pour valider des sorties d'un modèle hydraulique 2D. Tous les modélisateurs hydrauliciens que j'ai pu rencontrer

m'ont fait part de leur enthousiasme pour des mesures de champs 2D de vitesses instantanés. L'assimilation des données demandera un travail pour mettre aux mêmes échelles les mesures et les modèles. Il est également à noter que les modèles hydrauliques 2D, ou les modèles de transport solide, travaillent avec des vitesses moyennées sur la verticale. Il faut donc améliorer les techniques d'estimation de vitesses moyennes à partir de vitesses de surface.

Vers une meilleure estimation des vitesses moyennes à partir des vitesses de surface

Estimer une vitesse moyennée sur la tranche d'eau à partir de la vitesse de surface en un point d'une rivière est délicat. Ce problème a été abordé au chapitre 4.2.3.2. Dans une étude récente Polatel (2006) a observé que la valeur du rapport entre la vitesse moyenne et la vitesse de surface dépend de la rugosité de grande échelle du fond (fond plat, dunes, antidunes, etc...) qui déforme la distribution verticale des vitesses. Une méthode d'estimation des formes de fond est proposée dans ce travail. Polatel (2006) en propose une autre, basée également sur l'analyse d'image, consistant à analyser les déformations de la surface libre engendrées par la turbulence de grande échelle que provoque la bathymétrie. Grâce à un éclairage spécial mettant en évidence la topographie de la surface libre, Polatel (2006) a pu analyser des d'images d'écoulements divers (différentes hauteurs d'eau, différentes vitesses, différentes rugosités de fond) en laboratoire, comme illustré en figure 10.2. Des différences notables ont été constatées pour les différents écoulements. Néanmoins, aucune méthode de reconnaissance des formes de fond à partir des images n'a pu être établie par Polatel (2006). Ce travail et son application en rivière me semble intéressant, et nécessite de plus amples recherches.

Vers l'utilisation des structures turbulentes cohérente comme traceur

Comme il est dit en chapitre 4.2.4.2, les traceurs sont un élément des plus important lors des mesures LSPIV. Des traceurs présents en permanence à la surface libre des rivières sont les marques de l'éclosion de structures turbulentes cohérentes, de type bursting par exemple (voir Banerjee, 1992 pour une typologie des structures turbulentes, et Kumar *et al.*, 1998 pour leurs impacts sur la surface libre). Les formes laissées à la surface libre par ces structures sont illustrées sur la figure 10.3. D'après Nezu et Nakagawa (1993), les burstings, qui se développent au niveau de la couche de fort gradient de vitesse (partie de la distribution verticale de vitesse proche du fond), sont advectés avec le courant lors de leur ascension vers la surface libre. Finalement, lors de leur éclosion, leur vitesse est estimé par Nezu et Nakagawa (1993) à environ 0.95 fois la vitesse de surface. Ces formes peuvent donc être de bons traceurs, à conditions qu'elles soient visibles sur les images.

Or, si on regarde la figure 10.3, on se rend compte que les structures identifiables sont en fait les reflets spéculaires dus aux déformations de la surface libre de la rivière au niveau de l'éclosion des structures turbulentes. Ces reflets spéculaires sont d'autant plus forts que le soleil et l'angle de prise de vue sont rasants. Mais à fort angle de site, les déformations dues à la perspective sont importantes. Il y a donc ici un paradoxe qui doit être étudié : comment utiliser les reflets

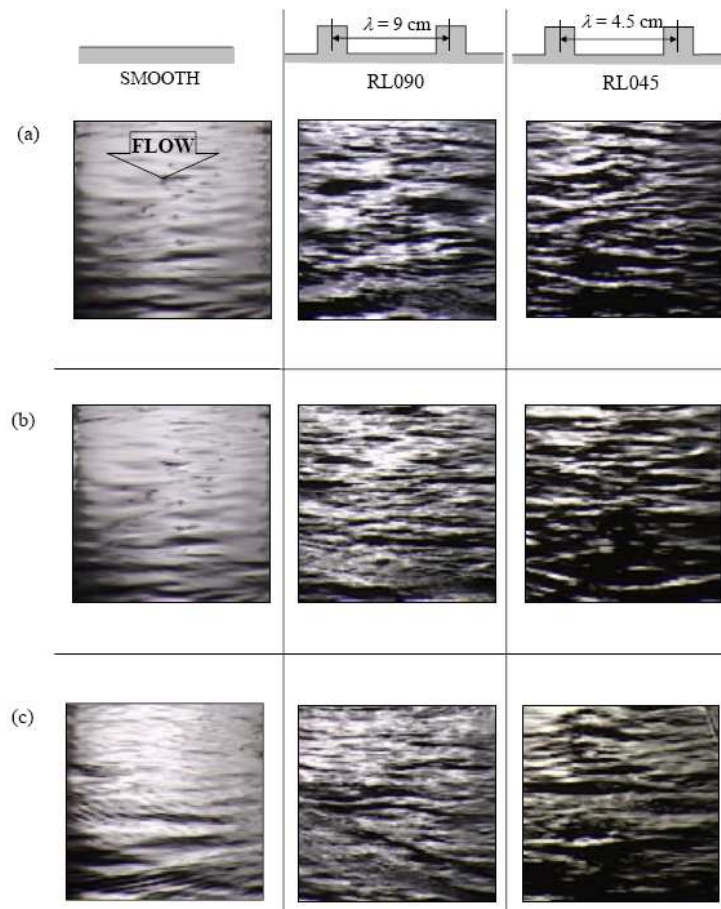


FIG. 10.2: Aspect des surfaces libres pour des écoulements en lit lisse et rugueux (ave deux types de rugosités), pour des hauteurs d'eau de (a) 6 cm, (b) 8 cm et (10) 10 cm. D'après Polatel (2006).

spéculaires des structures turbulentes tout en gardant un angle de site permettant une bonne qualité des mesures LSPIV ?

Vers l'étude des structures turbulentes cohérente par la LSPIV

Mesurer la turbulence en rivière reste un défi. Les appareillages traditionnels ne sont pas adaptés à cette mesure, puisqu'ils ne permettent pas l'obtention de champ de vitesse instantanée, et que leur aspect intrusif provoque des perturbations de l'écoulement. Le moulinet, qui n'offre qu'une mesure unidirectionnelle de la vitesse, apporte peu de données intéressantes pour l'étude des structures turbulentes cohérentes. Les travaux de Lemmin et Rolland (1997) ou Hurther (2001) ont montrés que les instruments acoustiques, comme l'Acoustic Doppler Velocity Profiler, sont mieux adaptés à l'étude des écoulements turbulents car la mesure est plus rapide, les fréquences d'échantillonnage (environ 10 Hz) sont bien adaptées et les instruments perturbent peu l'écoulement.

La technique LSPIV permet la mesure du champ 2D de vitesse en surface et donc le calcul de la distribution de la vorticité. Cela peut être utilisé pour l'identification des structures turbulentes.



FIG. 10.3: Vue de l'Isère avec les marques d'écllosion de structures turbulentes cohérentes à la surface libre mises en évidence par les reflets spéculaires.

La fréquence d'échantillonnage est adaptée à la mesure de la turbulence (30 Hz pour une caméra vidéo).

Des études théoriques et expérimentales (voir par exemple Fortescue et Pearson, 1967 ou Hunt, 1984) ont été menées dans le but de comprendre les flux, au niveau de la surface libre, entre la rivière et l'atmosphère. D'après Dankwerts (1951) et son fameux *surface renewal model*, les coefficients de transfert de masse et de chaleur sont proportionnels à l'inverse du carré du temps de vie des structures cohérentes à la surface libre. Dès lors, les taux de transfert de chaleur et de masse peuvent être calculés en mesurant ce temps de vie des structures. De même, l'extension spatiale des structures cohérente à la surface libre contribue à l'augmentation de l'intensité du transfert entre la rivière et l'atmosphère (Nagaosaa et Handler, 2003). La LSPIV et l'analyse d'image en général sont particulièrement bien adaptées à ce genre d'étude puisqu'elles permettent l'identification des structures turbulentes à la surface libre, ainsi que la quantification de la taille de ces structures, de leurs vitesses, de leurs évolution dans le temps (développement puis dissipation), et de la fréquence d'apparition de nouvelles structures.

En conclusion de ce qui concerne l'étude des structures turbulentes cohérente, je citerai Nezu (2005), éminent spécialiste de la turbulence en rivière, qui, dans l'article "Open-Channel Flow Turbulence and Its Research Prospect in the 21st Century" où il expose sa vision de la recherche à accomplir les prochaines années dans le domaine de la turbulence en rivière, affirme : « *large-scale PIV techniques may become a powerful tool for investigating coherent structures in rivers* ».

Références bibliographiques

- Abdel-Aziz, Y. I. and Karara, H. M.** (1971). Direct linear transformation from comparator coordinates into object space coordinates in close-range photogrammetry. In A. S. of Photogrammetry (Ed.), *Proceedings of the Symposium on Close-Range Photogrammetry*, Falls Church, VA, pp. 1–18.
- Adrian, R. J.** (1984). Scattering particle characteristics and their effect on pulsed laser measurements of fluid flow : speckle velocimetry vs. particle image velocimetry. *Appl. Optics* **23**, pp. 1690–1691.
- Adrian, R. J.** (1991). Particle-Imaging Techniques for Experimental Fluid Mechanics. *Ann. Rev. Fluid Mech.* **23**, pp. 261–304.
- Adrian, R. J.** (2005, August). Twenty years of particle image velocimetry. *Experiments in Fluids* 39(2), pp. 159–169.
- Allain Jegou, C.** (2002). *Végétation, Ecoulement, Transport solide dans le lit des rivières. Etude de l'Isère dans le Grésivaudan*. Ph. D. thesis, Institut National Polytechnique de Grenoble.
- Astarita, T. and Cardone, G.** (2005). Analysis of interpolation schemes for image deformation method in PIV. *Experiments in Fluids* **38**, pp. 233–243.
- Audinet, M.** (1995, octobre). *Hydrométrie appliquée au cours d'eau* (1ère édition ed.).
- Banerjee, S.** (1992). Turbulence Structures. *Chemical Engineering Science* 47(8), pp. 1793–1817.
- Baur, T. and Kongeter, J.** (1999, September). PIV with high temporal resolution for the determination of local pressure reductions from coherent turbulence phenomena. In *3rd International Workshop on PIV*. University of California Santa Barbara.
- Belleudy, P.** (2000). Restoring flow capacity in the Loire River bed. *Hydrological Processes* **14**, pp. 2331–2334.
- Belleudy, P.** (2001, Novembre). *Le transport solide en rivière : lacunes de connaissance et besoins méthodologiques - HDR*. Ph. D. thesis, INPG, Grenoble I, France.
- Belleudy, P.** (2003). Cours de Génie de l'Environnement (2ème et 3ème année). ENS Hydraulique et Mécanique de Grenoble.
- Beven, K.** (2002). Towards a coherent philosophy for modelling the environment. *Proc. R. Soc. Lond. A* **458**, pp. 2465–2484.
- Birkett, C. M.** (1998). Contribution of the Topex NASA radar altimeter to the global monitoring of large rivers and wetlands. *Water Resources Research* 34(5), pp. 1223–1239.
- Bjerklie, D. M., Dingman, S. L., Vorosmarty, C. J., Bolster, C. H. and G., C. R.** (2003). Evaluating the potential for measuring river discharge from space. *Journal of Hydrology* **278**, pp. 17–38.
- Bois, P.** (2003). Hydraulique des écoulements en rivière - Hydrométrie. Technical report, INP Grenoble.

- Bousmar, D. and Zech, Y.** (1999). Momentum Transfert for Practical Flow Computation in Compound Channels. *Journal of Hydraulic Engineering* 125(7), pp. 696–706.
- Bradley, A. A., Kruger, A., Meselhe, E. A. and Muste, M. V. I.** (2002). Flow Measurement in Streams Using Video Imagery. *Water Resources Research* 8(12), pp. 1315.
- Buchanan, T. J. and Somers, W. P.** (1969). *Discharge measurements at gaging stations*, Volume 3.
- Cheng, R. T. and Gartner, J. W., Mason, R. R., Costa, J. J. E., Plant, W. J., Spicer, K. R., Haeni, F. P., Melcher, N. B., Keller, W. C. and Hayes, K.** (2004). Evaluating a radar-based, non contact streamflow measurement system in the san joaquin river at vernalis, california. Open file report OF 2004-1015, U.S. Geological Survey.
- Cheng, R. T.** (2000). Defining hydrology instrumentation for the 21st century.
- Chételat, O. and Kim, K. C.** (2002). Design of a particle image velocimetry objective maximizing the image signal-to-noise ratio. *Meas. Sci. Technol.* **13**, pp. 667–682.
- Costa, J. E., Cheng, R. T., Haeni, F. P., Melcher, N. B., Spicer, K. R., Hayes, E., Plant, W. J., Hayes, K., Teague, C. and Barrick, D.** (2006). Use of radars to monitor stream discharge by noncontact methods. *Water Resources Research* **42**.
- Costa, J. E., Spicer, K. R., Cheng, R. T. and Haeni, F. P., Melcher, N. B., Thurman, E. M., Plant, W. J. and Keller, W. C.** (2000). Measuring stream discharge by non-contact methods : a proof-of-concept experiment. *Geophys. Res. Let.* 27(4), pp. 553–556.
- Creutin, J. D., Muste, M., Bradley, A. A., Kim, S. C. and Kruger, A.** (2003). River Gauging using PIV technique : Proof of concept experiment on the Iowa River. *Journal of Hydrology*.
- Creutin, J. D., Muste, M. and Li, Z.** (2001, May). Cowlitz river using experiment on May 2001 : PIV analysis of video images.
- Dankwerts, P. V.** (1951). Significance of liquid-film coefficient in gas absorption. *Ind. Eng. Chem.* **43**, pp. 1460.
- de Oliveira Campos, I., Mercier, F., Maheu, C., Cochonneau, G., Kosuth, P., Blitzkow, D. and Cazenave, A.** (2001, November). Temporal variations of river basin waters from Topex/Poseidon satellite altimetry. Application to the Amazon basin. *Comptes Rendus de l'Academie des Sciences Series IIA Earth and Planetary Science* 33(10), pp. 633–643.
- Delrieu, G., Ducrocq, V., Gaume, E., Nicol, J., Payrastre, O., Yates, E., Kirstetter, P. E., Andrieu, H., Ayrat, P. A., Bouvier, C., Creutin, J. D., Livet, M., Anquetin, S., Lang, M., Neppel, L., Obled, C., Parent-du Chatelet, J., Saulnier, G. M., Walpersdorf, A. and Wobrock, W.** (2005). The catastrophic flash-flood event of 8-9 september 2002 in the gard region, france : a first case study for the cévennes-vivarais mediterranean hydro-meteorological observatory. *Journal of Hydrometeorology* **6**, pp. 34–52.
- Ettema, R., Fujita, I., Muste, M. and Kruger, A.** (1997). Particle-Image Velocimetry for Whole-Field Measurement of Ice Velocities. *Cold Regions Science and Technology Journal* 26(2), pp. 97–112.
- Fincham, A. M. and Spedding, G. R.** (1997). Low cost, high resolution DPIV for measurement of turbulent fluid flow. *Experiments in Fluids* **23**, pp. 449–462.

- Forliti, D. J., Strykowski, P. J. and Debatin, K.** (2000). Bias and precision errors of digital particle image velocimetry. *Experiments in Fluids* **28**, pp. 436–447.
- Fortescue, G. E. and Pearson, J. R. A.** (1967). On gas absorption into a turbulent liquid. *Chem. Eng. Sci.* **22**, pp. 1163.
- Fourquet, G.** (2005, Mars). *Développement d'un système hydrométrique par analyse d'images numériques. Evaluation d'une année de fonctionnement continu sur l'Isère à Saint Martin d'Hères*. Ph. D. thesis, Institut National Polytechnique de Grenoble.
- Fujita, I.** (1994). Surface Flow Measurement of Flood by Image Correlation. In *Third Asian Symposium on Visualization*, pp. 669–674.
- Fujita, I. and Aya, S.** (2000). Refinement of LSPIV technique for monitoring river surface flow. In *ASCE 2000 Joint Conference on Water Resources Engineering and Water Resources Planning and Management*.
- Fujita, I., Aya, S. and Deguchi, T.** (1997). Surface Velocity Measurement of River Flow Using Images of an Oblique Angle. In *Proceedings XXVIIth IAHR Conference, Theme B, Volume 1*, San Fransisco, CA, pp. 227–232.
- Fujita, I., Hara, M., Morimoto, T. and Nakashima, T.** (1998, December). Visualization and PIV Measurement of River Surface Flow. In *Proceeding of VSJ-SPIE98*.
- Fujita, I. and Kawamura, Y.** (2001, September). Discharge measurements of flood flow by imaging technology and float method. In *XXIX IAHR Congress*, Beijing, China.
- Fujita, I. and Komura, S.** (1992a). On the Accuracy of the Correlation Method. In *Proceedings of the 6th International Symposium on Flow Visualization*, pp. 858–862.
- Fujita, I. and Komura, S.** (1992b). On the accuracy of the correlation method. In *6th International Symposium on Flow Visualization*, pp. 858–862.
- Fujita, I. and Komura, S.** (1994). Application of Video Image Analysis for Measurements of River-Surface Flows. In *Hydraulic Engineering*, Volume 38, pp. 733–738. JSCE.
- Fujita, I., Muste, M. and Kruger, A.** (1998). Large-Scale Particle Image Velocimetry for flow analysis in hydraulic engineering applications. *Journal of Hydraulic Research* **36**(3), pp. 397–414.
- Fujita, I. and Nakashima, T.** (1999). Image-Based Technique for River Monitoring. In *Gaz proceeding 1999*.
- Gonzalez, J. A., Melching, C. S. and Oberg, K. A.** (1996). Analysis of open-channel velocity measurements collected with an acoustic doppler current profiler. In *RIVERTECH 96, Proceedings from the 1st International Conference On New/Emerging Concepts for Rivers Organized by the International Water Resources Association*, Chicago, Illinois, USA.
- Graf, W.** (1993). *Hydraulique Fluviale, Tome 1. Ecoulement uniforme et non uniforme*, Volume 16. Traité de Génie Civil de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.
- Gui, L., Longo, J. and Stern, F.** (2001). Towing tank PIV measurement system, data and uncertainty assessment for DTMB Model 5512. *Experiments in Fluids* **31**, pp. 336–346.
- Gui, L. and Merzkirch, W.** (2000). A comparative study of the MQD method and several correlation-based piv evaluation algorithms. *Experiments in Fluids* **28**, pp. 36–44.
- Gui, L. C. and Merzirc, W.** (1996). A method of tracking ensembles of particle images. *Experiments in Fluids* **21**, pp. 465–468.

- Haeni, F. P., Buursink, M. L., Costa, J. L., B., M. N., Cheng, R. T. and Plant, W. J.** (2000). Ground-Penetrating RADAR Methods Used in Surface-Water Discharge Measurements. In S. G. F. Noon, David A. and D. Longstaff (Eds.), *GRP 2000 - Eighth International Conference on Ground Penetrating Radar*, University of Queensland, Queensland, Australia, pp. 494–500.
- Hart, D.** (1999). Super-resolution piv by recursive local-correlation. *Journal of Visualization* **10**.
- Hauet, A.** (2005, November). Uncertainty analysis of Large Scale PIV. In *5èmes journées d'étude de l'Observatoire Hydrométéorologique Cevennes Vivarais*, Grenoble, France. Observatoire Hydrométéorologique Cevennes Vivarais.
- Hauet, A., Creutin, J. D., Belleudy, P., Muste, M. and Krajewski, W.** (2006). Discharge measurement using Large Scale PIV under varied flow conditions - recent results, accuracy and perspectives. In *River Flow 2006*, Lisboa, Portugal.
- Hauet, A. and Kruger, A.** (2006). Continuous, Real-Time System for Estimating Discharges in Rivers Using an Image-Based Method. *submitted for publication in IEEE Transactions on Instrumentation and Measurement*.
- Hauet, A., Kruger, A., Krajewski, W., Bradley, A., Muste, M., Creutin, J. D. and Wilson, M.** (2005). Real-Time Estimation of Discharges of the Iowa River Using an Image-Based Method. *submitted to Journal of Hydrologic Engineering*.
- Hauet, A., Muste, M. and Bradley, A.** (2006). Large-Scale Particle Image Velocimetry Using Adaptive Processing of Distorted Images. *submitted for publication in Experiments in Fluids*.
- Henderson, F. M.** (1996). *Open Channel Flow*. Mac Hillan Series in Civil Engineering.
- Herschy, R. W.** (2002). The uncertainty in a current meter measurement. *Flow Measurement and Instrumentation* **13**, pp. 281–284.
- Hesselink, L.** (1998). Digital Image Processing in Flow Visualization. *Ann. Rev. Fluid Mech.* **20**, pp. 421–485.
- Hirsch, M. and Costa, J. E.** (2004, May). U.S. Stream Flow Measurement and Data Dissemination Improve. *EOS, Transactions, American Geophysical Union* 85(21), pp. 197–203.
- Holland, K. T., Holman, A. R., Lippmann, T. C., Stanley, J. and Plant, N.** (1997). Practical Use of Video Imagery in Nearshore Oceanographic Field Studies. *Journal of Oceanic Engineering* 22(1).
- Holland, K. T., Puelo, J. A. and Kooney, T. N.** (2001). Quantification of swash flows using video-based particle image velocimetry. *Coastal Engineering* **44**, pp. 65–77.
- Horaud, R. and Monga, O.** (1993). *Vision par Ordinateur, outils fondamentaux*. (2ème ed.). Number 1. Institut National de Recherche en Informatique et en Automatique.
- Hunt, J. C. R.** (1984). *Gas Transfer at Water Surfaces*, Chapter Turbulence structure and turbulent diffusion near gasliquid interfaces, pp. 6782. Dordrecht.
- Hurther, D.** (2001). *3-D acoustic Doppler velocimetry and turbulence in open-channel flow*. Ph. D. thesis, EPF Lausanne.
- Jasek, M., Muste, M. and Ettema, R.** (2001). Estimation of Yukon River discharge during an ice jam near Dawson City. *Can. J. Civ. Eng.* **28**, pp. 856–864.
- Kean, W. K. and Smith, J. D.** (2005). Generation and verification of theoretical rating curves in the whitewater river basin, Kansas. *J. Geophys. Res.*

- Kim, D., Muste, M., Gonzalez-Castro, J. A. and Ansar, M.** (2005, May). Graphical User Interface for ADCP Uncertainty Analysis. In R. Walton (Ed.), *World Water and Environmental Resources Congress 2005*, Anchorage, Alaska, USA. World Water Congress 2005 - Impacts of Global Climate Change.
- Kim, W.** (2005, July). Development of Techniques of River Discharge Measurement. In IWHR (Ed.), *Water Resources in the Yellow River Basin*.
- Kim, Y.** (2006, July). *Uncertainty analysis for non-intrusive measurement of river discharge using image velocimetry*. Ph. D. thesis, The University of Iowa, Iowa City, IA, USA.
- Kim, Y., Muste, M., Hauet, A., Krajewski, W., Kruger, A., Bradley, A. and Weber, L.** (2006). Real-time Stream Monitoring Using Mobile Large-Scale Particle Image Velocimetry. *submitted for publication in Water Resources Research*.
- Kim, Y., Muste, M., Kruger, A., Krajewski, W., Bradley, A. and Weber, L.** (2005). Real-Time Stream Monitoring Using Mobile Large-Scale Particle Image Velocimetry. In *XXXI IAHR Congress*, Séoul, Korea.
- Klemes, V.** (1986). Dilettantism in hydrology : Transition or destiny? *Water Resources Research* 22(9), pp. 177–188.
- Kruger, A., Weber, L. J., Muste, M. and Fujita, I.** (2000). Real-Time Measurement of Free-Surface Velocity Using Imaging Techniques. In *Hydroinformatics 2000*.
- Kumar, S., Gupta, R. and Banerjee, S.** (1998). An experimental investigation of the characteristics of free-surface turbulence in channel flow. *Physics of Fluids* 10(2), pp. 437–456.
- Le Coz, J., Hauet, A., Paquier, A., Védie, F., Dramais, G. and Chastan, B.** (2005). Flow properties and sediment transfer to abandoned channels. In *8th International Conference on Fluvial Sedimentology*, Delft, The Netherlands, pp. 176.
- Le Coz, J., Hauet, A., Védie, F., Dramais, G., Chastan, B. and Paquier, A.** (2006). Recirculating flow assessment from aDcp, LS-PIV and 2Dh modelling. In *River Flow 2006*.
- Lecuona, A., Nogueira, J. and Rodriguez, P. A.** (1997). Data validation, interpolation and signal to noise increase in iterative PIV methods. In *11th International Symposium Application of Laser Techniques to Fluid Mechanics*, Lisbon, Portugal. Goulbeiken Foundation.
- Lee, M. C., Lai, C., Leu, J., Plant, W. J., Keller, W. C. and HayesLee, K.** (2002). Non-contact flood discharge measurements using an X-band pulse radar (I) theory. *Flow Measurements and Instruments* 13, pp. 265–270.
- Lee, M. C., Leu, J., Lai, C., Plant, W. J., Keller, W. C. and HayesLee, K.** (2002). Non-contact flood discharge measurements using an X-band pulse radar (II) improvements and applications. *Flow Measurements and Instruments* 13, pp. 271–276.
- Lemmin, U. and Rolland, T.** (1997). Acoustic Velocity Profiler for Laboratory and Field Studies. *Journal of Hydraulic Engineering* 123(12), pp. 1089–1098.
- Lindken, R., Gui, L. and Merzkirch, W.** (1999). Velocity Measurements in Multiphase Flow by Means of Particle Image Velocimetry. *Chem. Eng. Technol.* 22(3), pp. 202–206.
- Macagno, M.** (1992). Representation of water in art and science. *La Houille Blanche* 5, pp. 371–379.
- Melcher, N. B., Costa, J. E., Haeni, F. P., Cheng, R. T., Thurman, E. M., Buursink, M., Spicer, K. R., Hayes, E., Plant, W. J. and Keller, W. C. and Hayes, K.** (2002).

- River discharge measurements by using helicopter-mounted radar. *Geophys. Res. Lett.* 29(22), pp. 2084.
- Melling, A.** (1997). Tracer particles and seeding for particle image velocimetry. *Meas. Sci. Technol.* 8, pp. 1406–1416.
- Meselhe, E. A., Peeva, T. and Muste, M.** (2004). Large Scale Particle Image Velocimetry for Low Velocity and Shallow Water Flows. *Journal of Hydraulic Engineering* 9, pp. 937–940.
- Mikhail, E. M., Bethel, J. S. and McGlone, J. C.** (2001). *Introduction to modern photogrammetry.*
- Ministère de l'Environnement** (1998, Septembre). Charte qualité de l'hydrométrie : code de bonnes pratiques.
- Morlock, S. E., Nguyen, H. T. and Ross, J. H.** (2002). Feasibility of Acoustic Doppler Velocity Meters for the Production of Discharge Records from U.S. Geological Survey Streamflow Gaging Stations. Water-Resources Investigations Report 01-4157, USGS, Indianapolis, Indiana.
- Moss, M. E.** (2003). Thoughts on the Ungaged Basin Problem. In *Workshop on Prediction of Ungaged Basins.*
- Moyeed, R. A. and Clarke, R. T.** (2005). The use of Bayesian methods for fitting rating curves, with case studies. *Advances in Water Resources* 28, pp. 807–818.
- Muste, M. and Polatel, C.** (2003, January). Complementary investigations for implementation of remote, non-contact measurements of streamflow in riverine environment. Technical report, Iowa State Water Resources Research Institute.
- Muste, M., Xiong, Z. and Bradley, A. and Kruger, A.** (2000). Large-Scale Particle Image Velocimetry - a Reliable Tool for Physical Modeling. In *Proceedings of ASCE 2000 Joint Conference on Water Resources Engineering and Water Resources Planning and Management.*
- Muste, M., Xiong, Z., Schone, J. and Li, Z.** (2004, March). Validation and Extension of Image Velocimetry Capabilities for Flow Diagnostics in Hydraulic Modeling. *Journal of Hydraulic Engineering* 130(3), pp. 175–185.
- Muste, M., Yu, K., Pratt, T. and Abraham, D.** (2004). Practical Aspects of ADCP Data Use for Quantification of Mean River Flow Characteristics : Part I : Fixed-Vessel Measurements. *Flow Measurement and Instrumentation* 15(1), pp. 17–28.
- Muste, M., Yu, K. and Spasojevic, M.** (2004). Practical Aspects of ADCP Data Use for Quantification of Mean River Flow Characteristics : Part I : Moving-Vessel Measurements. *Flow Measurement and Instrumentation* 15(1), pp. 1–16.
- Muste, M. V., Xiong, Z. and Kruger, A.** (1999, September). Error Estimation in PIV Applied to Large-Scale Flows. In *3rd International Workshop on Particle Image Velocimetry*, Santa Barbara, California, pp. 16–18.
- Nagaosaa, R. and Handler, R. A.** (2003, February). Statistical analysis of coherent vortices near a free surface in a fully developed turbulence. *Phys. Fluids* 15(2), pp. 375–394.
- Nezu, I.** (2005, April). Open-Channel Flow Turbulence and Its Research Prospect in the 21st Century. *Journal of Hydraulic Engineering* 131(4), pp. 229–264.
- Nezu, I. and Nakagawa, H.** (1993). *Turbulence in open-channel flows.* A.A. Balkema.

- Nogueira, J., Lecuona, A. and Rodriguez, P. A.** (2001). Local field correction PIV, implemented by means of simple algorithms, and multigrid versions. *Meas. Sci. Technol.* **12**, pp. 1911–1921.
- Pelletier, P. M.** (1988). Uncertainties in the single determination of river discharge : A literature review. *Canadian Journal of Civil Engineering* **15**, pp. 834–850.
- Perrault, P.** (1674). *De l'origine des fontaines* (1996 ed.). IAHS.
- Plant, W. J., Keller, W. C. and Hayes, K.** (2005, June). Measurement of river surface currents with coherent microwave systems. *Geoscience and Remote Sensing, IEEE Transactions on* **43**(6), pp. 1242–1257.
- Plant, W. J., Keller, W. C., Hayes, K. and Spicer, K.** (2005, August). Streamflow Properties from Time Series of Surface Velocity and Stage. *J. Hydr. Engrg.* **131**(8), pp. 657–664.
- Polatel, C.** (2006, July). *Large-scale roughness effect on free-surface and bulk flow characteristics in open-channels flows*. Ph. D. thesis, The University of Iowa, Iowa City, IA, USA.
- Pu, Y. and Meng, H.** (2000, August). An advanced off-axis holographic particle image velocimetry (HPIV) system. *Experiments in Fluids* **29**(2), pp. 184–197.
- Raffel, M., Willert, C. and Kompenhans, J.** (1998). *Particle Image Velocimetry*. Heidelberg.
- Rantz, S. E.** (1982a). Measurement and Computation of Streamflow : Volume 1. Measurement of Stage and Discharge. Technical report, USGS.
- Rantz, S. E.** (1982b). Measurement and Computation of Streamflow : Volume 2. Computation of Discharge. Technical report, USGS.
- Simpson, M. R.** (2001). Discharge Measurements Using a Broad-Band Acoustic Doppler Current Profiler. Open-file report 01-1, USGS, Sacramento, California.
- Smakhtin, V. U.** (2004). Hydrological Data Provision for Ungauged Rivers in Developing Countries : Use of Pragmatic Methods. In *1st international Conference on Managing Rivers in the 21st Century : Issues & Challenges*.
- Stanislas, M., Okamoto, K. and Kahler, C.** (2003). Main results of the First International PIV challenge. In *Measurement Science and Technology*, Volume 14, pp. 63–89.
- USGS** (1996). Hydro 21. Internet address : <http://or.water.usgs.gov/hydro21/index.shtml>.
- Vorosmarty, C. J., Willmott, C. J., Choudhury, B. J., Schloss, A. L., Stearns, T. K., Robeson, S. M. and Dorman, T. J.** (1996). Analyzing the discharge regime of a large tropical river through remote sensing, ground-based climatic data, and modeling. *Water Resources Research* **32**(10), pp. 3137–3150.
- Wereley, S. T. and Gui, L.** (2001). Software, Algorithm, and Procedures for Evaluating PIV Images in the PIV Challenge 2001 Packages. In *World Wide Cooperation on PIV, PIV Challenge 2001*.
- Wieneke, B.** (2005, August). Stereo-PIV using self-calibration on particle images. *Experiments in Fluids* **39**(2), pp. 267 – 280.

Annexes

Les appareils photographiques numériques



A.1 Principe

Un appareil photographique se compose d'une chambre noire avec d'un côté une ouverture pour faire entrer la lumière émise par la scène à photographier et de l'autre une surface sensible pour enregistrer cette lumière. L'ouverture est généralement équipée d'un objectif.

Pour les appareils photographiques numériques, la surface sensible, aussi appelée capteur, est formée d'une matrice (ou barrette) de composants électroniques (des micro diodes) photosensibles. Ils délivrent, dans une certaine gamme de sensibilité, un courant électrique proportionnel à la quantité de photons captés dans les domaines du vert, du rouge et du bleu. La taille de la matrice de capteur définit la résolution de l'image (en pixels). Les types de capteurs les plus courants sont les barrettes CCD ou CMOS. L'image créée est enregistrée sur un support de stockage. Un schéma d'appareil photo est présenté en figure A.1.

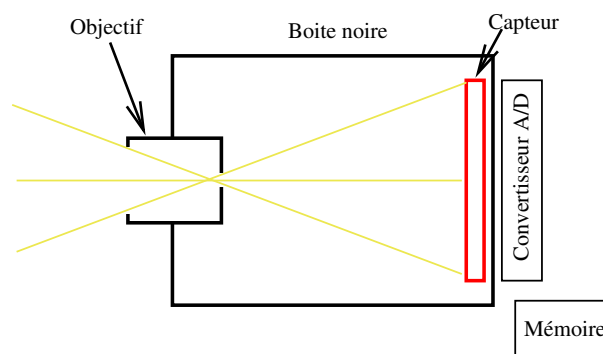


FIG. A.1: Schéma d'un appareil photographique

A.2 Les images

Une image est donc une matrice. La quantité de lignes et de colonnes de cette matrice définit la résolution de l'image. Chaque élément de la matrice est une information triple concernant l'intensité dans les domaines vert, rouge et bleu. L'intensité est codifiée sur une échelle. La taille

de cette échelle dépend du nombre de bits alloué par pixel. Par exemple, 4 bits par pixels signifie 2^4 nuances de gris entre le blanc et le noir.

A.2.1 Le format PGM

Dans tous les travaux de cette thèse, on utilise des images en nuances de gris, au format PGM, en 8 bits par pixels (donc une échelle de 256 couleurs entre le blanc et le noir). L'intérêt de ces images est que chaque élément de la matrice est une information simple donnant l'intensité de chaque pixel dans une échelle de nuances de gris allant du noir (0) au blanc (255). Cette échelle est donnée en figure A.2.

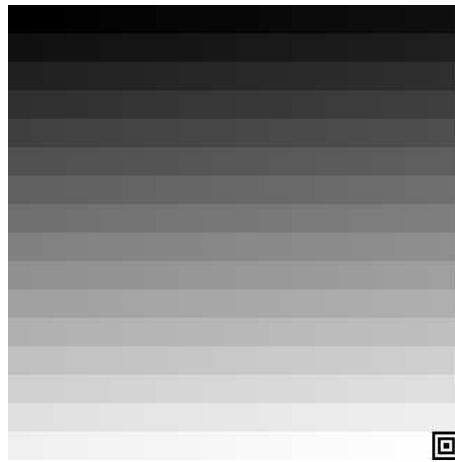


FIG. A.2: Échelle de gris utilisée allant de 0 (noir) à 255 (blanc).

Un fichier PGM a l'avantage d'être codé entièrement en ASCII, d'où une grande facilité d'utilisation. L'architecture du fichier est la suivante :

- l'en-tête, comportant 3 lignes :
 - la première ligne comporte un "nombre magique", permettant d'identifier le type de fichier. Pour les PGM ASCII, ce nombre magique est P2 ;
 - la seconde ligne définit la taille de l'image, c'est à dire le nombre de pixels dans les directions horizontale (jmax) et verticale (imax) ;
 - la troisième ligne indique la valeur maximale d'intensité qui puisse être rencontrée dans le fichier. Si on balaie toute l'échelle des nuances de gris (figure A.2), cette valeur est 255
- le corps du fichier, composé d'une matrice de taille $imax*jmax$ où chaque élément a la valeur de l'intensité du pixel dans l'échelle de gris (entre 0 et 255).

Pour clarifier, voilà un exemple de fichier écrivant TOTO en blanc sur noir :

```

P2
17 7
255
0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0
0 255 255 255 0 0 255 0 0 255 255 255 0 0 255 0 0
0 0 255 0 0 255 0 255 0 0 255 0 0 255 0 255 0
0 0 255 0 0 255 0 255 0 0 255 0 0 255 0 255 0
0 0 255 0 0 255 0 255 0 0 255 0 0 255 0 255 0
0 0 255 0 0 0 255 0 0 0 255 0 0 0 255 0 0
0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0

```

Et l'image en résultant :



FIG. A.3: Image résultante du script PGM ci dessus.

A.2.2 Vocabulaire de l'image

Une image est composée de pixels. On peut définir un système de coordonnées 2D associé aux images. L'origine de ce repère image est, par convention, le coin en haut à gauche de l'image. Soit i la coordonnée verticale et j la coordonnée horizontale de chaque pixel. L'axe des \vec{i} est orienté vers le bas de l'image, comme illustré par l'exemple de la figure A.4.



FIG. A.4: Système de coordonnées utilisé pour les images. Photo : A. Hauet.

B

Calibrations de caméra

B.1 Description des projections

Enregistrer des images avec une caméra numérique revient à cartographier un point objet O , appartenant à l'**espace objet**, en un point I' dans le **plan "film"** (figure B.1). Ce plan film correspond à la barrette de capteurs sensibles (barrette CCD) de la caméra. Pour la digitalisation, ce point est projeté en un point I dans le **plan de projection**. N est le **centre de projection** (figure B.2). En simplifiant, il est possible de relier directement le point projeté I et le point objet

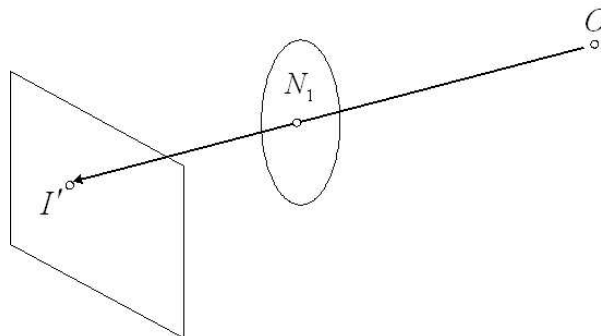


FIG. B.1: Cartographie du point objet O , appartenant à l'espace objet, en un point I' dans le plan film.

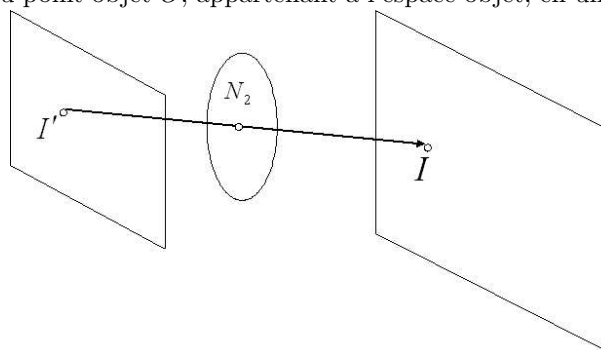
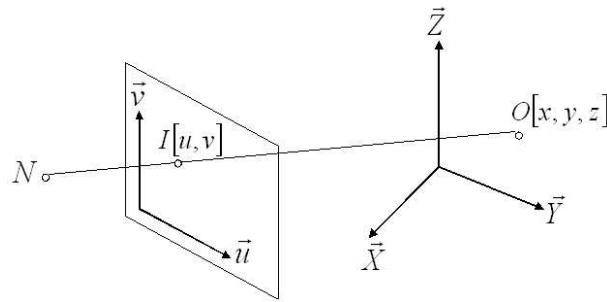


FIG. B.2: Projection du point I' en un point I dans le plan de projection.

O (figure B.3). Le plan de projection sera appelé par la suite **plan image**. Deux repères sont définis dans la figure B.3 : le **repère espace** $[\vec{X}, \vec{Y}, \vec{Z}]$, Cartésien, tridimensionnel et le **repère image** $[\vec{i}, \vec{j}]$, bidimensionnel. On note $[x, y, z]$ les coordonnées dans le repère espace du point O et $[i, j]$ les coordonnées dans le repère image du point I . Les points I, N et O sont colinéaires :

FIG. B.3: Repère image contenant I et repère espace contenant O .

c'est la condition de colinéarité. Soit $[x_0, y_0, z_0]$ les coordonnées du point N dans le repère espace (figureB.4). Le vecteur \vec{A} reliant N à O s'écrit :

$$[x - x_0, y - y_0, z - z_0] \quad (\text{B.1})$$

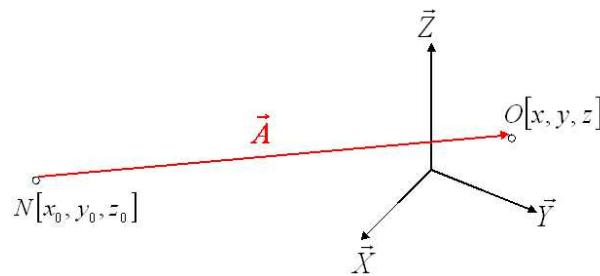
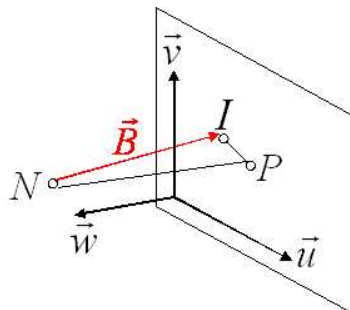


FIG. B.4: Condition de colinéarité.

On transforme le repère image en un système tridimensionnel en lui ajoutant un axe \vec{w} . (figureB.5). La coordonnée en \vec{w} des points du plan image est toujours nulle. On peut maintenant exprimer la position du point I dans le repère image tridimensionalisé ainsi : $[i, j, 0]$. On note

FIG. B.5: Création d'un repère image en 3D par l'ajout d'un axe \vec{w} .

P la projection selon \vec{w} du point N sur le plan (i, j) . Ce point est appelé **point principal**. La **distance focale** f est le segment entre les points P et N . Soit $[i_0, j_0, 0]$ les coordonnées de P dans le repère image tridimensionalisé. La position de N dans ce repère devient alors $[i_0, j_0, d]$

et le vecteur \vec{B} reliant les points N et I s'exprime :

$$[i - i_0, j - j_0, -f] \quad (\text{B.2})$$

Par respect de la condition de colinéarité, les vecteurs \vec{A} et \vec{B} forment une même ligne droite et on peut écrire :

$$\vec{B} = c \cdot \vec{A} \quad (\text{B.3})$$

où c est un facteur d'échelle. Il faut noter ici que les vecteurs \vec{A} et \vec{B} sont décrits dans deux systèmes de coordonnées différents (repère espace et repère image). Il est nécessaire de les décrire dans un système commun. On a choisi d'exprimer le vecteur \vec{A} dans le repère image. Cela peut s'écrire ainsi :

$$\vec{A}^I = \mathcal{M} \cdot \vec{A}^E = \begin{bmatrix} m_{11} & m_{12} & m_{13} \\ m_{21} & m_{22} & m_{23} \\ m_{31} & m_{32} & m_{33} \end{bmatrix} \cdot \vec{A}^E \quad (\text{B.4})$$

où \vec{A}^E est le vecteur \vec{A} défini dans le repère espace, \vec{A}^I est le vecteur \vec{A} défini dans le repère image et \mathcal{M} est la matrice de transformation du repère espace au repère image. En combinant B.4 et B.3, on obtient :

$$\vec{B} = c \cdot \mathcal{M} \cdot \vec{A} \quad (\text{B.5})$$

En remplaçant \vec{A} et \vec{B} par leurs expressions en B.1 et B.2 respectivement, on obtient :

$$\begin{bmatrix} i - i_0 \\ j - j_0 \\ -f \end{bmatrix} = c \cdot \begin{bmatrix} m_{11} & m_{12} & m_{13} \\ m_{21} & m_{22} & m_{23} \\ m_{31} & m_{32} & m_{33} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} x - x_0 \\ y - y_0 \\ z - z_0 \end{bmatrix} \quad (\text{B.6})$$

ou écrit différemment :

$$i - i_0 = c \cdot [m_{11}(x - x_0) + m_{12}(y - y_0) + m_{13}(z - z_0)] \quad (\text{B.7})$$

$$j - j_0 = c \cdot [m_{21}(x - x_0) + m_{22}(y - y_0) + m_{23}(z - z_0)] \quad (\text{B.8})$$

$$-f = c \cdot [m_{31}(x - x_0) + m_{32}(y - y_0) + m_{33}(z - z_0)] \quad (\text{B.9})$$

De B.9 on obtient :

$$c = \frac{-f}{m_{31}(x - x_0) + m_{32}(y - y_0) + m_{33}(z - z_0)} \quad (\text{B.10})$$

En substituant B.9 dans B.7 et B.8 :

$$i - i_0 = -f \cdot \frac{m_{11}(x - x_0) + m_{12}(y - y_0) + m_{13}(z - z_0)}{m_{31}(x - x_0) + m_{32}(y - y_0) + m_{33}(z - z_0)} \quad (\text{B.11})$$

$$j - j_0 = -f \cdot \frac{m_{21}(x - x_0) + m_{22}(y - y_0) + m_{23}(z - z_0)}{m_{31}(x - x_0) + m_{32}(y - y_0) + m_{33}(z - z_0)} \quad (\text{B.12})$$

Il faut noter que i, j, u_0 et v_0 sont définis en unités pixels, et non pas en unités du système international, tel le mètre. En revanche, x, y, x_0 et y_0 sont définis en unités métriques. On doit donc utiliser des facteurs de conversion pour l'expression de B.11 et B.12 en pixels. Soient λ_u et

λ_v ces facteurs de conversion :

$$i - i_0 \Rightarrow \lambda_u(i - i_0) \quad (\text{B.13})$$

$$j - j_0 \Rightarrow \lambda_v(j - j_0) \quad (\text{B.14})$$

$$i - i_0 = -\frac{f}{\lambda_u} \cdot \frac{m_{11}(x - x_0) + m_{12}(y - y_0) + m_{13}(z - z_0)}{m_{31}(x - x_0) + m_{32}(y - y_0) + m_{33}(z - z_0)} \quad (\text{B.15})$$

$$j - j_0 = -\frac{f}{\lambda_v} \cdot \frac{m_{21}(x - x_0) + m_{22}(y - y_0) + m_{23}(z - z_0)}{m_{31}(x - x_0) + m_{32}(y - y_0) + m_{33}(z - z_0)} \quad (\text{B.16})$$

B.2 Changement de repère : du repère espace au repère image

Pour établir une relation entre deux repères différents, les repères $[\vec{X}, \vec{Y}, \vec{Z}]$ et $[\vec{i}, \vec{j}, \vec{f}]$, on considère une série de trois rotations. La première se fait autour de l'axe \vec{Z} et donne un nouveau repère $[\vec{X}', \vec{Y}', \vec{Z}]$ (figureB.6).

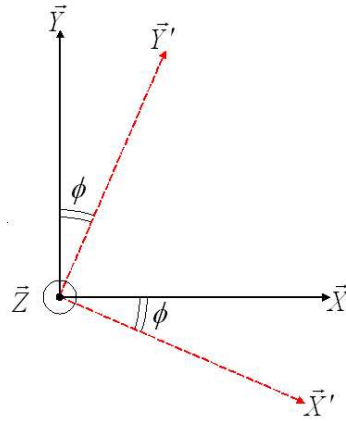


FIG. B.6: Rotation autour de l'axe \vec{Z} .

Elle représente donc le mouvement azimutal de la caméra, c'est à dire l'angle, dans le sens des aiguilles d'une montre, que fait l'axe optique, avec le Nord par exemple.

$$\vec{X}' = \cos \phi \cdot \vec{X} - \sin \phi \cdot \vec{Y} \quad (\text{B.17})$$

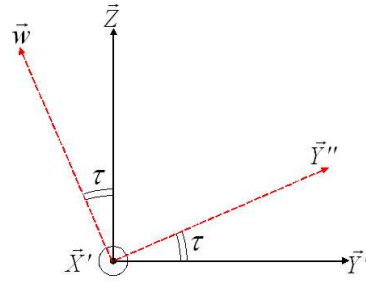
$$\vec{Y}' = \sin \phi \cdot \vec{X} + \cos \phi \cdot \vec{Y} \quad (\text{B.18})$$

$$\vec{Z} = \vec{Z} \quad (\text{B.19})$$

où ϕ est l'angle entre les axes \vec{u} et \vec{X} .

La seconde rotation autour de l'axe \vec{X}' représente l'angle d'incidence (ou angle de site) de la caméra. Soit $[\vec{X}', \vec{Y}'', \vec{w}]$ le nouveau repère considéré (figureB.7).

On doit prendre en considération le fait que sur une image (repère $[\vec{i}, \vec{j}]$) l'axe \vec{i} est inversé (le point de coordonnées $[0; 0]$ est l'angle *en haut* à gauche). La caméra pointe donc vers les i positifs quand l'angle de site est dans le sens inverse des aiguilles d'une montre. La rotation

FIG. B.7: Rotation autour de l'axe \vec{X}' .

s'écrit donc :

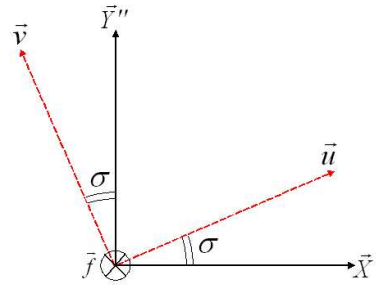
$$\vec{X}' = \vec{X}' \quad (\text{B.20})$$

$$\vec{Y}'' = \cos \tau \cdot \vec{Y}' + \sin \tau \cdot \vec{Z} \quad (\text{B.21})$$

$$\vec{w} = -\sin \tau \cdot \vec{Y}' + \cos \tau \cdot \vec{Z} \quad (\text{B.22})$$

où τ est l'angle de site, l'angle entre les axes \vec{w} et \vec{Z} .

La dernière rotation se fait autour de l'axe \vec{f} . Elle se fait donc dans un plan perpendiculaire à l'axe optique. L'axe \vec{f} est orienté dans le sens de l'axe optique, c'est à dire inverse à \vec{w} (figure B.8).

FIG. B.8: Rotation autour de l'axe \vec{f} .

Elle s'exprime ainsi :

$$\vec{i} = \cos \sigma \cdot \vec{X}' + \sin \sigma \cdot \vec{Y}'' \quad (\text{B.23})$$

$$\vec{j} = -\sin \sigma \cdot \vec{X}' + \cos \sigma \cdot \vec{Y}'' \quad (\text{B.24})$$

$$\vec{f} = -\vec{w} \quad (\text{B.25})$$

où σ est l'angle de roulis, représentant physiquement une possible différence angulaire entre les lignes CCD et l'axe horizontal du système de positionnement de la caméra.

Pour relier directement les repères $[\vec{X}, \vec{Y}, \vec{Z}]$ et $[\vec{i}, \vec{j}, \vec{f}]$, on combine simplement les équations précédentes. Par combinaison de B.17 et B.21 dans B.23 on obtient :

$$\vec{i} = \cos \sigma \cdot (\cos \phi \cdot \vec{X} + \sin \phi \cdot \vec{Y}) + \sin \sigma \cdot (\cos \tau \cdot \vec{Y}' + \sin \tau \cdot \vec{Z}) \quad (\text{B.26})$$

En utilisant B.18, on trouve :

$$\vec{i} = \cos \sigma \cdot (\cos \phi \cdot \vec{X} + \sin \phi \cdot \vec{Y}) + \sin \sigma \cdot [\cos \tau \cdot (\cos \phi \cdot \vec{X} - \sin \phi \cdot \vec{Y}) + \sin \tau \cdot \vec{Z}] \quad (\text{B.27})$$

En rassemblant les termes, on trouve finalement :

$$\vec{i} = \begin{bmatrix} \cos \phi \cdot \cos \sigma + \sin \phi \cdot \cos \tau \cdot \sin \sigma \\ -\sin \phi \cdot \cos \sigma + \cos \phi \cdot \cos \tau \cdot \sin \sigma \\ \sin \tau \cdot \sin \sigma \end{bmatrix} \quad (\text{B.28})$$

De même, en combinant B.17 et B.21 dans B.24, on obtient :

$$\vec{j} = \begin{bmatrix} -\cos \phi \cdot \sin \sigma + \sin \phi \cdot \cos \tau \cdot \cos \sigma \\ \sin \phi \cdot \sin \sigma + \cos \phi \cdot \cos \tau \cdot \cos \sigma \\ \sin \tau \cdot \cos \sigma \end{bmatrix} \quad (\text{B.29})$$

Et finalement, en combinant B.18 et B.22 dans B.25, on trouve :

$$\vec{f} = \begin{bmatrix} \sin \phi \cdot \sin \tau \\ \cos \phi \cdot \sin \tau \\ -\cos \tau \end{bmatrix} \quad (\text{B.30})$$

La matrice \mathcal{M} globale de transformation du repère $[\vec{X}, \vec{Y}, \vec{Z}]$ au repère $[\vec{i}, \vec{j}, \vec{f}]$ peut donc s'écrire :

$$\mathcal{M} = \begin{bmatrix} m_{11} & m_{12} & m_{13} \\ m_{21} & m_{22} & m_{23} \\ m_{31} & m_{32} & m_{33} \end{bmatrix} \quad (\text{B.31})$$

où :

$$\begin{aligned} m_{11} &= \cos(\phi) \cdot \cos(\sigma) + \sin(\phi) \cdot \cos(\tau) \cdot \sin(\sigma) \\ m_{12} &= -\sin(\phi) \cdot \cos(\sigma) + \cos(\phi) \cdot \cos(\tau) \cdot \sin(\sigma) \\ m_{13} &= \sin(\tau) \cdot \sin(\sigma) \\ m_{21} &= -\cos(\phi) \cdot \sin(\sigma) + \sin(\phi) \cdot \cos(\tau) \cdot \cos(\sigma) \\ m_{22} &= \sin(\phi) \cdot \sin(\sigma) + \cos(\phi) \cdot \cos(\tau) \cdot \cos(\sigma) \\ m_{23} &= \sin(\tau) \cdot \cos(\sigma) \\ m_{31} &= \sin(\phi) \cdot \sin(\tau) \\ m_{32} &= \cos(\phi) \cdot \sin(\tau) \\ m_{33} &= -\cos(\tau) \end{aligned}$$

B.3 Calibration explicite

En calibration explicite, on se base sur la connaissance de tous les paramètres intrinsèques et extrinsèques pour résoudre le système des équations B.11 et B.12. Les paramètres intrinsèques décrivent la physique interne de la caméra (i_0 , j_0 , f , λ_u et λ_v) et les paramètres extrinsèques définissent la position et l'orientation de la caméra dans le repère espace (x_0 , y_0 , z_0 , ϕ , σ et τ).

Les paramètres intrinsèques peuvent être donnés directement par le constructeur de la caméra, mais il est souvent préférable de les recalculer en laboratoire par le biais d'une mire de calibration (voir Horaud et Monga, 1993).

Les paramètres extrinsèques doivent être mesurés avec précision sur le terrain. La position de la caméra (x_0 , y_0 , z_0) peut être acquise facilement. L'orientation de la caméra (ϕ , σ et τ) s'avère être une information beaucoup plus difficile à obtenir.

Une fois tous les paramètres calibrés, il faut être vigilant à ce qu'ils restent inchangés pendant l'expérience. Ainsi, tout zoom changera la distance focale, et tout mouvement de la caméra changera les paramètres extrinsèques. Cette méthode explicite est donc assez délicate à mettre en oeuvre. Pourtant, ces avantages sur la méthode implicite sont certains, puisqu'elle ne nécessite pas de point de calage (voir section B.4) sur le terrain.

B.4 Calibration implicite

Il est possible de réarranger les équations B.11 et B.12 en (voir Holland *et al.*, 1997) :

$$i = \frac{L_1x + L_2y + L_3z + L_4}{L_9x + L_{10}y + L_{11}z + 1} \quad (\text{B.32})$$

$$j = \frac{L_5x + L_6y + L_7z + L_8}{L_9x + L_{10}y + L_{11}z + 1} \quad (\text{B.33})$$

Cette méthode, dites DLT pour Direct Linear Transformation, a été développée par Abdel-Aziz et Karara (1971). Les coefficients L_i n'ont pas de sens physique, mais sont des combinaisons des paramètres intrinsèques et extrinsèques. Pour calculer les valeurs de ces coefficients, il faut résoudre les équations B.32, et donc être en possession de points dont les coordonnées dans le repère espace (x , y et z) et dans le repère image (i et j) sont connues. Ces points sont appelés GRP, pour Ground Reference Points. Cela est possible en faisant la levée topographique (par théodolite par exemple) de points visibles sur les images (par exemple de marqueurs colorés). Chaque point donne un couple $[(x, y, z), (i, j)]$, et, puisque les équations B.32 ont 11 inconnues, 6 GRPs sont nécessaires.

En application en rivière, on peut considérer que, sur la zone photographiée, la surface de la rivière est un plan horizontal et donc la coordonnée z est la même pour tous les points en surface de la rivière. Si on prend cette surface de rivière comme le 0 de l'échelle verticale, les équations B.32 deviennent (voir Fujita, 1994) :

$$i = \frac{L_1x + L_2y + L_4}{L_9x + L_{10}y + 1} \quad (\text{B.34})$$

$$j = \frac{L_5x + L_6y + L_8}{L_9x + L_{10}y + 1} \quad (\text{B.35})$$

Arrangé autrement, on peut écrire :

$$x = \frac{a_1i + a_2j + a_3}{a_7i + a_8j + 1} \quad (\text{B.36})$$

$$y = \frac{a_4i + a_5j + a_6}{a_7i + a_8j + 1} \quad (\text{B.37})$$

Dans ce cas, la connaissance d'au moins 4 GRPs est nécessaire. Pour obtenir les valeurs exactes des a_i , il faut connaître sans erreur les coordonnées des GRPs dans les repères images et espace. Cela n'est pas possible : le levé topographique est dépendant de la précision de l'appareil de mesure, et la précision de la définition des coordonnées dans le repère image dépend de la résolution de l'image, de l'éloignement des marqueurs par rapport à la caméra, etc... Pour réduire les erreurs, il est bon de prendre plus de 4 GRPs, et de résoudre le système B.36 par la méthode des moindres carrés. Pour $N \geq 4$ GRPs, on définit :

$$\mathcal{T}\mathcal{A} = \mathcal{Z} \quad (\text{B.38})$$

où :

$$\mathcal{T} = [8 \times 2N] = \begin{bmatrix} i_1 & j_1 & 1 & 0 & 0 & 0 & -i_1x_1 & -j_1x_1 \\ i_2 & j_2 & 1 & 0 & 0 & 0 & -i_2x_2 & -j_2x_2 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ i_N & j_N & 1 & 0 & 0 & 0 & -i_Nx_N & -j_Nx_N \\ 0 & 0 & 0 & i_1 & j_1 & 1 & -i_1y_1 & -j_1y_1 \\ 0 & 0 & 0 & i_2 & j_2 & 1 & -i_2y_2 & -j_2y_2 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & i_N & j_N & 1 & -i_Ny_N & -j_Ny_N \end{bmatrix} \quad (\text{B.39})$$

$$\mathcal{A} = [8 \times 1] = [a_1, a_2, a_3, a_4, a_5, a_6, a_7, a_8]^T \quad (\text{B.40})$$

$$\mathcal{Z} = [2N \times 1] = [x_1, x_2, \dots, x_N, y_1, y_2, \dots, y_N]^T \quad (\text{B.41})$$

Le calcul des éléments de \mathcal{A} par moindres carrés se fait ainsi :

$$\mathcal{A} = (\mathcal{T}^T\mathcal{T})^{-1}\mathcal{T}^T\mathcal{Z} \quad (\text{B.42})$$

Reconstruction d'images corrigées

Il s'agit de corriger les effets de perspective et de distorsion affectant les images enregistrées avec un angle de site, et de construire de nouvelles images orthorectifiées, dont l'échelle du repère pixel sera reliée linéairement au repère métrique Cartésien. On a vu en annexe B que les équations de transformation du repère image vers le repère métrique sont :

$$x = \frac{a_1 i + a_2 j + a_3}{a_7 i + a_8 j + 1} \quad (\text{C.1})$$

$$y = \frac{a_4 i + a_5 j + a_6}{a_7 i + a_8 j + 1} \quad (\text{C.2})$$

La méthode pour construire des images orthorectifiées consiste à :

- définir la zone à imager dans le repère métrique, c'est à dire donner les coordonnées (x,y) de 4 points ;
- définir une grille de taille δx et δy dans le repère métrique, sachant que chacun des noeuds de la grille sera un pixel de l'image orthorectifiée ;
- calculer les coordonnées dans le repère image des noeuds de la grille. Cela se fait en utilisant la relation inverse au système C.1

$$i = \frac{(a_6 a_8 - a_5) x + (a_2 - a_3 a_8) y + (a_5 a_8 - a_2 a_6)}{(a_5 a_7 - a_4 a_8) x + (a_1 a_8 - a_2 a_7) y + (a_2 a_4 - a_1 a_5)} \quad (\text{C.3})$$

$$j = \frac{(a_4 - a_6 a_7) x + (a_3 a_7 - a_1) y + (a_1 a_6 - a_3 a_4)}{(a_5 a_7 - a_4 a_8) x + (a_1 a_8 - a_2 a_7) y + (a_2 a_4 - a_1 a_5)} \quad (\text{C.4})$$

Les coordonnées i_0, j_0 des noeuds calculées ainsi sont des réels.

- on assigne à chaque noeud x, y l'intensité correspondant au pixel de coordonnée i_0, j_0 . Puisque les i_0, j_0 calculées par le système C.3 sont des réels, on utilise une interpolation sur les pixels voisins pour définir la valeur en i_0, j_0 . Muste *et al.* (1999) propose d'utiliser une interpolation en convolution cubique, exprimée ainsi :

$$f(i_0, j_0) = \sum_{i=1}^k \sum_{j=1}^l [f(i_k, j_l) C(i_k - i_0) C(j_l - j_0)] \quad (\text{C.5})$$

où $f(i_k, j_l)$ est l'intensité des pixels autour de la location i_0, j_0 , et C prend la forme :

$$C(s) = \begin{cases} 1 - 2|s|^2 + |s|^3 & \text{si } 0 \leq |s| < 1 \\ 4 - 8|s| + 5|s|^2 - |s|^3 & \text{si } 1 \leq |s| < 2 \\ 0 & \text{si } 2 \leq |s| \end{cases}$$

où s est $i_k - i_0$ ou $j_k - j_0$.

Une règle à respecter est que l'image orthorectifiée doit avoir à peu près la même taille que l'image de base. La figure C.1 illustre un exemple d'image prise par le système LSPIV temps réel de Hauet *et al.* (2005) et la même image orthorectifiée reconstituée.

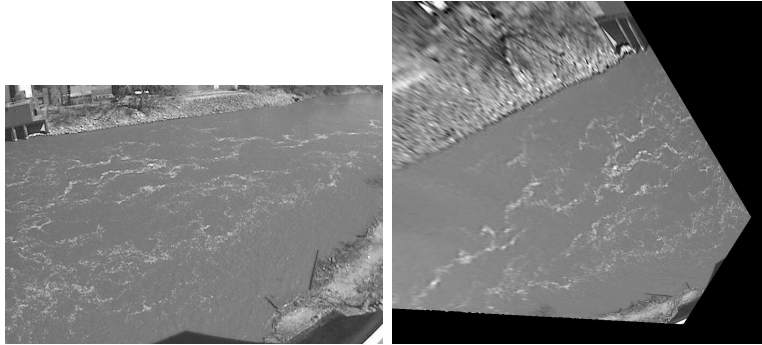


FIG. C.1: Exemple d'image prise par le système LSPIV temps réel de Hauet *et al.* (2005) et la même image orthorectifiée reconstituée.

D

Distribution verticale des vitesses

D.1 Écoulement uniforme

D'après Graf (1993), la distribution verticale des vitesses pour un écoulement uniforme sur fond rugueux s'exprime ainsi :

$$\frac{u(z)}{u^*} = \frac{1}{\kappa} \ln \left(\frac{z}{k_s} \right) + 8.5 \quad (\text{D.1})$$

où $u(z)$ est la vitesse (en ms^{-1}) au point de profondeur z (m), κ est la constante universelle de Karman ($\kappa = 0.4$), k_s est la hauteur de rugosité (en m), et u^* est la vitesse de frottement au fond (ms^{-1}), exprimée ainsi :

$$u^* = \sqrt{gJ_f h} \quad (\text{D.2})$$

où g est l'accélération moyenne de la gravité sur Terre ($g = 9.81ms^{-2}$), J_f est la pente du fond de la rivière, et h est la hauteur d'eau.

Après intégration de l'équation D.1, on obtient l'expression suivante pour la vitesse moyenne (voir Graf, 1993) :

$$\frac{U}{u^*} = \frac{1}{\kappa} \ln \left(\frac{R_h}{k_s} \right) + 6.25 \quad (\text{D.3})$$

où U est la vitesse moyenne (en ms^{-1}) sur la tranche d'eau, R_h est le rayon hydraulique de la rivière (en m). Comme la majorité des rivières sont beaucoup plus larges que hautes, on peut faire l'approximation $R_h = h$.

Le rapport de la vitesse moyenne sur la vitesse de surface s'écrit :

$$\frac{U}{u(h)} = \frac{\frac{1}{\kappa} \ln \left(\frac{h}{k_s} \right) + 6.25}{\frac{1}{\kappa} \ln \left(\frac{z}{k_s} \right) + 8.5} \quad (\text{D.4})$$

En prenant comme grandeurs caractéristiques des rivières $h = 1 m$ et $k_s = 10^{-1} m$, on obtient :

$$\frac{U}{u(h)} = \frac{17.7629}{20.0129} = 0.88 \quad (\text{D.5})$$

Critères statistiques utilisés

L'évaluation des estimations LSPIV de débit consiste à comparer les valeurs estimées à des valeurs de référence. Des critères statistiques objectifs sont utilisés pour caractériser globalement la qualité des estimations LSPIV.

Soit N le nombre de valeurs que l'on veut comparer et Q les débits LSPIV ou de référence (indices PIV et ref).

E.1 Le biais relatif

Le biais relatif, ou erreur moyenne, en pourcentage, s'exprime :

$$Biais = 100 \times \frac{\frac{1}{N} \sum_{t=1}^{t=N} (Q_{PIV}(t) - Q_{ref}(t))}{Q_{ref}} \quad (E.1)$$

Il permet de quantifier l'écart relatif moyen entre les débits LSPIV et les débits de référence. La valeur optimale est 0. Une valeur positive indique une surestimation, une valeur négative une sous-estimation.

E.2 Le critère de Nash

Il s'exprime ainsi :

$$Nash = 1 - \frac{\sum_{t=1}^{t=N} (Q_{PIV}(t) - Q_{ref}(t))^2}{\sum_{t=1}^{t=N} (Q_{ref}(t) - \overline{Q_{ref}})^2} \quad (E.2)$$

Il mesure la part de variance expliquée par la référence. Il peut varier de $-\infty$ à 1. Une valeur supérieure à 0.7 est généralement considérée comme satisfaisante, la valeur optimale étant 1.

E.3 Le coefficient de corrélation

Il s'exprime ainsi :

$$r = \frac{\frac{1}{N-1} \sum_{t=1}^{t=N} (Q_{PIV}(t) - \overline{Q_{PIV}})(Q_{ref}(t) - \overline{Q_{ref}})}{\sqrt{\frac{1}{N-1} \sum_{t=1}^{t=N} (Q_{PIV}(t) - \overline{Q_{PIV}})^2} \sqrt{\frac{1}{N-1} \sum_{t=1}^{t=N} (Q_{ref}(t) - \overline{Q_{ref}})^2}} \quad (\text{E.3})$$

On utilise son carré, r^2 , pour exprimer la co-fluctuation des débits LSPIV et de référence. La valeur optimale est 1.

E
**Continuous, Real-Time System for
Estimating Discharges in Rivers Using an
Image-Based Method**

Continuous, Real-Time System for Estimating Discharges in Rivers Using an Image-Based Method

Alexandre Hauet and Anton Kruger

Abstract

A continuous, real-time, image-based approach for discharge measurements is presented for river gauging in an experiment on the Iowa River at Iowa City, Iowa. The implementation of the system is detailed in this paper. The system architecture was designed to facilitate cooperation between Computer Science and Electrical Engineering students, that helped implement the system, and the hydrologists, that are developing the LSPIV discharge method. The system can be easily improved thanks to its implementation in standalone executables and scripts pipes together using Bash scripts. Apart from one PC crashing, the system continually operated for more than 16 months, and we feel that it is inherently robust. The results over the 16 first months of operation show that the image-based estimations are consistent with real-time estimations obtained by the USGS from direct measurements of the river stage.

Index Terms

Hydrometry, Discharge, Gauging, LSPIV, Real-time.

Continuous, Real-Time System for Estimating Discharges in Rivers Using an Image-Based Method

I. INTRODUCTION

Measuring real-time discharge of rivers is extremely important in many areas such as flood protection, irrigation, water resource management, and others. Traditional discharge measurements are made using several techniques (see [1]). The current meter method, considered as the reference method, consists in relating rotations of a propeller with the water velocity along a river cross-section. Acoustic Doppler Current Profilers (ADCP) that use the Doppler shift of backscatters particles in the rivers, are also extensively used for velocity measurements in large rivers. Using these methods, discharge is estimated by integrating the measured velocities over the river cross-section. Dye dilution can provide discharge estimates without exploring the velocity field of the river, but this method is restricted to low discharges, because large amounts of dye are required at large flow rates.

These are in-situ measurements that require the instruments to be immersed in the water. But at high discharge rates, high velocities and floating debris endanger the operators and the equipment. These methods are also time consuming, and require, for large settings, special equipment such as boats, cables cars or bridges. That leads to a high cost for river monitoring, about 12K\$ per year per gauging station, according to the United States Geological Survey (USGS).

Over the past decade, researchers at IIHR-Hydroscience & Engineering at The University of Iowa, their collaborators, and others have been developing an image-based technique for measurement of surface velocities of rivers (see [2], [3] or [4]). The method, Large-Scale Particle Image Velocimetry or LSPIV, is a statistical image analysis method that identifies displacement of tracers of the surface flow. One can use the surface velocity field with a model that incorporates the geometry or *bathymetry* of the river and the water height or *stage* to obtain and estimate of the discharge.

We have built a system that use this technique for a site on the Iowa River, Iowa City, Iowa, and operated it for more than 16 months. Results discharge estimates are provided in real-time on a website, and displayed alongside USGS estimates. In this paper we describe the

implementation of the system and only briefly describe the PIV method, with more details and results provided in [5].

II. LARGE-SCALE PARTICLE IMAGE VELOCIMETRY

In some settings, image-based methods are important alternatives to in-situ measurements in rivers (see for example [6] or [7]). The equipment required (camera and computer) is relatively inexpensive and widely available. Because the method is indirect, the camera can be placed away from the river. This protects the equipment from floods and greatly enhances the safety of operators. The method also lends itself to automation as we describe in the paper.

Particle Image Velocimetry or *PIV* is a well-established laboratory experimental technique in Fluids research ([8]). One can adopt the basic idea to work in a non-laboratory or field setting at scales that are much larger than traditional PIV. We use the term Large-Scale Particle Image Velocimetry (LSPIV) to describe the technique for measuring a 2-D surface flow field at the river scale. In this instance, the focus is on measuring the surface velocity of rivers. The basic idea is simple: using image-processing methods, one tracks so-called *tracers* on the surface of the river. Cross-correlation coefficient between areas of two successive images of the river, separated by δt , is used as indicator of the most probable displacement of the tracers during δt . The tracers may be solid particles such as popcorn, or naturally-occurring such as leaves sticks or other debris. Bubbles, foam, or turbulence driven patterns that naturally occur and that are advected with the river flow may also function as tracers. The LSPIV method involves four steps: (i) recording of a pair of images, (ii) processing of the images by using statistical correlation to obtain a surface velocity field (PIV method), (iii) geometric transformation for correction of the effects of perspective and camera distortion and (iv) post-processing and quality check of the obtained velocity field. By adding a fifth step, the free surface velocity associated with river bathymetry and hydraulic hypothesis leads to the discharge estimation.

This sequence provides an estimate of the surface velocity and discharge estimate at one instant. One can repeat the process continuously and obtain real-time discharge estimates.

This procedure is sketched in Figure 1.

The experimental area of this study is a section of the Iowa River, in Iowa City, Iowa. Naturally occurred foam is used as tracers of the flow for the LSPIV estimates. The area is adjacent to USGS gauging station (USGS 05454500, see http://waterdata.usgs.gov/ia/nwis/uv?site_no=05454500). This gage station makes discharge estimates of the river from direct measurements of the stage every 30 minutes. In this paper we focus on the implementation and not on a comparison with the USGS measurements, which we treat as a reference. More details are provided in [5].

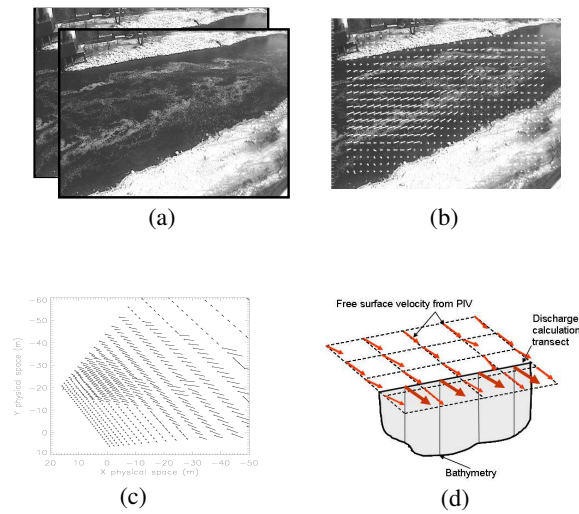


Fig. 1. Procedure for estimating discharge using LSPIV:(a) recording of a pair of images, (b) PIV processing of the images to obtain a surface velocity field, (c) geometric transformation and quality check of the obtained velocity field, (d) discharge estimation.

III. THE SYSTEM

A. System architecture

The architecture of our real-time LSPIV system is sketched in Figure 2. A commercially avail-

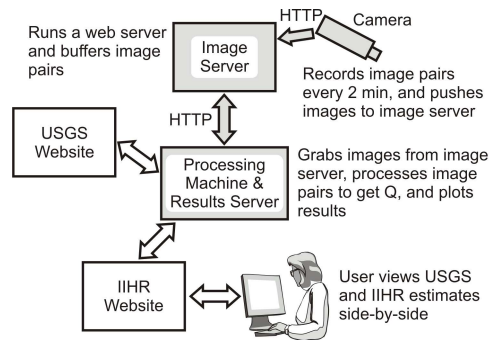


Fig. 2. Overview of the system. A web-camera records and pushes image pairs every two minutes to an image server. A processing machine grabs the image pairs and performs the analysis described in this paper to estimate a discharge Q . Time series of these estimates are published, along with USGS estimates, on a website.

able web camera (*Axis 2120 Network Camera*) mounted in an all-weather housing autonomously records an image pair every two minutes. The images, separated by 1 s, are time-stamped and uploaded to an image server. The bulk of the work is done on a processing machine using Bash shell scripts and compiled programs. An unattended process, cron job in Unix parlance, grabs

pairs of images from the image server every 2 minutes, using the Java application HTTPget. PIV analysis is performed on the pairs of images to obtain estimates of surface velocity.

The next step is a spatial transformation to account for camera and perspective view distortion. The analysis includes post-processing to remove erroneous velocity vectors. These vectors occur in regions of the image where there are poor or no seeding, or poor lighting. We use the free surface velocity at locations along a transect to reconstruct the vertical velocity profile, taking into account the known bathymetry or the river. Discharge is then computed using the velocity area method (see for instance [1]). The 2 minutes time step for discharge estimation was selected regarding the total computational time.

Plots comparing discharge estimates with real-time USGS estimates are updated every hour for the current week and month time scales. The processing machine makes the plots available via an HTTP server, and a web-page on IIHR's main website links to these plots (<http://www.iihr.uiowa.edu>). The system has been operational since November 2004. Figure 3 depicts the information flow and computations.

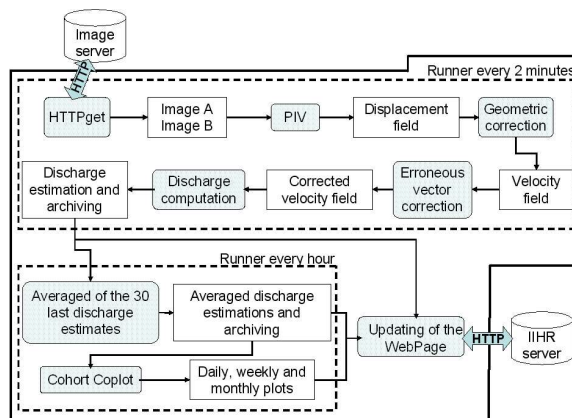


Fig. 3. Flowchart of the operation of the processing machine. Shaded rounded corners boxes are codes, unshaded boxes are outputs, and cylinders are servers.

B. Camera and image server

The system consist of a network camera which continuously samples images of the Iowa River and a PC that polls the camera periodically to pull down recent image pairs. The camera runs a minimum Linux OS on-board and requires only a few items to be set up. Buffering of images is started via an http command. The PC is a *Windows XP* machine with IIS used for the web server. *Active State Tcl* and *Microsoft Services for Unix* were used for the cron job and scripting. The images are archived on the PC and made available for download via the web

server. Images are 704x480 colours JPEG. For the PIV processing, images are converted onto PGM (Portable GrayMap).

C. Plots generation

The results plots are generated as follows. We use a commercial plotting package *Coplot* that is unusual in that it has a non-GUI (Graphic User Interface) batch mode in addition to its GUI. One uses the GUI to interactively design the look and feel of the plot, and then print or export the image, just as one would using most plotting packages. When the plot is saved, *Coplot* saves all the drawing commands that create the axis, titles, the colours, and so on, as ASCII text. The format is well-documented and almost self-explanatory. *Coplot* also embeds the name of the data file in its output. When *Coplot* opens its file, it interprets and reconstructs the graph, loads the data, and makes the plot. One can also use *Coplot* without its GUI and generate PostScript, PDF, GIF or JPEG images. Note that one can open, view and edit the *Coplot* file in an ordinary text editor, or edit file using tools such as *awk*, *sed*, or others from within a batch or script and then use *Coplot* to generate the plot image. In our system we created a template plot interactively using data in some temporary data file. The plot file, which contains the name of this data file, was then saved. The real-time system simply replaces the temporary file when it needs to update the plot. When a user accesses the website and pulls up a plot, *Coplot* is invoked and generates the latest plot.

Alternative methods for script-based plot generation are tools such as *phplot*, or *gdlib*, and others that work with the webserver's scripting engine. This is tedious since one has to write a program in the scripting language to create a plot, rather than using a mouse and an interactive GUI. Another alternative is to use a package such as GNU *gnuplot* that allows easy batch mode plot generation. It is much easier to make plot using interactive command line, but it lacks a GUI. Our approach allows one to design the plot with a GUI, which is logical and easy, and the generate plot in a batch mode.

D. Implementation philosophy

Rather than using a single integrated software package, the system is comprised of standalone executables and scripts. The executables communicate with each other using the console. Executables are piped together using Bash shell scripts following the UNIX paradigm.

This makes the system very flexible: software written in different languages (FORTRAN, C, etc...), from different authors can be used together without changing the overall architecture. One person with expertise in image-processing can write software for estimation of velocities

(PIV), while another person with expertise in hydraulics can focus on, and write software for making discharge estimates using these velocities. Each developer uses his or her own language, the only requirement is that the executables can read each other's input or output. This approach also allows easy replacement of executables with new ones.

IV. EVALUATION OF 16 MONTHS OF OPERATION

A. Practical field issues

Several challenges with the LSPIV technique for continuous real-time discharge estimation were identified by [5]. Error sources are related to the PIV method (image resolution, PIV parameters adjustment), to the application of PIV to large scale objects (image transformation), the influence of field conditions (illumination, glares and shadows, wind, camera vibration, night time, snow, ice, rainfall, ...). The effect of local illumination non-uniformity is clearly seen in the morning with sun reflections, and the evening with shadows in the recorded images (see Figure 4).

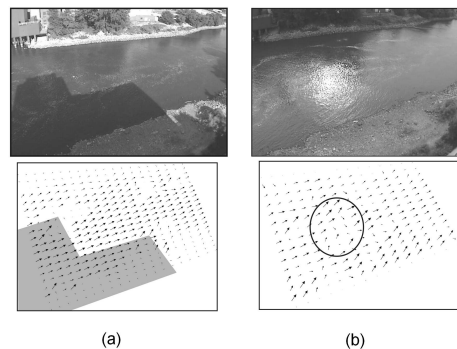


Fig. 4. Effect of local illumination non-uniformity (glare and shadow) on the PIV surface velocities estimates

A very effective method for dealing with image glare is a simple polarizing filter in front of the camera, which virtually eliminates the glare. Image processing techniques such as histogram equalization and contrast enhancement improve image quality prior to velocity estimation. As we described above, these operations are implemented as standalone executables that one can easily add or remove from the processing chain. One of the ideas that we are exploring is automatic detection of shadowed areas (see Figure 4) that are then brightened.

B. Evaluation of the hydrometric results

From the experience over the first 16 months of operation, the authors found that the real-time PIV discharge estimates were consistent with the discharge estimates of the USGS, as

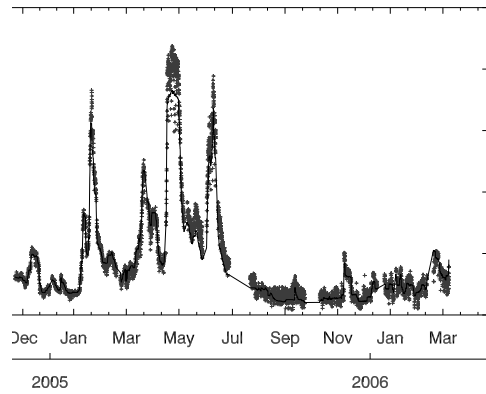


Fig. 5. Sample time series of discharge estimates made by USGS (solid black line), and using the techniques described in this paper (grey crosses).

demonstrated by the discharge chronology in Figure 5. The measured discharges ranged from 10 to $210 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$. As illustrated in Figure 6, the LSPIV measurements are consistent with the 265 USGS current meter measurements made at that site since 1984, but have more dispersion. This dispersion is due to the multiple uncertainty sources described in section IV-A. Figure 6 shows that the LSPIV measurements are also consistent with image-based measurements made at the same site by [7]. The repeatability of the LSPIV measurement is well illustrated by Figure 6 in which 22 years of USGS monitoring represents 265 discharge measurements, and 16 months of image-based monitoring corresponds to more than 4000 measurements.

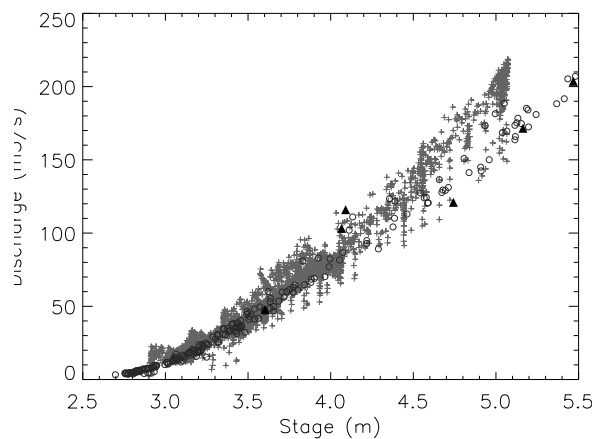


Fig. 6. Stage - Discharge relation from USGS measurements (circles), Creutin et al. (2003) (triangles), and LSPIV (crosses).

C. Evaluation of the computational system

The discharge estimations are made in “quasi real-time”, as the total computational time is around 1 minute on an older *Pentium III* computer. During 16 months, the system stopped 3 weeks in summer 2005, due to a crash of the image server PC. This machine was then replaced. There were some problems in autumn 2005 due to bad data transmission format from the USGS. The rest of the time, the system showed its robustness.

V. SUMMARY AND CONCLUSIONS

A continuous, real-time, image-based system for estimating discharges in rivers is detailed in this paper. A prototype has been installed in Iowa City, IA, to monitoring the Iowa River. The results over the 16 first months of operation show that the image-based estimations are consistent with real-time estimations obtained by the USGS from direct measurements of the river stage.

The system architecture was designed to facilitate cooperation between Computer Science and Electrical Engineering students, that helped implement the system, and the hydrologists, that are developing the LSPIV discharge method. The system can be easily improved thanks to its implementation in standalone executables and scripts pipes together using Bash scripts. Apart from one PC crashing, the system continually operated for more than 16 months, and we feel that it is inherently robust.

The long-range vision for the Iowa River demonstration site is as a test-bed for research on image-based discharge measurement techniques. Its location at a USGS gauge site facilitates comparisons with direct measurements. In addition, raw images and USGS data are archived continuously, which will provide extensive data for retrospective testing, comparison, and validation of image processing and discharge estimation algorithms. An important issue is the large number of error sources affecting the measurements. An uncertainty analysis, based on field and laboratory experiments, is realized at this time by the researchers’ team.

REFERENCES

- [1] S. E. Rantz, “Measurement and Computation of Streamflow: Volume 1. Measurement of Stage and Discharge,” USGS, Tech. Rep., 1982.
- [2] A. A. Bradley, A. Kruger, E. A. Meselhe, and M. V. I. Muste, “Flow Measurement in Streams Using Video Imagery,” *Water Resources Research*, vol. 8, no. 12, p. 1315, 2002.
- [3] I. Fujita, M. Hara, T. Morimoto, and T. Nakashima, “Visualization and piv measurement of river surface flow,” in *Proceeding of VSJ-SPIE98*, December 1998.
- [4] A. Kruger, L. Weber, M. Muste, and I. Fujita, “Real-time measurement of free-surface velocity using imaging techniques,” in *Hydroinformatics 2000*, 2000.

- [5] A. Hauet, A. Kruger, W. Krajewski, A. Bradley, M. Muste, J. Creutin, and M. Wilson, “Real-time estimation of discharges of the iowa river using an image-based method,” *submitted to Journal of Hydrologic Engineering*, 2005.
- [6] I. Fujita, M. Muste, and A. Kruger, “Large-scale particle image velocimetry for flow analysis in hydraulic engineering applications,” *Journal of Hydraulic Research*, vol. 36, no. 3, pp. 397–414, 1998.
- [7] J. Creutin, M. Muste, A. Bradley, S. Kim, and A. Kruger, “River gauging using piv technique: Proof of concept experiment on the iowa river,” *Journal of Hydrology*, 2003.
- [8] R. Adrian, “Particle-imaging techniques for experimental fluid mechanics,” *Ann. Rev. Fluid Mech.*, vol. 23, pp. 261–304, 1991.

Guide d'utilisation de l'unité mobile LSPIV

Le guide qui suit, écrit en anglais, a été élaboré par Y. Kim et A. Hauet. Il décrit le matériel composant l'unité LSPIV mobile ainsi que les programmes informatiques utilisés. Des recommandations d'utilisation sont données afin d'obtenir une mesure aussi bonne que possible, et afin d'assurer la sécurité des opérateurs.

CHAPTER 3

MOBILE LSPIV

3.1. System configuration

The mobile LSPIV (MLSPIV) is designed to efficiently measure discharges in rivers under severe conditions, such as floods, which have until now been difficult to measure discharge. One reason is that velocities over 2 m/s and floating debris pose significant danger to technicians and instruments. Also during floods, the change of stage at rivers is too fast to measure with traditional instruments. A current meter, for example, needs at least one hour to measure discharge in a river of 200 m width. Therefore, when the measurement is finished, the water stage of the river will have changed greatly (e.g. 4 inches or more in severe cases).

Quick measurement is very important in order to know how much the discharge is at specific times during floods. Therefore, the primary purpose of MLSPIV is to give users a quick method to measure discharge in severe conditions of rivers and determine discharge values with acceptable accuracy. The second purpose is to give discharge estimates at sites where there is no rating curve. While discharge at a gauging station where the stage-discharge relationship is usually established can be estimated by inputting stage values into rating curves, such estimates cannot be made at a site where the stage-discharge relation is not yet made. At such sites, discharges will be measured effectively using MLSPIV.

MLSPIV is composed of an LSPIV image processing program with a discharge calculation algorithm, a digital camera (or video camcorder), a pan-tilt unit, a controlling program for a camera and a pan-tilt unit, and a truck for maneuvering, equipped with a power supply to provide electricity to all hardware.

MLSPIV is an integrated discharge measurement system acquiring images of flow in a river, and transforming them into undistorted images using several known physical

coordinates of marker points acquired through surveying. The velocity vector field is obtained using the cross-correlation method for successive images. Surveyed or estimated cross-sectional bathymetry data and depth-averaged velocities obtained by applying a velocity distribution law to measured surface velocities at each sub-section in the cross-section of a river, are used to calculate discharge (Figure 3.1).

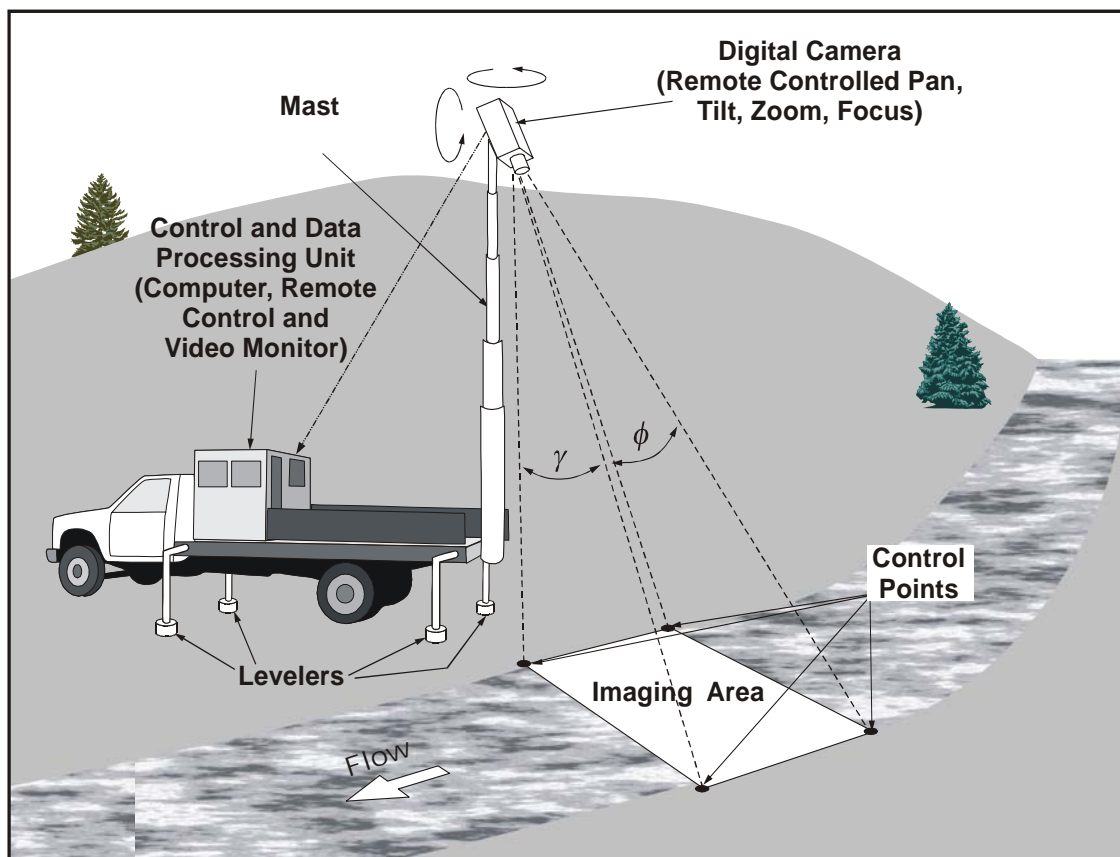


Figure 3.1. Schematic diagram of velocity measurements in a river using MLSPIV

To process all these works, MLSPIV is composed of the following items:

- i) a digital camera
- ii) a pan-tilt unit to set camera position
- iii) a notebook computer with two programs, one for the camera and the pan and tilt unit (PTU) control and the other for image transformation, velocity vector calculation, and

discharge calculation

- iv) a truck with a power generator to supply power for all instruments and a mast to position the camera and the pan and tilt unit at the desired height.

3.1.1. Digital camera

A digital camera (Olympus C730 Ultra Zoom) is used to get successive images from 640 by 480 pixels up to 2048 by 1536 pixels within about a 0.8 second time interval. A digital camera is placed on the PTU. The error of the time interval is very critical for the accurate calculation of velocity. So, some new digital cameras which are free from the time interval error or a video camcorder can be considered. In the case of a video camera, the images of 640 by 480 pixels with exactly a 1/30 sec time interval between images are obtained.

3.1.2. Pan-tilt unit

A pan-tilt unit (PTU) is positioned at the top of the mast and is used to set the camera angle to get the desired images. The pan-tilt unit is controlled by a pan-tilt program developed by IIHR and run from a remote notebook computer. The resolution of the PTU is 0.051428 degrees.

3.1.3. Truck

A pickup truck is used for the quick movement of the whole MLSPIV system to any river. The truck is equipped with a mast and a power generator. The height of the mast can go up to 50 feet according to the desired coverage area of images. On the top of the mast, a digital camera and a pan-tilt unit are installed. A power generator is installed to supply electricity for the operation of a mast, a camera, a pan-tilt unit, and a notebook computer (Figure 3.2).

3.1.4. Software

A notebook computer with two programs (pan-tilt program and LSPIV program) is used to control the camera and process images. The pan-tilt program is used to control the pan-tilt unit and camera setting, including zoom, image format, and the number of images. The LSPIV program calculates velocity field when two or more successive images are obtained from the camera and then calculates the discharge of rivers using a discharge calculation algorithm which is installed in the LSPIV program.

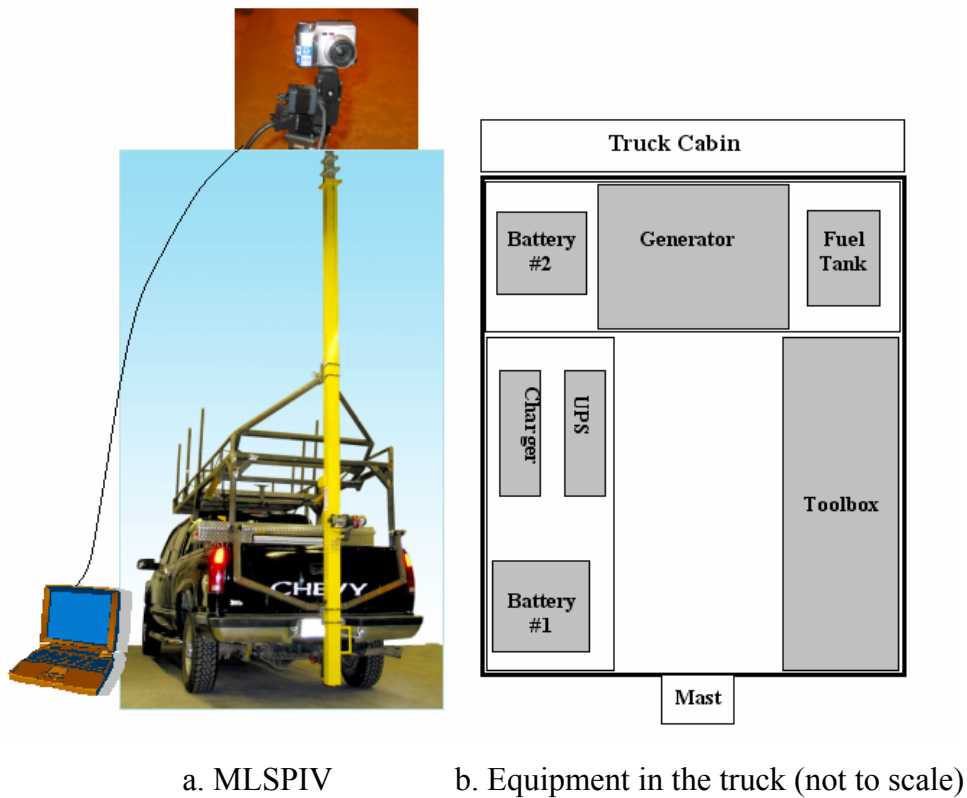


Figure 3.2. MLSPiV and equipment in truck

3.2. Deployment of MLSPIV

The procedures for obtaining the discharge measurements are grouped into truck and peripherals settings, camera positioning and image acquisition, and image processing, to obtain the velocity fields and discharge. The steps involved in deployment from image capturing to obtaining results are described below.

3.2.1. Setup of MLSPIV truck

3.2.1.1. Weather conditions

The weather conditions are to be checked first to ensure the safe deployment of MLSPIV and the accurate velocity field calculation. The mast of the MLSPIV system should not be raised when the wind speed is greater than 16 km/hr (4.5m/s). When the mast is raised in wind, it must at all times be fixed to solid things around the truck such as trees, rocks and building structures. If it is not fixed, the mast will buckle. The mast can still be used at its lowermost position if the winds exceed 16 km/hr (4.5m/s). However, MLSPIV should not be deployed in winds over 48 km/hr (13.4m/s). The ideal weather conditions are light or no wind, low or no cloud cover, and high visibility.

3.2.1.2. Truck location

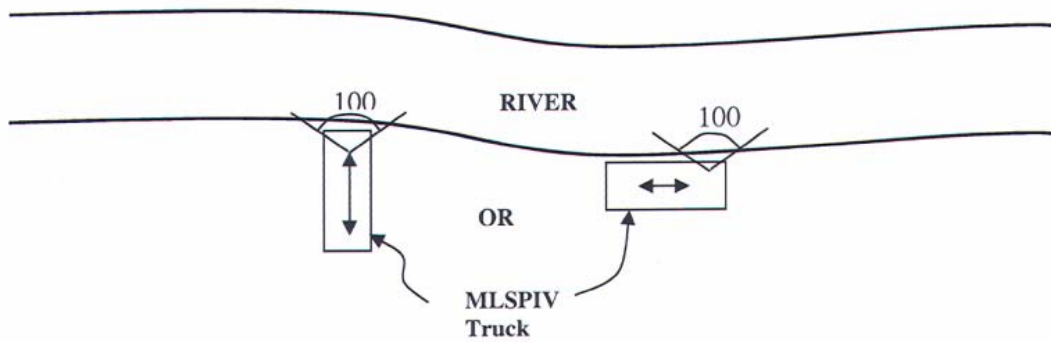
Choosing the right location to make MLSPIV measurements will greatly affect the quality of the result. Ideally, the imaged area should include both riverbanks, using the widest possible lens setting because marker points are installed around riverbanks. This allows recorded images to accurately capture the flow field.

Mast height, the zoom and angle of the camera, and distance from the shore are all things to consider before picking the truck location. The area above the truck must be checked for overhead obstructions, including trees, power lines or cables before raising the mast.

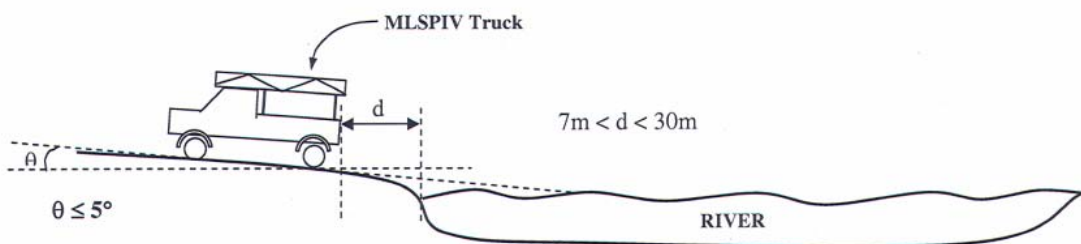
The MLSPIV truck should be parked perpendicular or parallel to the river on the riverbanks (Figure 3.3a) or perpendicular to the river on a bridge. When the MLSPIV truck is parked perpendicular or parallel to the river, the camera can be mounted and panned to achieve the best view. The MLSPIV camera can pan $\pm 159^\circ$ range and tilt 31° up and 47° down (78° range).

The mast height can be set from 5m (15') to 14m (52') above the ground. With this in mind, the distance of the MLSPIV truck from the river should be more than 7m (20ft) but less than 30m (100ft). Within this range, the camera will have the best view (Figure 3.3b). In case of parking the truck on a bridge, the distance from the truck to the imaged surface is to be adjusted, depending on the width of a river.

In order for the mast to raise and lower properly, the LSPIV truck must always be parked within 5° of level (Figure 3.3b). This is done by placing leveling ramps in front or behind the wheels of the truck that need to be raised, and then driving the truck up on to them.



(a) plan view



(b) side view

Figure 3.3. Truck setting

3.2.1.3. Standing up the mast

To install the camera, PTU unit and safety rails, the mast should be tilted up 1.5m (5ft) above the platform at first. The procedure for standing up the mast is as follows.

- 1) Make sure the truck level, and there are no obstructions above it.
- 2) Open the driver's side rear box.
- 3) Tilt the mast using the yellow hydraulic control.
- 4) Using the button labeled "up" (white circle) carefully tilt the mast 1.5m (5ft)

- above the platform (Figure 3.4a).
- 5) Attach the safety railing.
 - 6) Install the camera, pan-tilt unit and guy lines (Figure 3.4b).
 - 7) Stand up the mast (Figure 3.4c).
 - 8) Start the generator and turn on the UPS (uninterrupted power supply) and the MLSPIV systems (camera, pan-tilt unit, computer) are turned on.
 - 9) The truck is ready for image capturing.

3.2.2. Image capturing

After setting up the truck and installing the MLSPIV system, preparations for image capturing are needed to obtain the desired imaged area on the free surface of flows. Captured images should cover a river cross section in order to calculate the discharge. When the classical image transformation method is adopted, at least four marker points (or ground reference points, GRPs) should be within the imaged area (Figure 3.5). These points should be installed and should have surveyed their coordinates prior to image capturing. To remove the level difference between the GRPs and the water surface, the GRPs should be installed on the water surface. In case of storm event measurements, the vertical GRPs which keep the same physical coordinates (X, Y) on the water surface should be applied, because water stages will change continuously as the flood waves propagate. In case of the adoption of nonintrusive instrumentation, identifiable objects in the captured images can be used as the GRPs.

To obtain the images of the desired area,

- 1) Set the camera position by adjusting the pan and the tilt angles to obtain the desired view of the free surface of a flow using the PTU program (Figure 3.6 a).
- 2) Set the image capturing parameters (number of pairs, time interval within a pair, time interval between two successive pairs, and output image file format [image resolution, file format, color]) (Figure 3.6 b).

3.2.3. Image processing and post-processing

The LSPIV program which was developed at the IIHR is used for image processing and post-processing. To calculate the velocity fields using the LSPIV program, three steps are needed:

- 1) Input the physical and CRT coordinates for the ground reference points. Determine the scale factor and the physical coordinates of the transformed image origin by trial-and-error transformation until the size of the transformed image is similar to that of the original image (Figure 3.7 a).
- 2) Set the processing parameters: computational area, searching and interrogation areas (Figure 3.7 b).
- 3) Calculate the instantaneous velocity fields for all the images.

To calculate the discharge, another three steps are needed:

- 1) Set the filtering parameters and average all the instantaneous velocity fields (Figure 3.7 c).
- 2) Plot the result (Figure 3.7 d).
- 3) From the surface velocity fields, extract surface velocities over a cross section where the bathymetry is already measured and calculate discharge using Eq. (2.16) (Figure 2.9).



(a) Tilting of the mast



(b) Camera installation

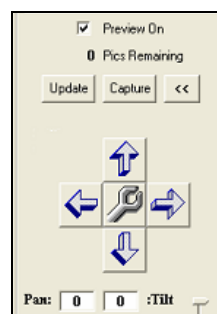


(c) Standing up the mast

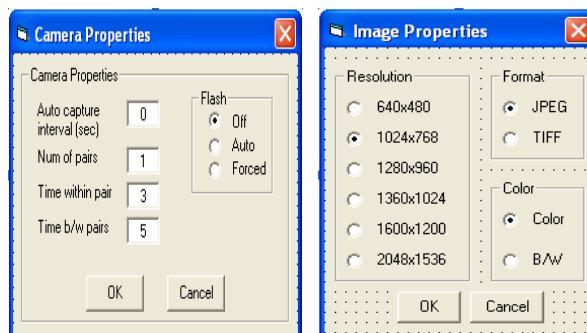
Figure 3.4. Truck and mast



Figure 3.5. GRPs for image transformation

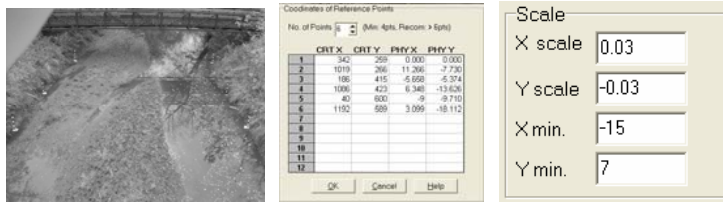


(a) Setting camera position

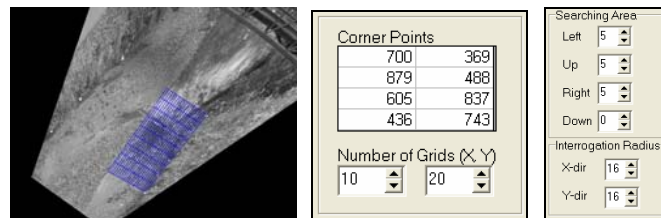


(b) setting image parameters

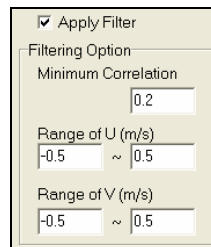
Figure 3.6. Preparation for image capturing



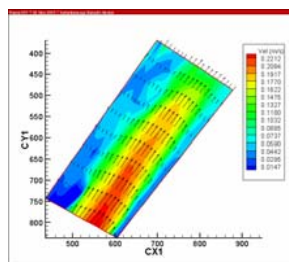
(a) Original image; physical and CRT coordinates of GRPs; scale factor and physical coordinates of the transformed image origin



(b) Processing parameter setting on the transformed image: grid; searching area; interrogation area



(c) Filtering parameter setting: minimum correlation; velocity range



(d) Calculated velocity field

Figure 3.7. LSPIV program for transformation, processing, post-processing

3.3. Summary

MLSPIV is a truck-based LSPIV system that incorporates successive advancements gained over several years of LSPIV development at IIHR. MLSPIV is essentially comprised of an imaging device (video or digital camera) set on a telescopic mast on the truck, together with two programs. Camera positioning and control and image processing are conducted remotely using a pan-tilt program and a LSPIV program loaded on a laptop computer.

The procedures for obtaining the discharge measurements are grouped into truck and peripherals settings, camera positioning and image acquisition, and image processing and post-processing to calculate the velocity fields and discharges in a river. First, the MLSPIV truck is located at a riverbank or a bridge under favorable weather conditions. All components are installed and the mast is set at the appropriate height to obtain the desired surface area of a flow. Second, the camera position is set by adjusting the pan and the tilt angles to precisely determine the imaged area and image capturing parameters to obtain the desired number, resolution, and format of images. Third, image processing and post-processing are needed to obtain an averaged surface velocity field. Discharge is calculated by applying a velocity distribution law to convert surface velocities into the depth averaged velocities and the velocity-area method over a cross section.