



HAL
open science

Contributions à la métrologie en réseaux d'assainissement

Frédérique Larrarte

► **To cite this version:**

Frédérique Larrarte. Contributions à la métrologie en réseaux d'assainissement. Mécanique des fluides [physics.class-ph]. Université de Caen, 2006. tel-02973802

HAL Id: tel-02973802

<https://hal.science/tel-02973802>

Submitted on 21 Oct 2020

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.



UNIVERSITE DE CAEN / BASSE NORMANDIE
U.F.R. : Sciences
ECOLE DOCTORALE : SIMEM

MEMOIRE D'HABILITATION A DIRIGER DES RECHERCHES

présenté par

Frédérique LARRARTE

et soutenu

le 13 octobre 2006

en vue de l'obtention du diplôme d'

HABILITATION A DIRIGER DES RECHERCHES de l'Université de CAEN

Spécialité : Génie Civil

(arrêté du 25 avril 2002)

Contributions à la métrologie en réseaux d'assainissement

Directeur de recherche : Daniel LEVACHER

Jury :

B. CHOCAT	Professeur, INSA de Lyon	Rapporteur
D. LAPLACE	Directeur, SERAM Marseille	
D. LEVACHER	Professeur, Université de Caen	Rapporteur
R. MOSE	Professeur, ENGEES	Rapporteur
M.N. PONS	Directeur de recherches CNRS, ENSIC de Nancy	Présidente du jury
B. SOYEZ	Chargé de mission, IPC, DRAST, Paris	

Remerciements

Passer la HdR est un exercice très personnel puisque cela revient à acquérir un diplôme. Mais dans les thématiques appliquées qui sont les miennes, c'est l'aboutissement de travaux collectifs lors des mesures sur le terrain ou en laboratoire, lors des discussions pour mettre au point des montages ou rédiger des communications et des articles. C'est aussi encadrer des techniciens et des étudiants avec toute la part d'apport de connaissances pour chacun même si cela passe parfois par des haussements de tons. Bref, ce travail recouvre celui de forts nombreuses personnes que je souhaite remercier ici.

Je voudrais mettre en avant tant les agents de la division eau et assainissement que ceux du service métrologie et instrumentation du LCPC intervenant dans la composante expérimentale de mes recherches. J'associe les personnels de GEMCEA et de l'ENGEES avec lesquels je collabore.

Je voudrais aussi exprimer ma gratitude aux agents de la Direction de l'Assainissement de Nantes Métropole (et auparavant de la Ville de Nantes) pour leur concours lors des multiples interventions en collecteur.

Je voudrais remercier Patrice et Hossein dont l'encadrement m'a beaucoup fait avancer dans la maîtrise que je peux avoir aujourd'hui de mes sujets de recherches.

Cette HdR n'aurait pu avoir lieu si le professeur Daniel Levacher ne m'avait pas tendu une perche il y a presque deux ans, je l'en remercie.

Je remercie également les membres du jury d'avoir accepté d'en faire partie et d'y avoir consacré le temps nécessaire.

Enfin, je remercie chaleureusement Claude Joannis qui m'a accueillie dans son équipe et m'a permis d'évoluer sur de nouveaux axes de recherches en sachant guider, aiguiller mes travaux. Les discussions sont parfois vives mais toujours fructueuses.

Cette photographie résume en quelques
sortes mon parcours depuis les rives
du Baldareta jusqu'à aujourd'hui et c'est aussi
l'occasion d'un clin d'œil à ma famille.



Construction du collecteur de 400 m de long, plage de Cenitz. Photo Mairie de Guéthary

SOMMAIRE

A	Curriculum vitae.....	13
A.1	Etat civil	15
A.2	Titres universitaires et formation	16
A.3	Expérience professionnelle	17
A.4	Encadrement de travaux de recherche.....	18
A.4.1	Encadrement de thèse - ED SIMEM – Université de Caen.	18
A.4.2	Encadrement de thèse –ED Mécanique – Université de Bordeaux I	18
A.4.3	Encadrement de stages de 3 ^{ème} cycle (master, 3 ^{ème} année d'école d'ingénieurs)...	18
A.4.4	Encadrement de stages de 1 ^{er} et 2 ^{ème} cycles	19
A.5	Activités d'enseignement	22
A.6	Responsabilités administratives	24
A.6.1	Responsabilités collectives.....	24
A.6.2	Organisation d'enseignements	24
A.6.3	Responsabilités électives.....	24
A.6.4	Sociétés savantes	25
A.7	Travaux antérieurs.....	26
A.7.1	Etude des champs de vagues	26
A.7.2	Morphologie de l'interface de poche de cavitation.....	26
A.7.3	Réduction de la traînée visqueuse	27
B	Recherches actuelles et perspectives.....	29
B.1	Métrologie en réseaux d'assainissement.....	31
B.1.1	Nomenclature.....	31
B.1.2	Introduction	33
B.1.3	Protocole.....	34
B.1.4	Sites expérimentaux.....	43
B.1.5	Mesures des vitesses.....	46
B.1.6	Mesures de concentrations.....	66
B.1.7	Premiers résultats du protocole.....	76
B.1.8	Principaux résultats acquis	82
B.1.9	Références	83
B.2	Perspectives de recherche.....	87

B.2.1 Suites du protocole	87
B.2.2 Echantillonneurs et portes instruments.....	87
B.2.3 Transport solide	91
B.2.4 Ecoulement turbulent et transport solide	92
B.3 Liste des publications et travaux	94
B.3.1 Articles dans des revues avec comité de lecture.....	94
B.3.2 Congrès internationaux avec comité de lecture et actes ou résumés	95
B.3.3 Congrès nationaux avec comité de lecture et actes ou résumé.....	98
B.3.4 Réalisations scientifiques et techniques	100
B.3.5 Contrats de recherche et rapports associés	100
B.3.6 Autres participations (workshop, journées thématiques, journées scientifiques). 101	
C Annexe	105
C.1 Annexe A.1 : Journal of Fluid Engineering , Vol. 121, June, 1998, pp 289-296...	107
C.2 Annexe A.2 : Journal of the Kansai Society of Naval Architects of Japan, November,1996, pp 19-24.....	117
C.3 Annexe B1 Nouveaux instruments pour connaître les champs de vitesses et de concentrations, Revue Européenne de Génie Civil, Vol. 9/7-8 – 2005, pp.963-978.	125
C.4 Annexe B2 : Vélocimétrie Doppler : mise au point d'un protocole d'essai en laboratoire, TSM. Techniques sciences méthodes, génie urbain - génie rural No : 6 , 2006, pp : 58 - 65	145
C.5 Annexe B.3 : 10th International Conference on Transport and Sedimentation of Solid Particles, Septembre 2000, Wroclaw, Pologne.....	161
C.6 Annexe B.4 : 12th International Conference on Transport & Sedimentation of Solid Particles, September 20-24, 2004, Prague.....	177
C.7 Annexe B.5 : Sewer Operation and Maintenance, Wien, October 26-27, 2006. ...	191

TABLE DES FIGURES

Figure 1: Montage expérimental pour étudier les champs de vagues en bassin des carènes.....	26
Figure 2: Démarche proposée pour l'instrumentation d'un collecteur	36
Figure 3: Champs d'iso-valeurs de vitesses V_i/V_{max} à 20 fois la largeur à la surface libre en aval du coude	38
Figure 4: Champs d'iso-valeurs de vitesses V_i/V_{max} à 30 fois la largeur à la surface libre en aval du coude	39
Figure 5: Ligne de courant (flèches) et trajectoires (lignes) de particules de 0,0625 mm de diamètre et de densité 1,30 pour une vitesse d'écoulement $U = 0.5 \text{ m.s}^{-1}$.et une vitesse d'aspiration $U_a = 0,25 \text{ m.s}^{-1}$	40
Figure 6: Ligne de courant (flèches) et trajectoires (lignes) de particules de 0,0625 mm de diamètre et de densité 1,30 pour une vitesse d'écoulement $U = 0.5 \text{ m.s}^{-1}$.et une vitesse d'aspiration $U_a = 0,75 \text{ m.s}^{-1}$	40
Figure 7: Comparaison de la loi empirique avec les résultats de (Nezu et <i>al.</i> ,1989) pour un canal rectangulaire de coefficient d'aspect $Ar = 2$	42
Figure 8: Comparaison de la loi empirique avec les résultats de (Tominaga et <i>al.</i> ,1989) pour un canal rectangulaire large de coefficient d'aspect $Ar = 7.9$	43
Figure 9: Géométrie des sections de Cordon Bleu et du Jardin des Plante.....	44
Figure 10: Echantillonneur 2D « Cerbères » pour les vitesses à Cordon Bleu.	47
Figure 11: Echantillonneur 2D « Cerbères light » pour les vitesses au Jardin des Plantes.	47
Figure 12: Comparaison des cartes de vitesses adimensionnalisées par la vitesse V_{50} à Cordon Bleu (gauche) et au Jardin des Plantes (droite) pour un même taux de remplissage de 24%.....	48
Figure 13: Comparaison des cartes de vitesses adimensionnalisées par la vitesse V_{50} à Cordon Bleu (gauche) et au Jardin des Plantes (droite) pour un même taux de remplissage de 27%	49
Figure 14: Comparaison des cartes de vitesses adimensionnalisées par la vitesse V_{50} à Cordon Bleu (gauche) et au Jardin des Plantes (droite) pour un même taux de remplissage de 32%	49

Figure 15: Comparaison des cartes de vitesses adimensionnalisées par la vitesse V_{50} à Cordon Bleu (gauche) et au Jardin des Plantes (droite) pour un même taux de remplissage de 36%	50
Figure 16: Fréquence d'apparition des vitesses en fonction des contextes hydrauliques à Cordon Bleu.....	51
Figure 17: Comparaison des cartes de vitesses adimensionnalisées par la vitesse de Manning Strickler pour des coefficients d'aspect b/h_{max} croissants, site de Cordon Bleu.....	51
Figure 18: Comparaison des cartes de vitesses adimensionnalisées par la vitesse de Manning Strickler pour des coefficients d'aspect b/h_{max} croissants, site du Jardin des Plantes.	52
Figure 19: Comparaison des cartes de vitesses adimensionnalisées par la vitesse V_{50} à Cordon Bleu lors ou en l'absence de travaux en amont.....	53
Figure 20: Evolution du rapport des vitesses moyennes et maximales avec le taux de remplissage.	53
Figure 21: Evolution du rapport des vitesses moyennes par le cinquième décile V_{50} avec le coefficient d'aspect.....	54
Figure 22: Position de la hauteur de la vitesse moyenne	55
Figure 23: Evolution du rapport des vitesses moyennes et maximales avec le taux de remplissage.	56
Figure 24: Répétabilité des profils de vitesses à Cordon Bleu quand la hauteur d'eau croît.....	57
Figure 25: Répétabilité des profils de vitesses au Jardin des Plantes quand la hauteur d'eau croît.....	58
Figure 26: Répétabilité des profils de vitesses quand la hauteur d'eau décroît	59
Figure 27: Répétabilité lors de travaux en amont	60
Figure 28: Incertitudes de mesures.....	61
Figure 29: Schématisation d'un type d'erreur systématique	61
Figure 30: Banc d'essai des débitmètres ultrasonores à effet Doppler.	64
Figure 31: Application des résultats du banc d'essai à un cas concret en isolignes de V/V_{max}	64
Figure 32: Extrait de chronique de mesures.....	65
Figure 33: Echantillonneur 2D « Orphée » pour les mesures des concentrations.....	67

Figure 34: Exemple de cartes de concentrations en MES.....	68
Figure 35: Exemple de bonne répétabilité lors de contextes pluviométriques similaires.	70
Figure 36: Influence du contexte pluviométrique pour une même saison	71
Figure 37: Influence du contexte pluviométrique des jours précédant les prélèvements.....	72
Figure 38: Représentativité des prélèvements en fonction de l'orientation du tuyau par rapport à l'écoulement.....	74
Figure 39: Incertitudes de mesures.....	76
Figure 40: Schéma et paramètres du domaine numérique	77
Figure 41: Effets de rayon sur le facteur d'hétérogénéité en aval du coude.....	78
Figure 42: Influence de la position du capteur sur le cône de mesure d'un débitmètre.....	80
Figure 43: Comparaison des taux de cisaillement expérimentaux et numériques au Jardin des Plantes.	88
Figure 44: Echantillonneur 2D « Hydre » pour l'étude simultanée les champs de vitesses et de concentrations.	89
Figure 45: Premiers essais de porte-instruments : profileur de vitesse sur « Cerbères ».....	90
Figure 46: Sédiments et contexte intra site	91
Figure 47: Causes de la présence de sédiment	92

A Curriculum vitae

A.1 Etat civil

Nom Frédérique LARRARTE,
Date de naissance jj/mm/ aa à Hemen (Iparralde).
Nationalité française.

Situation administrative Chargée de Recherche 1^{ère} classe (CR 1) au Laboratoire Central des
Ponts et Chaussées – Centre de Nantes
Division Eau et Environnement
Route de Bouaye
BP 4129
44341 Bouguenais cedex
Téléphone 02-40-84-58-82
Télécopie 02-40-84-59-98
Email frederique.larrarte@lcpc.fr

Situation familiale
Adresse personnelle

A.2 Titres universitaires et formation

- [1994] Doctorat en Dynamique des Fluides et des Transferts de l'Université de Nantes et de l'Ecole Centrale de Nantes, soutenu le 3 février 1994 à Nantes.
Directeurs de Thèse : Pr P. Sulmont, Dr. G. Delhommeau,
Thèse financée par une allocation de Recherche MRT.
Titre : Etude expérimentale et théorique des profils de vagues le long d'une carène.
Jury : Pr. M. Guilbaud, Université de Poitiers,
Pr. S.. Calisal, Pr. Invité à l'Ecole Centrale de Nantes,
Pr. D. R. Rajaona, Université du Havre,
Pr. P. Sulmont, Ecole Centrale de Nantes,
Dr. G. Delhommeau, Ecole Centrale de Nantes,
Dr. S. Cordier, Bassin des Carènes.
- [1990] Diplôme d'Etudes Approfondies (D.E.A.) en Hydrodynamique Navale de l'Ecole Nationale Supérieure de Mécanique de Nantes.
Titre du mémoire : Etude des vagues d'étrave.
- [1990] Diplôme de spécialisation de la Section Spéciale d'Hydrodynamique Navale Avancée de l'Ecole Nationale Supérieure de Mécanique de Nantes.
Titre du mémoire : Etude des vagues d'étrave.
- [1989] Maîtrise de mécanique - Université de Bordeaux 1.
- [1988] Licence de mécanique - Université de Bordeaux 1.

A.3 Expérience professionnelle

- [Depuis 1997] Chargée de Recherches 1^{ère} classe au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées – Centre de Nantes, Division Eau et Environnement.
En charge : Etudes des champs de vitesses et de concentration dans les collecteurs.
- [1995 – 1996] Chercheur post-doctorant au Ship Research Institute de Tokyo (Japon)
Sujet de recherche: Réduction de la traînée visqueuse.
- [1994 – 1995] Chercheur post-doctorant à l'Ecole Nationale Supérieure de Techniques Avancées (ENSTA, Palaiseau).
Sujet de recherche: Etude de la morphologie des interfaces de poches naturelles et ventilées.

A.4 Encadrement de travaux de recherche

L'ensemble de ces travaux a été réalisé au sein de la Division Eau et environnement du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées – Centre de Nantes.

A.4.1 Encadrement de thèse - ED SIMEM – Université de Caen.

Thèse de doctorat de H. Bonakdari (2003): Co-Encadrement 85%, thèse en cours, soutenance envisagée fin 2006, (Directeurs : D. Levacher, Université de Caen et M. Sanchez, Université de Nantes).

Sujet de thèse : Influence des conditions d'écoulement sur la représentativité des mesures de débits liquide et particulaire en collecteur d'assainissement.

Cette thèse a donné lieu à diverses communications, voir liste au chapitre 9.

A.4.2 Encadrement de thèse –ED Mécanique – Université de Bordeaux I

Thèse de doctorat de P. Jaumouillié (1999-2003): Co-Encadrement 70%, thèse soutenue le 26 janvier 2003, (Directeur : V. Milisic, Université de Bordeaux II).

Sujet de thèse : Hétérogénéités des vitesses et des concentrations dans les collecteurs d'assainissement : application à la mesure des flux polluants.

Cette thèse a donné lieu à un article publié en 2002 et à 7 communications dans des congrès internationaux, voir liste au chapitre 9.

A.4.3 Encadrement de stages de 3^{ème} cycle (master, 3^{ème} année d'école d'ingénieurs)

[2003]

Lopez F., (2003), Etude numérique de la trajectoire de particules circulant dans un fluide en présence d'un tube d'aspiration : influence de la condition d'isocinéticité sur la représentativité d'un prélèvement d'eaux usées, Rapport de stage de DEA de Dynamique des fluides et des transferts, Ecole Centrale de Nantes, 80 p. + annexes.

[2002]

Lambarraa M., (2002), Etude numérique de la trajectoire de particules circulant dans un fluide en présence d'un tube d'aspiration : influence de la condition d'isocinéticité sur la représentativité d'un prélèvement d'eaux usées, Rapport de stage de DEA de Mécanique, Université Paris 6, 58 p.

[2000]

David C., (2000), Statistiques hauteurs/vitesses et variations de flux polluants en assainissement, Rapport de Travail de Fin d'Etudes, Ecole Centrale de Nantes, 55 p. + annexes.

A.4.4 Encadrement de stages de 1^{er} et 2^{ème} cycles

[2005]

Ellel O., (2005), Etude des potentialités d'un profilographe ultrasonore de vitesses., Rapport de stage de Master I de Mécanique, Université de Nantes, 57 pp. + annexes.

[2004]

Charaud S., (2004), Etude des potentialités de deux profilographes ultrasonores, Rapport de stage de mise en situation professionnelle de 2^{ème} année de l'Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat, 39 p.

Perrigouard F., (2004), La mesure des débits en rivière et réseau d'assainissement : état de l'art. Partie 1 du rapport de stage de mise en situation professionnelle de 2^{ème} année de l'Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat, 47 p. + annexes.

Perrigouard F., (2004), Expérimentation sur le site de Cordon Bleu : Mesure de la vitesse par analyse d'images. Partie 2 du rapport de stage de mise en situation professionnelle de l'Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat, 28 p.

Perrigouard F., (2004), Mesure de vitesses d'écoulement par analyse d'images : Ebauche d'un cahier des charges. Partie 3 du rapport de stage de mise en situation professionnelle de 2^{ème} année de l'Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat, 11 p. + annexes.

Raux S., (2004), Etude de l'absorbance acoustique des ondes ultrasonores par les particules en suspension dans les eaux résiduaires urbaines, Rapport de MST Gestion de l'Environnement, Université d'Angers, 48 p. + annexes.

[2003]

Estève T., (2003), Etude de l'absorbance acoustique des ondes ultrasonores par les particules en suspension dans les eaux usées, Rapport de stage de Licence Professionnelle : Génie de l'Environnement, Institut d'Ecologie Appliquée de l'Université Catholique de l'Ouest, Angers, 30 p. + annexes.

Lachassagne F., (2003), Etude des potentialités d'un capteur ultrasonore de vitesses, Rapport de stage de Licence Professionnelle de Protection de l'Environnement, Faculté des Sciences, Université de Nantes, 32 p. + annexes.

[2002]

Brice A., (2002), Mise en œuvre d'une technique nouvelle en assainissement : les profileurs de vitesses, Rapport de stage de B.T.S., Métiers de l'Eau, Lycée technique privé Notre-Dame, Guingamp, 32 p. + annexes.

Estève T., (2002), Etude de la vitesse de chute des particules en suspension dans les eaux usées, Rapport de stage de B.T.S., Métiers de l'Eau, ETSCO Angers, 69 p. + annexes.

Georget N., (2002), Etude de l'absorbance acoustique des matières en suspension dans les eaux usées, Rapport de stage de DUT Mesures Physiques, IUT Le Mans, 53 p.

Guillet B., (2002), Essais de mise en service et tests d'un profilomètre ultrasonore, Rapport de stage de Licence professionnelle Capteurs, Instrumentation et Métrologie, IUT de Saint-Nazaire, 43 p. + annexes.

[2001]

Yviquel G., (2001), Etude et optimisation de l'utilisation des capteurs à ultrasons à effet Doppler et des profilographes ultrasonores à effet Doppler : mise en place et validation des protocoles d'expérimentation, Rapport de stage de B.T.S., Métiers de l'Eau, avril 2001, Lycée technique privé Notre-Dame, Guingamp, 69 p. + annexes.

[2000]

Gomin F., (2000), Etude de la mise en œuvre de capteurs ultrasonores et d'un échantillonneur spatial en vue d'améliorer le fonctionnement des réseaux d'assainissement, Rapport de stage de B.T.S., Métiers de l'Eau, mars 2000, Lycée technique privé Notre-Dame, Guingamp, 36 p. + annexes.

Simon R., (2000), Validation d'un protocole d'essais de caractérisation des vélocimètres ultrasonores à effet Doppler, Rapport de stage de DUT Mesures Physiques, IUT de Saint-Nazaire, 79 p. + annexes.

[1999]

Cebron F., (1999), Tests préliminaires à une étude numérique des champs de vitesses et de concentrations dans les collecteurs d'assainissement, Rapport de stage de 2^{ème} année de l'ENSHMG, Grenoble, 53 p. + annexes.

[1998]

Montigny D., (1998), Elaboration d'une herse de prélèvement multiprofondeur, Rapport de stage de D.U.T. Mesures Physiques, IUT de Saint-Nazaire, Juin 1998, 54 p. + annexes.

A.5 Activités d'enseignement

[2006]

- Intervention en 2^{ème} année du Master professionnel sciences mécaniques appliquées spécialité génie civil de l'Université de Nantes (5 h ETD),
- Intervention en 2^{ème} année du Master professionnel Génie Côtier de l'Université de Caen, (20 h ETD),
- Intervention en Licence Professionnelle Géologie de l'Aménagement de l'Université de Nantes (22 h ETD).

[2005]

- Intervention en 2^{ème} année du Master Cartographie et Gestion des espaces à fortes contraintes de l'Université de Nantes, (7 h ETD),
- Intervention en 2^{ème} année du Master professionnel Génie Côtier de l'Université de Caen, (20 h ETD),
- Intervention en Licence Professionnelle Géologie de l'Aménagement de l'Université de Nantes (22 h ETD).

[2004]

- Intervention en 2^{ème} année de l'IUP Génie Civil et Infrastructures de Saint-Nazaire (36 h ETD),
- Intervention en Licence Professionnelle Géologie de l'Aménagement de l'Université de Nantes (22 h ETD).

[2003]

- Intervention en Licence Professionnelle Géologie de l'Aménagement de l'Université de Nantes (12 h ETD).

[2002]

- Intervention au Centre National de la Fonction Publique Territoriale (CNFPT) à Lyon à destination des techniciens de Service Assistance Technique aux Exploitants de Station d'Épuration (SATESE) sur la problématique des prélèvements (5 h ETD).

[1995]

- Intervention en 1^{ère} année de l'Ecole des Mines de Paris (15 h ETD).

[1991 – 1992]

- Intervention en 1^{ère} année de l'Ecole Centrale de Nantes (20 h ETD),
- Intervention en 2^{ème} année de l'Ecole Centrale de Nantes (15 h ETD).
- Intervention en 1^{ère} année de Diplôme Etudes Universitaires Générales de l'Université de Nantes, (20 h ETD).

A.6 Responsabilités administratives

Mes activités administratives sont orientées vers la recherche avec le pilotage de travaux qui ont permis tant le développement du banc d'essai des débitmètres ultrasonores à effet Doppler que celui des échantillonneurs des champs de vitesses et de concentrations, [voir §.9.4 *Réalisations scientifiques et techniques*].

Par ailleurs, je participe à des tâches administratives consécutives à la vie de l'établissement telles que la représentation du personnel ou l'organisation d'un module d'enseignement pour les écoles doctorales nantaises Mécanique Thermique et Génie Civil (MTGC) et Sciences et Techniques de l'Information et des Matériaux (STIM).

A.6.1 Responsabilités collectives

[Depuis 1999] Pilote du processus de développement et de mise en œuvre des échantillonneurs des champs de vitesses et de concentrations.

[Depuis 1998] Pilote du processus de développement du protocole de tests des débitmètres ultrasonores à effet Doppler.

A.6.2 Organisation d'enseignements

[Depuis 2006] Coordinatrice du module eau, vent et environnement pour le Master professionnel sciences mécaniques appliquées spécialité génie civil de l'Université de Nantes.

[Depuis 2002] Coordinatrice du module d'enseignement « Modèles » organisé par le LCPC pour les écoles doctorales nantaises Mécanique Thermique et Génie Civil (MTGC) et Sciences et Techniques de l'Information et des Matériaux (STIM).

A.6.3 Responsabilités électives

[Depuis 2005] Représentante du personnel au Comité Hygiène et Sécurité du LCPC.

[Depuis 2004] Représentante suppléante du personnel au Conseil d'Administration du LCPC.

[Depuis 2003] Représentante suppléante du personnel au Conseil Scientifique du LCPC.

[Depuis 2002] Représentante du personnel à la Commission Locale de Formation du LCPC.

[Depuis 2000] Représentante du personnel à la Commission Administrative Paritaire des
Chargés de recherches du METTM.

A.6.4 Sociétés savantes

[Depuis 1997] Membre de l'Association Euromech.

[Depuis 1993] Membre de l'Association Française de Mécanique.

A.7 Travaux antérieurs

Mon activité de recherche a commencé il y a 15 ans et concerne plus particulièrement l'aspect expérimental.

A.7.1 Etude des champs de vagues

Tout d'abord dans le cadre de ma thèse, réalisée à l'Ecole Centrale de Nantes de décembre 1990 à février 1994, j'ai mené des expérimentations en bassin des carènes (figure 1) afin de mesurer les champs de vagues au moyen de sondes de hauteur. Les données expérimentales acquises sur des carènes amphidromes ont servi à montrer la capacité du code de calcul Réva a reproduire les déformées de surface libre sauf au niveau de l'étrave d'un navire.

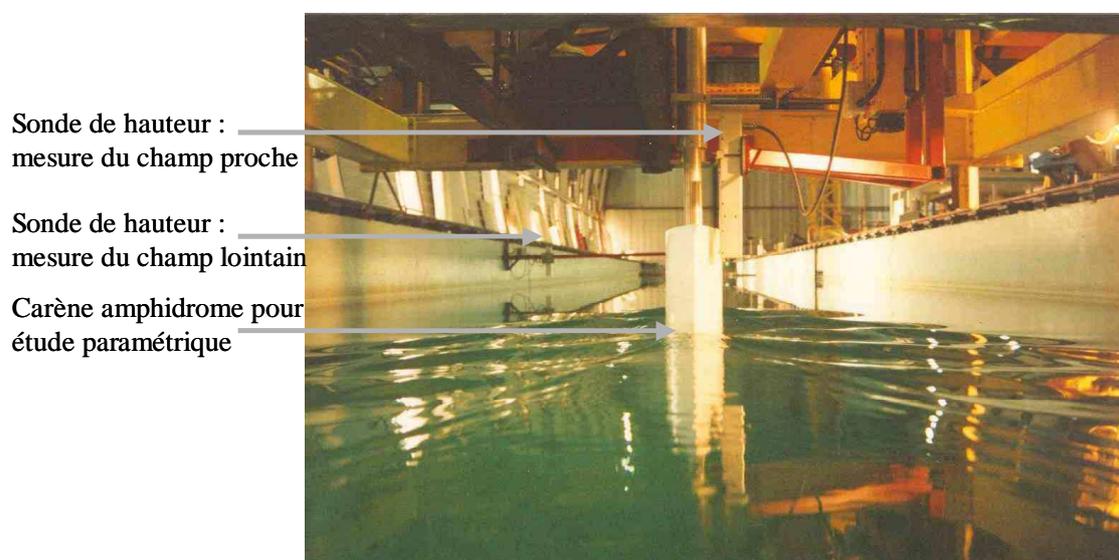


Figure 1: Montage expérimental pour étudier les champs de vagues en bassin des carènes

A.7.2 Morphologie de l'interface de poche de cavitation

Lors d'un premier post-doctorat, effectué à l'Ecole Nationale Supérieure de Techniques Avancées à Palaiseau de juin 1994 à juin 1995, j'ai travaillé sur la morphologie des interfaces de poches de cavitation. Nous avons réalisé des prises d'images à grande vitesse (6000 images par seconde) de l'écoulement sur l'intrados d'un profil. Ceci a mis en évidence l'instabilité des cavités naturelles qui sont arrachées de manière quasi-périodique sous l'effet d'un jet de liquide rentrant dans la poche. Nous avons également montré la différence de comportement avec des poches ventilées qui ne s'arrachent pas mais dont l'interface est animée d'onde

superficielle se propageant d'amont en aval avec une vitesse proche de celle de l'écoulement non perturbé. Voir [Annexe A.1]. Ces travaux avaient lieu dans le cadre du marché 93/CNES/3059.

A.7.3 Réduction de la traînée visqueuse

Lors d'un second post-doctorat, au Ship Research Institute (SRI) de Tokyo au Japon de juillet 1995 à décembre 1996, j'ai travaillé sur la réduction de la traînée visqueuse des navires. Les essais ont été effectués dans un bassin des carènes de 400 m de long avec des maquettes de barges et de portes conteneurs afin d'étudier la possibilité de réduire la traînée visqueuse des carènes par l'injection de micro bulles d'air sous celles-ci. Par ailleurs nous avons étudié la trajectoire des bulles au moyen du code de calcul Nice, développé au SRI, afin de déterminer les trajectoires des bulles et les interactions avec les hélices. Voir [Annexe A.2].

B Recherches actuelles et perspectives

B.1 Métrologie en réseaux d'assainissement

Depuis septembre 1997, j'ai rejoint la division eau et environnement du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. J'ai choisi dans le cadre du mémoire de HDR de faire état des travaux relatifs à la métrologie en assainissement qui ont été développés depuis 8 ans. Les principaux résultats ci-après reposent sur mes activités mais également sur le travail de diverses personnes, qu'il s'agisse de chercheurs, techniciens, doctorants, stagiaires, ... dont j'ai assuré partiellement ou en totalité le suivi et l'encadrement.

Toutes ces activités de recherches ont donné lieu à publications. A ce jour, 3 articles sont parus dans des revues internationales avec comité de lecture, 4 dans des revues plus orientées vers le milieu professionnel. Ces travaux ont également donné lieu à une vingtaine de conférences internationales et à une vingtaine de conférences nationales (voir chapitre 9).

B.1.1 Nomenclature

$A_r = b/h_{max}$	coefficient d'aspect	
b	largeur à la surface libre	(m)
C	concentration locale	(mg.l ⁻¹)
C_{moy}	concentration moyenne	(mg.l ⁻¹)
D	plus grande dimension verticale du collecteur	(m)
$F = \frac{U}{\sqrt{gRh}}$	nombre de Froude	
g	gravité	(m.s ⁻²)
h	hauteur d'eau	(m)
h_{max}	hauteur d'eau maximale lors des mesures	(m)
h_{min}	hauteur d'eau minimale lors des mesures	(m)
h_p	hauteur d'eau au moment du prélèvement	(m)
h_{x0}	X0% des hauteurs d'eau mesurées sur un site sont inférieures à h_{x0} qui est le X ^{ème} décile de temps sec	(m ² .s ⁻¹)
I	pente du radier	(m.m ⁻¹)
K	coefficient de Manning Strickler	(m ^{5/2} .s ⁻¹)
κ	constante de Von Karman	
MES	matières en suspension	

pc	cumul des hauteurs de pluie des 72 heures précédentes	(mm)
pp	pluviométrie faible due à des pc inférieures à 5 mm	(mm),
pm	pluviométrie moyenne due à des pc comprises entre 5 et 10 mm	(mm)
pf	pluviométrie forte due à des pc supérieures à 10 mm	(mm)
$Re = \frac{URh}{\nu}$	nombre de Reynolds	
Rh	rayon hydraulique	(m)
S_m	surface mouillée de la section droite verticale	(m ²)
S_i	surface élémentaire	(m ²)
U	vitesse de l'écoulement	(m.s ⁻¹)
U*	vitesse de cisaillement	(m.s ⁻¹)
Ua	vitesse d'aspiration	(m.s ⁻¹)
$V_i(t_i)$	vitesse mesurée localement à l'instant t_i	(m.s ⁻¹)
V_m	vitesse moyenne	(m.s ⁻¹)
V_{max}	vitesse maximale dans la section	(m.s ⁻¹)
V_{ms}	vitesse de Manning Strickler	(m.s ⁻¹)
$V_{ms}(t_i)$	vitesse de Manning Strickler avec la hauteur d'eau à l'instant t_i	(m.s ⁻¹)
V_{x0}	vitesse associée à h_{x0} qui est le X ^{ème} décile de temps sec	(m ² .s ⁻¹)
V_{50}	50% des vitesses de temps sec sont inférieures à V_{50}	(m ² .s ⁻¹)
V_{ref}	vitesse de référence	(m.s ⁻¹)
ν	viscosité de l'eau	(m ² .s ⁻¹)
Ox	direction principale de l'écoulement	
Oy	direction transversale de l'écoulement	
Oz	direction verticale	
y_{max}	largeur maximale du collecteur	(m)
z_{max}	hauteur à laquelle la largeur du collecteur est maximale	(m)

B.1.2 Introduction

Les réseaux d'assainissement constituent un patrimoine considérable. D'après les données de l'IFEN (Institut Français de l'Environnement), 23,5 millions de logements sont reliés aux 329.000 km de réseau collectif qui achemine 5,6 milliards de mètres cube d'effluent. Les dépenses pour la gestion des eaux usées s'élèvent à 11,5 millions d'euros en 2004 en France. Ces chiffres montrent bien le poids financier mais aussi technique que constituent les différents réseaux (eaux usées ou pluviales, réseaux séparatif ou unitaire). Aussi les organismes gestionnaires cherchent ils à assurer une gestion la meilleure possible et cela amène à mesurer les débits liquides transitant dans les collecteurs et à estimer les flux de polluants transportés par l'eau. Si la mise en place de capteurs est une pratique qui se généralise, elle est confrontée actuellement au manque de sites répondant aux préconisations et usages des professionnels telles qu'un tronçon rectiligne, sans dépôt ni mise en charge, sans point singulier à proximité, permettant le respect des conditions de sécurité pour le personnel et le matériel,... Elle se heurte également à la question de la représentativité des mesures en général, les mesures de vitesses en particulier et notamment celles effectuées avec les débitmètres à effet Doppler, (Laplace et Deshors, 1998) et (Leclerc et Battaglia, 2001).

Le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) mène depuis de nombreuses années des travaux sur la métrologie en réseau d'assainissement (Rodriguez et Baladès, 2005). Mon travail vise à la mise au point d'un protocole de qualification des sites expérimentaux dont l'objectif est d'aider à l'instrumentation des collecteurs. Pour atteindre cet objectif nous avons d'abord travaillé sur la représentativité des mesures de vitesses afin de mieux connaître ce que sont les champs de vitesses dans des géométries de collecteur, notamment les sections ovoïdes ou composées, et dans quelle mesure les capteurs permettent effectivement de bien mesurer la grandeur recherchée. Nous avons effectué le même travail sur les solides en suspension dans les effluents. Toutes ces données ont permis de créer une bibliothèque de données expérimentales qui servent de base pour la validation des résultats numériques. En effet le protocole qui a été proposé, fournit une méthodologie d'aide à l'instrumentation et s'appuie fortement sur les potentialités de l'outil numérique à décrire des phénomènes délicats à mesurer sur le terrain.

Ces travaux sont du domaine de la **météorologie en réseau d'assainissement** et s'inscrivent dans les programmes de recherches du GIP GEMCEA (Groupement pour l'Evaluation de la Mesure en Continu dans les Eaux et en Assainissement).

La majeure partie de ces travaux est appliquée à l'aménagement urbain mais on verra que les sujets traités associent des problèmes liés à :

- la **modélisation hydrodynamique et numérique** des champs des vitesses et des concentrations,
- l'**étude des processus de transport, de diffusion et de dispersion** des concentrations et des particules en milieux fluides.

Ainsi certains développements peuvent trouver des débouchés dans le domaine de l'hydraulique fluviale ou du génie côtier.

L'objectif de ces travaux est de proposer un protocole de qualification des sites visant à aider à l'instrumentation en réseau. Nous détaillons les différentes étapes avant de mettre l'accent sur l'intérêt qu'il y a à mettre en oeuvre l'outil numérique dans la démarche d'instrumentation. La mise au point du protocole de qualification des sites a nécessité l'acquisition de données expérimentales, c'est pourquoi nous décrivons les deux sites qui ont permis d'acquérir de nombreuses mesures de terrain. Les principaux résultats sur la représentativité des mesures de vitesses et de concentrations sont ensuite exposés et analysés. Enfin, nous présentons les premiers résultats dont la loi empirique que nous proposons pour représenter les profils verticaux de vitesses.

B.1.3 Protocole

Nous présentons maintenant les différentes étapes du protocole de qualification des sites visant à aider à l'instrumentation en réseau.

Le protocole que nous proposons comporte différentes étapes résumées par la figure 2 pour le cas de mesures de débit. Pour les mesures de flux polluants, il faudrait ajouter la détermination des caractéristiques des particules au niveau 5, et le calcul des champs de concentration au niveau 6. Il faut garder à l'esprit qu'il sera extrêmement difficile d'avoir des résultats pertinents sur les charges polluantes transitant dans un réseau ou déversées en un point si la détermination des débits est erronée puisque le vecteur des particules en suspension

mais également la cause de l'érosion des particules sédimentées n'est autre que la phase liquide.

Les étapes 1 à 4 recouvrent les pratiques actuellement utilisées lors des pré-études. Il s'agit tout d'abord de définir les objectifs qui peuvent être réglementaires, financiers, techniques,... Cela va amener à choisir les grandeurs à mesurer, le type d'emplacement (déversoirs d'orage, point de transfert), et la stratégie d'acquisition, sachant que les réponses à ces questions sont fortement interdépendantes. Il existe dans la littérature technique des préconisations pour présélectionner les points de mesure (Leclerc et Battaglia, 2001), (Bertrand-Krajewski et *al.*, 2001), en tenant compte de leur complémentarité, des grandeurs à mesurer, des coûts d'installation et de maintenance. En combinant ces préconisations avec une connaissance des conditions spécifiques au réseau étudié (plans du réseau, résultats de mesures antérieures, modélisation hydraulique 1D) ou de terrain (mesures) on peut définir les secteurs à instrumenter. La localisation précise des sections de mesure est plus difficile car elle doit tenir compte des contraintes hydrauliques, mais aussi des aspects pratiques (conditions d'accès, sécurité tant du personnel que du matériel, desserte par les réseaux électriques et téléphoniques, encombrement de l'espace urbain...).

On arrive alors à l'étape 4, une des étapes clés, qui synthétise les connaissances disponibles pour définir si on peut *a priori* instrumenter sans problème le site retenu. A l'heure actuelle les préconisations incitent à effectuer les mesures sur des tronçons rectilignes uniformes, sans dépôts, ni mise en charge, ni turbulences excessives, ni point singulier à proximité. Toutes ces spécifications visent à s'assurer de conditions hydrauliques pour obtenir un résultat de mesures extrapolable à l'ensemble de la section. Si le site choisi correspond à ces critères, il peut être retenu et instrumenté. Mais même à ce niveau, lorsque l'on va passer à la mise en place de l'instrumentation et au choix du traitement des données, des problèmes peuvent apparaître. Par exemple les débitmètres disponibles peuvent avoir une portée insuffisante pour atteindre la vitesse cible dans une grande section ou dans une section composée. On voit donc qu'il serait souhaitable d'une part, pour les sites *a priori* favorables, de préciser les préconisations d'instrumentation en définissant la zone de l'écoulement *a priori* favorable (répartition « normale » des vitesses voire des concentrations) et d'autre part, d'étendre ces préconisations à des zones moins favorables (répartition anormale) moyennant des corrections adaptées (Pryl et *al.*, 1998). C'est là qu'intervient une des spécificités de ce protocole par

rapport aux pratiques actuelles : il s'agit d'utiliser les capacités de l'outil numérique pour effectuer une étude plus approfondie des sites sur lesquels on ne craint pas de problème. Ces études vont servir à préciser les préconisations usuelles mais aussi à créer des abaques délimitant les zones sans problème, les zones pour lesquelles les problèmes paraissent irrémédiables et surtout des zones au préalable non qualifiées mais qui pourraient finalement l'être moyennant des études complémentaires.

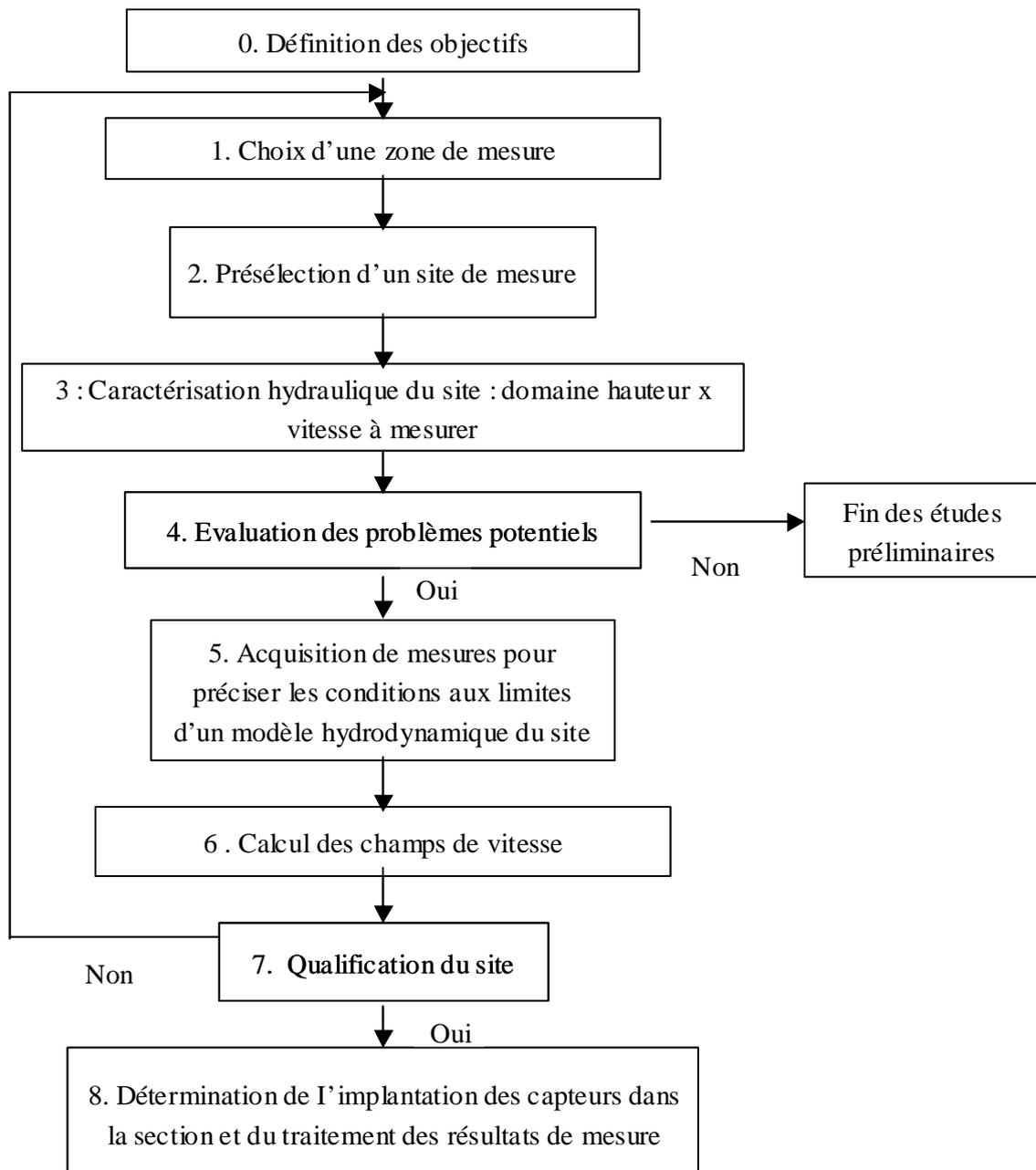


Figure 2: Démarche proposée pour l'instrumentation d'un collecteur

L'étape 5 peut sembler un peu paradoxale. Il s'agit d'acquérir des mesures sur un site où l'on se propose précisément de définir un dispositif de mesure. En fait, il s'agit d'acquérir des données pour connaître les fourchettes des valeurs de hauteurs et de vitesses et définir ainsi les conditions aux limites pour les simulations numériques qui sont ensuite effectuées (étape 6). Pour cela, nous suggérons l'utilisation d'un code permettant de calculer non seulement les lignes d'eau comme usuellement fait mais surtout de fournir ou quantifier l'aspect tri-dimensionnel des champs de vitesses et de concentrations afin de mieux appréhender justement la répartition réelle des vitesses. C'est l'analyse des résultats des simulations qui va inciter à déterminer *in fine* si, moyennant des traitements adaptés, le site peut finalement être retenu. Dans le cas d'une réponse négative, il faut réitérer la démarche dès l'étape 1. Si par contre le site est qualifié il convient alors de préciser l'implantation des capteurs (par exemple en paroi) et le traitement des données recueillies. Là encore, on peut s'appuyer sur les résultats des simulations puisqu'elles permettent de connaître les champs de vitesses même dans des situations hydrauliques pour lesquelles l'acquisition de données s'avère délicate comme lors des évènements pluvieux.

B.1.3.1 Présentation de l'outil numérique

Comme on l'a expliqué ci-dessus, la dynamique des fluides est riche de multiples outils qui présentent chacun des atouts. La dynamique des fluides numériques en est un et nous le mettons en œuvre par l'utilisation d'un code industriel qui permet de modéliser les champs de vitesses dans un écoulement à surface libre. Pour illustrer l'intérêt de cet outil, voici deux exemples d'applications.

Il est actuellement très difficile de mesurer certaines grandeurs en réseau d'assainissement. Les collecteurs ne ressemblent en rien à des laboratoires et même si un certain nombre d'appareils, tels que les courantomètres portables, existent, il est très fastidieux d'effectuer des mesures dans toute une section droite. Bien entendu, même lorsque cela est possible, l'écoulement n'est absolument pas maîtrisé par l'expérimentateur et *a fortiori* il n'est jamais stationnaire [voir Annexe B.1]. Par ailleurs, il est rare de pouvoir effectuer des mesures par temps de pluie, c'est-à-dire pour les hauteurs ou des vitesses d'écoulement importantes qui sont celles les plus susceptibles d'entraîner des déversements. Enfin, les matériels disponibles sont de type intrusifs et leur présence même peut perturber la mesure notamment dans les zones de forts gradients de vitesses telles que près du fond et des parois.

L'intérêt de la mécanique des fluides numérique est tout d'abord de permettre d'étudier les champs de vitesses pour des conditions aux limites choisies et ainsi, par exemple, de faire varier la gamme de vitesses pour une même hauteur d'eau et *vice versa*. Cela permet par ailleurs d'extrapoler à des situations pour lesquelles aucune mesure n'est disponible ou d'étudier par exemple l'influence d'une section qui devient composée sur la répartition des vitesses.

Un premier exemple de l'intérêt de la mécanique des fluides numérique est présenté sur le cas d'école. La littérature technique (Nivus, 2003) indique qu'une bonne installation d'un débitmètre impose de l'implanter à une distance $L \geq 10 b$ de la sortie du coude, où b est la largeur à la surface libre. Or, les mesures expérimentales dans un collecteur ont montré (Larrarte et al., 2004) que la répartition des vitesses demeure fortement dissymétrique à une distance de $19b$ en aval du coude. Les calculs ont confirmé (figure 3) la forte asymétrie du champ de vitesses à 20 fois la largeur en aval. Ils ont aussi montré (figure 4) qu'il faut être à un minimum de 30 fois la largeur au miroir pour retrouver un champ de vitesses présentant une vitesse maximale au centre du chenal. On peut noter également le resserrement des iso-lignes de vitesses quand la distance vers l'aval croît, ce qui traduit de forts gradients de vitesses dans les sections où le champ de vitesses est pleinement développé.

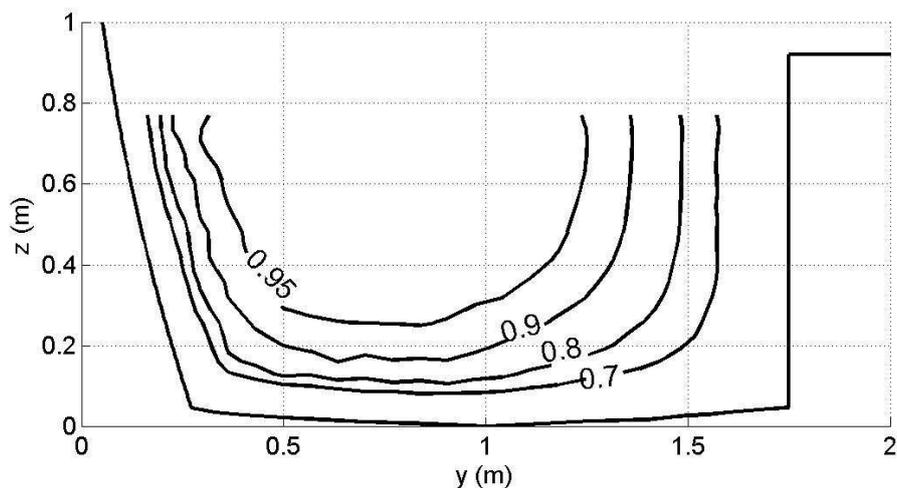


Figure 3: Champs d'iso-valeurs de vitesses V_i/V_{max} à 20 fois la largeur à la surface libre en aval du coude

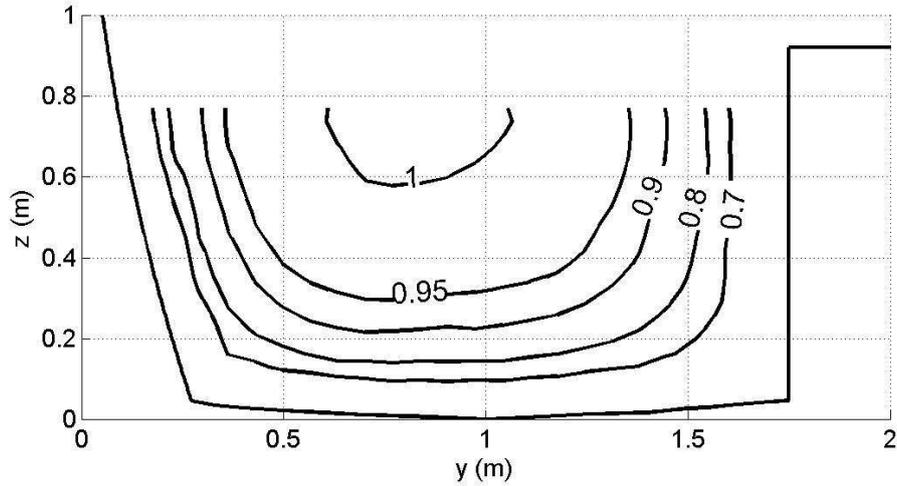


Figure 4: Champs d'iso-valeurs de vitesses V_i/V_{max} à 30 fois la largeur à la surface libre en aval du coude

L'intérêt de la dynamique des fluides ne se limite pas aux aspects hydrauliques. Dans le cadre de l'étude sur la représentativité des prélèvements, nous avons pu étudier la trajectoire des particules en fonction de la vitesse d'aspiration et de la vitesse d'écoulement. Ainsi les figures 5 et 6 montrent que pour les particules fines de densité 1,3, ce qui d'après Maréchal (2000) constitue la grande majorité des particules en suspension dans les eaux usées, les trajectoires sont quasiment confondues avec les lignes de courant et donc les prélèvements peuvent être considérés comme représentatifs.

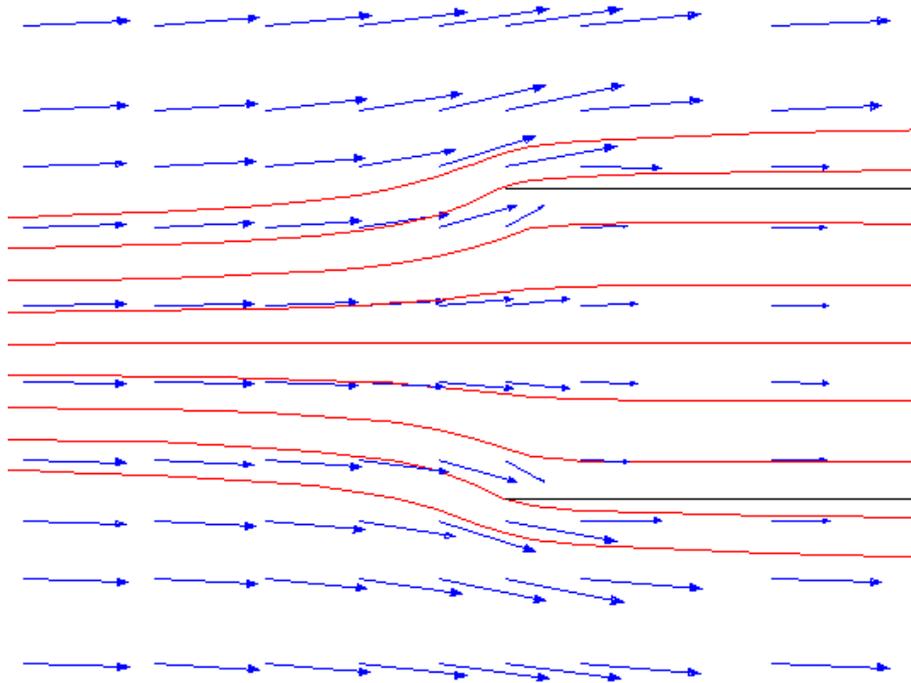


Figure 5: Ligne de courant (flèches) et trajectoires (lignes) de particules de 0,0625 mm de diamètre et de densité 1,30 pour une vitesse d'écoulement $U = 0.5 \text{ m.s}^{-1}$. et une vitesse d'aspiration $Ua = 0,25 \text{ m.s}^{-1}$

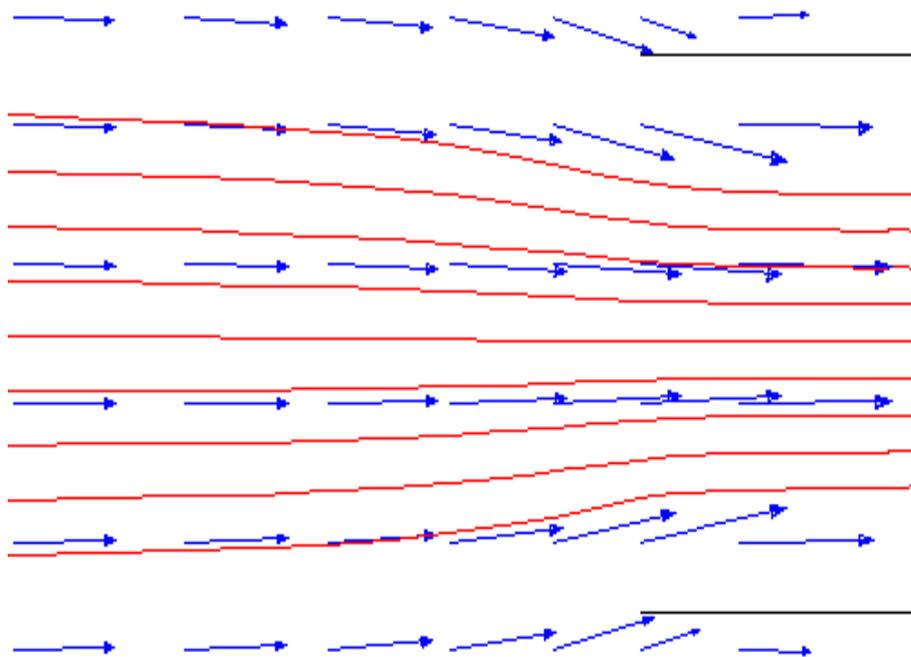


Figure 6: Ligne de courant (flèches) et trajectoires (lignes) de particules de 0,0625 mm de diamètre et de densité 1,30 pour une vitesse d'écoulement $U = 0.5 \text{ m.s}^{-1}$. et une vitesse d'aspiration $Ua = 0,75 \text{ m.s}^{-1}$

B.1.3.2 Loi empirique sur les profils de vitesses

Comme nous avons essayé de le mettre en évidence, l'un des points clé du protocole de qualification des sites est l'étape 4. Pour y parvenir nous cherchons à créer des règles ou des abaques délimitant les zones sans problème, les zones pour lesquelles les problèmes paraissent irrémédiables et surtout des zones au préalable non qualifiées mais qui pourraient finalement l'être moyennant des études complémentaires. Un premier pas a été franchi par la mise au point d'une loi empirique. De nombreux travaux ont été menés afin de décrire la distribution verticale des vitesses longitudinales. La loi sans doute la plus connue a été proposée par (Coles, 1956) mais elle ne permet pas d'appréhender les profils présentant une vitesse maximale sous la surface libre. Les lois plus récentes proposées par (Sarma *et al.*, 1983), (Steffler *et al.*, 1985), (Yang *et al.*, 2004), (Maghrebi et Rahimpour, 2006) mettent en jeu de nombreux paramètres qui s'avèrent difficiles à caler.

Une analyse des équations de Navier Stokes a été faite en tenant compte des travaux et résultats de (Yang *et al.*, 2004) sur les gradients de vitesse, ceux de (Cardoso et al, 1989) et (Muste et Patel, 1997) sur la vitesse de cisaillement, ceux de (Graf, 1984), (Tominaga et al., 1989), (Rodi, 1993) sur la viscosité turbulente, ceux de (Nezu *et al.*, 1989) sur les courants secondaires. Ceci a permis de proposer une loi décrivant la distribution verticale des vitesses longitudinales U au centre de l'écoulement et dans la région externe ($\xi > 0,2$):

$$\text{(équation 1)} \quad \frac{U}{u_*} = \frac{\alpha}{\kappa} \frac{1}{(0,5\xi^2 + \xi + C(A))} \left(0,25\xi^2 + \xi + C(A) \ln \frac{\xi}{\xi_0} \right)$$

où u_* est la vitesse de cisaillement, κ la constante de Von Karman, h_{\max} la hauteur d'eau maximale lors des mesures, $\alpha = \frac{gh_{\max} I}{u_*^2} - 1$ avec I la pente du radier, $\xi = \frac{z}{h_{\max}}$ où z est la

distance au fond et $C(A)$ est une variable d'intégration. Cette variable est le seul paramètre qu'il a fallu introduire et nous l'avons calée sur les résultats expérimentaux que nous présentons dans la suite de ce mémoire. La figure 7 montre que cette loi reproduit très bien les résultats de (Nezu *et al.*, 1989) pour un canal rectangulaire de coefficient d'aspect égal à 2. La loi logarithmique non seulement sur-évalue très fortement la vitesse dans les 60% supérieurs de la hauteur d'eau mais, en outre, ne représente pas du tout le fait que le maximum de vitesse est en-dessous de la surface libre.

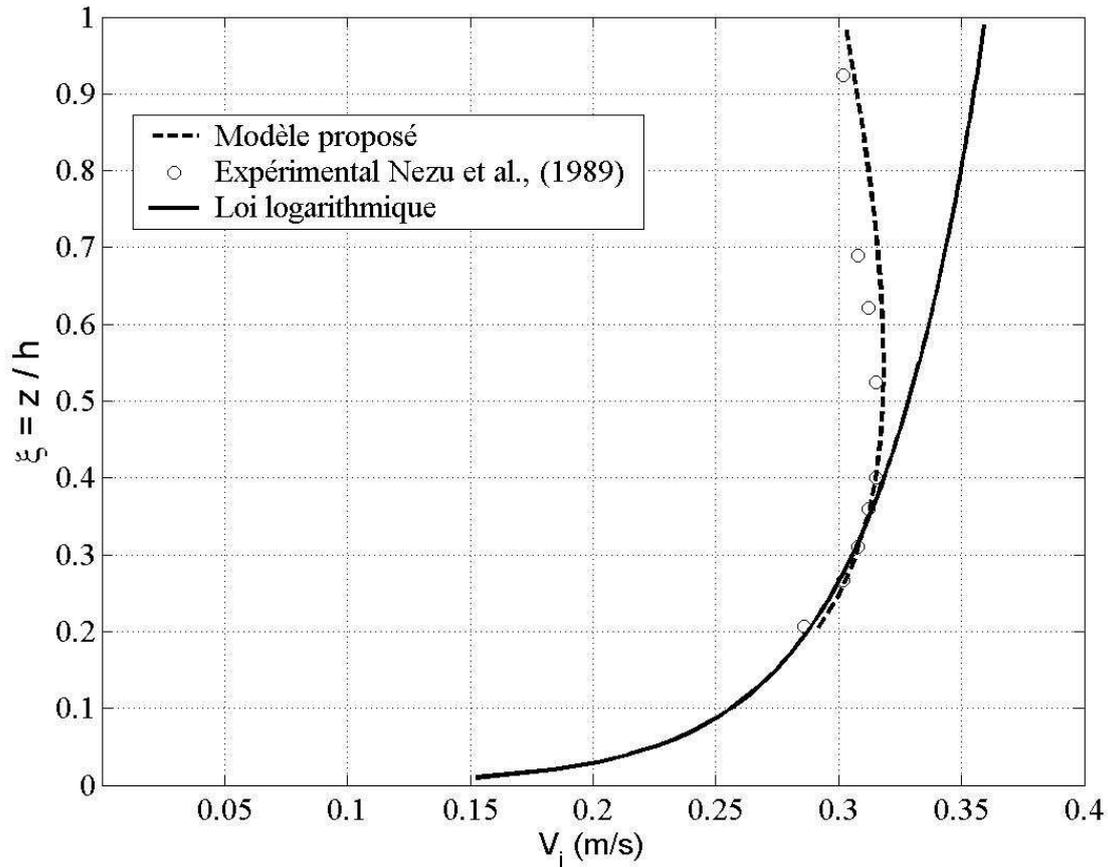


Figure 7: Comparaison de la loi empirique avec les résultats de (Nezu et *al.*,1989) pour un canal rectangulaire de coefficient d'aspect $Ar = 2$

La figure 8 montre que cette loi, développée pour prendre en compte le fait que le maximum de vitesse se situe en dessous de la surface libre dans les canaux étroits et validée sur des résultats expérimentaux obtenus dans des ovoïdes à banquettes, reproduit très bien les résultats de (Tominaga et *al.*, 1989) pour un canal rectangulaire large de coefficient d'aspect égal à 7,9.

Ces travaux sont détaillés dans l'article [1] que nous venons de soumettre à Flow Measurement and Instrumentation.

En conclusion la dynamique des fluides numérique est un outil aux nombreuses potentialités qui permet en soit une étude des phénomènes liés à l'hydraulique et au transport solide. Il n'en demeure pas moins que cet outil est encore à manier avec précautions puisqu'une mauvaise prise en compte des phénomènes turbulents, par exemple, peut conduire à des résultats erronés (Larrarte et *al.*, 2005).

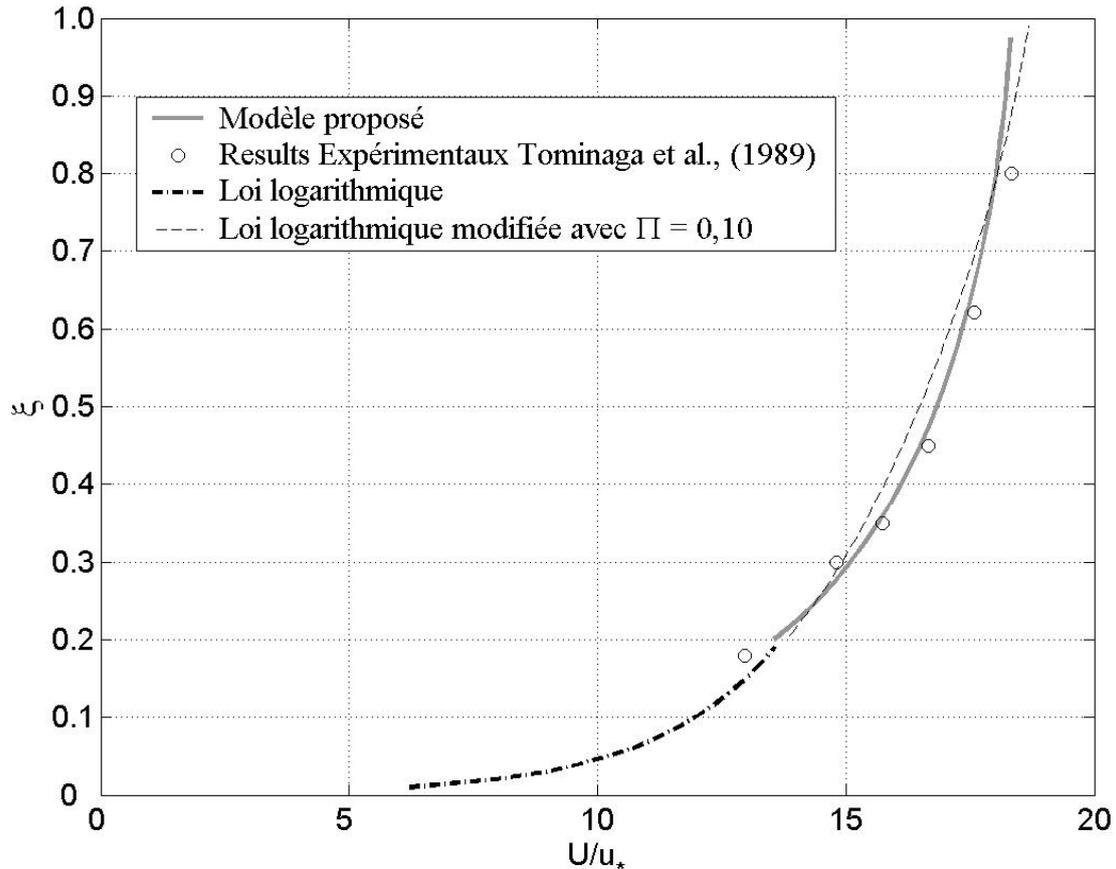


Figure 8: Comparaison de la loi empirique avec les résultats de (Tominaga et al., 1989) pour un canal rectangulaire large de coefficient d'aspect $Ar = 7.9$

B.1.4 Sites expérimentaux

Les vitesses et les concentrations ont été étudiées sur différents sites afin de disposer de données qui permettent de valider le protocole. Nous présentons ici les deux sites principaux constitués de deux collecteurs ovoïdes à banquette situés sur le réseau unitaire de la ville de Nantes respectivement à Cordon Bleu (noté CB) et au Jardin des Plantes (noté JdP). La figure 9 montre les sections transversales. On voit nettement que les géométries sont similaires mais non homothétiques. Le collecteur de Cordon Bleu est 25% plus haut et 45% plus large que celui du Jardin des Plantes qui est géographiquement 5 km en amont. Les deux collecteurs sont en béton de bonne qualité avec un coefficient de Manning Strickler évalué à 70, (Jaumouillié et al., 2002). Pour les deux collecteurs la banquette est constituée d'une marche horizontale de 40 cm de large située à droite quand on regarde vers l'amont. Cette banquette

représente 27% de la largeur maximale du collecteur de Jardin des Plantes contre 18% à Cordon Bleu.

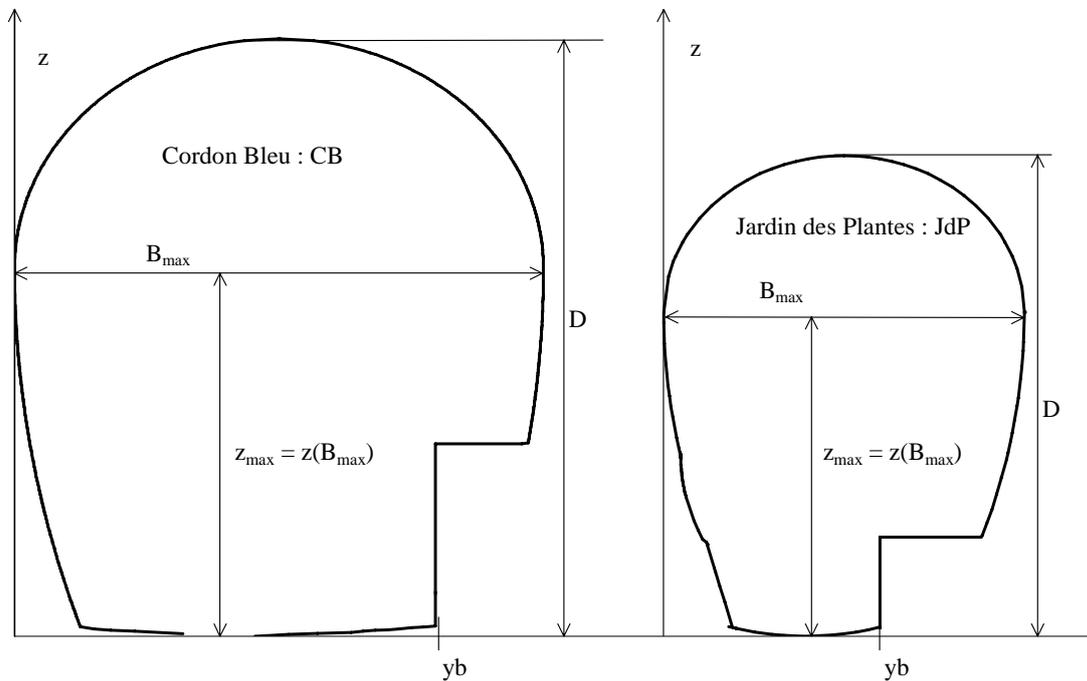


Figure 9: Géométrie des sections de Cordon Bleu et du Jardin des Plante.

D'un point de vue instrumentation, le site de Cordon Bleu est équipé de limnimètres à ultrasons et de débitmètres à effet Doppler. Le site du Jardin des Plantes n'est pas équipé mais la collectivité locale dispose d'un site de mesures appelé Duchesse Anne, situé à 600 m en aval du Jardin des Plantes. En utilisant ces données acquises en continu par la direction de l'assainissement de Nantes Métropole, nous avons pu déterminer les déciles des hauteurs mesurées par temps sec et les vitesses associées. Le Tableau 1 met en évidence que pour chacun des deux sites, le rapport du 5^{ème} décile de hauteur h_{50} d'eau sur la dimension verticale maximale D du collecteur est inférieur ou égal à 0,30. En terme de gestion il est intéressant de noter que pour 50% des hauteurs d'eau annuelles chaque collecteur est rempli à moins d'un tiers de sa hauteur maximale. Ou encore de constater qu'avec une surface mouillée 90% plus grande et un 5^{ème} décile de temps sec V_{50} 65% plus grand, le site de Cordon Bleu voit transiter les effluents dus à 3,3 fois plus d'équivalent habitants que le Jardin des Plantes.

Par temps de pluie, il est apparu que la hauteur et la vitesse dans le collecteur dépendent du cumul des pluies durant les 72 heures antérieures. Nous avons évalué les couples

caractéristiques pour des pluies cumulées pc inférieures à 5 mm (pluviométrie faible), comprises entre 5 et 10 mm (pluviométrie moyenne), supérieures à 10 mm (pluviométrie forte). Ces données confirment les constatations de plus grande réactivité du réseau faites par les agents de salubrité au niveau du Jardin des Plantes.

Tableau 1. Caractéristiques des sites

	Cordon Bleu	Jardin des Plantes
Type de réseau	unitaire	unitaire
Population (Equivalent Habitant)	500 000	150 000
Dépôt	aucun	par intermittence
Hauteur maximale D en m	2,86	2,30
Largeur maximale y_{max} en m	2,20	1,50
Hauteur $z_{max} = h(y_{max})$ en m	1,76	1,50
Temps sec : h_{10} / D	0,21	0,22
Temps sec : V_{10} / V_{50}	0,79	0,83
Temps sec : h_{50} / D	0,27	0,30
Temps sec : V_{50} en m/s	0,76	0,46
Temps sec : h_{90} / D	0,31	0,35
Temps sec : V_{90} / V_{50}	1,07	1,24
Pluviométrie faible (pc < 5 mm) h/ D	0,32	0,22
Pluviométrie faible (pc < 5 mm) V / V_{50}	1,16	0,83
Pluviométrie moyenne (5 < pc < 10 mm) h/ D	0,39	0,37
Pluviométrie moyenne (5 < pc < 10 mm) V / V_{50}	1,21	1,07
Pluviométrie forte (pc > 10 mm) h/ D	0,44	0,52
Pluviométrie forte (pc > 10 mm) V / V_{50}	1,24	1,39

Si l'on considère la nature de l'écoulement, pour les deux sites, il s'agit d'écoulements turbulents sous critiques avec des nombres de Reynolds $Re = \frac{URh}{\nu}$ supérieurs à 10^5 et des

nombres de Froude $F = \frac{U}{\sqrt{gRh}}$ compris entre 0,25 et 0,50, où Rh est le rayon hydraulique, U

la vitesse de l'écoulement, g l'accélération de la pesanteur, ν la viscosité de l'eau.

Jaumouillié, (2003) a montré que la viscosité des eaux usées est la même que celle de l'eau issue du réseau d'adduction d'eau potable.

D'un point de vue des charges polluantes, nous n'avons jamais observé de dépôt sédimentaire sur le site de Cordon Bleu alors qu'une sédimentation intermittente existe au Jardin des Plantes. Nous y reviendrons plus en détail dans la suite de ce mémoire.

B.1.5 Mesures des vitesses.

Qui dit métrologie en réseau d'assainissement dit mesure des débits transités voire déversés. Les débits peuvent actuellement être soit obtenus directement par une relation univoque hauteur d'eau - débit soit nécessiter la mesure conjointe de la hauteur et de la vitesse de l'écoulement. A l'heure actuelle, la mesure de hauteur d'eau peut être considérée comme maîtrisée, ce qui n'est pas le cas des mesures de vitesses. C'est pourquoi mes travaux portent sur la représentativité des mesures de vitesses.

B.1.5.1 Echantillonneurs des champs de vitesses

La phase la plus originale de ces travaux a été la conception, le développement puis la mise en œuvre de l'échantillonneur bidimensionnel « Cerbères », (figure 10), qui permet d'acquérir des cartes de vitesses quelles que soient les conditions météorologiques, notamment par temps de pluie quand il est impossible d'accéder à l'émissaire. Ce montage peut être activé depuis le regard. Ainsi il est possible d'ausculter tout le chenal principal de la section droite depuis le fond jusqu'à 1,50 m de haut, ce qui correspond à 90% des hauteurs d'eau observées sur une année sur le site de Cordon Bleu. Voir [Annexe B.1].

Le réseau d'assainissement présentant une sédimentation intermittente dans le secteur du Jardin des Plantes, il est nettoyé à la mitrailleuse. Le passage de cette machine s'avère incompatible avec la présence du rail de « Cerbères ». Nous n'avons donc pas pu installer cet échantillonneur au Jardin des Plantes. Aussi avons nous utilisé un montage, dit « Cerbères light » consistant à fixer les 3 courantomètres de « Cerbères » sur un support vertical qui coulisse le long d'un étau horizontal (figure 11).

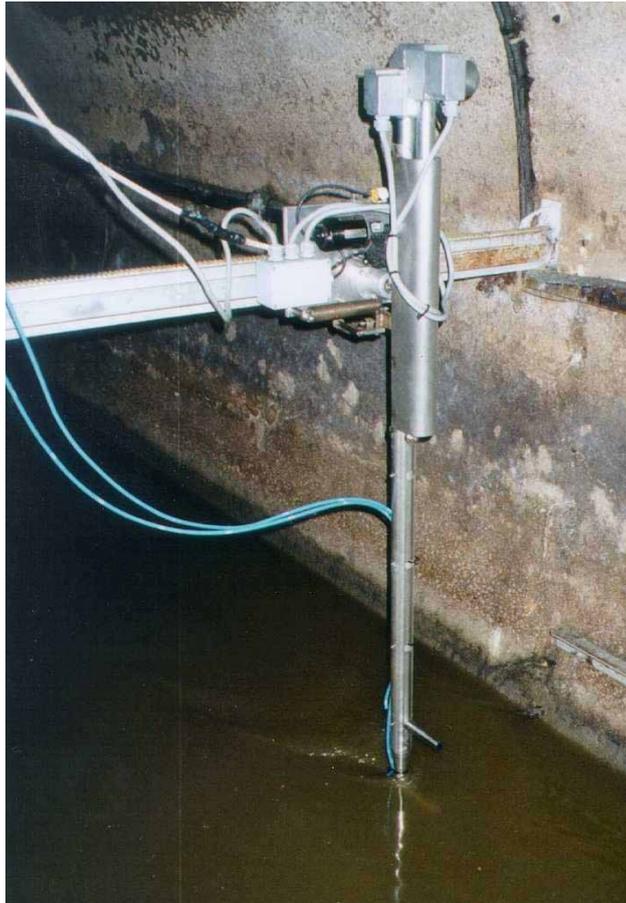


Figure 10: Echantillonneur 2D « Cerbères » pour les vitesses à Cordon Bleu.



Figure 11: Echantillonneur 2D « Cerbères light » pour les vitesses au Jardin des Plantes.

Les deux montages ci-dessus ne permettent pas de mesures au-dessus de la banquette. Nous présenterons un nouvel échantillonneur parmi les perspectives.

B.1.5.2 Cartes de vitesses

Les figures 12 à 15 présentent les cartes de vitesses obtenues à Cordon Bleu (à gauche) et au Jardin des Plantes (à droite) pour divers taux de remplissage et rapportées au cinquième décile de temps sec V_{50} . On voit, pour les deux sites, la présence de gradients de vitesses très marqués aux parois et au fond ainsi que le décalage de la vitesse maximale en dessous de la surface libre pour les taux de remplissage de 27% et plus. Ce phénomène a également été observé par (Wohrle et Brombach, 1991), (Laplace et Deshons, 1998) et (Knight et *al.*, 2000) dans des canaux circulaires tout en conservant des coefficients d'aspect Ar inférieurs à 2, où Ar est le rapport de la largeur à la surface libre sur la hauteur d'eau maximale lors des mesures. On note aussi que les valeurs maximales sont plus importantes de 10% à Cordon Bleu. La question des incertitudes de mesure sera abordée plus avant dans ce mémoire.

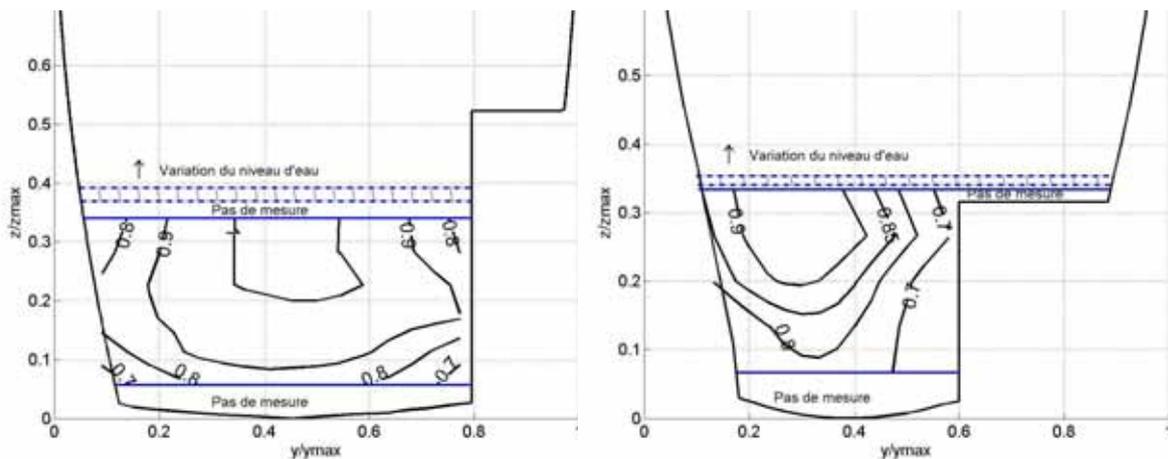


Figure 12: Comparaison des cartes de vitesses adimensionnalisées par la vitesse V_{50} à Cordon Bleu (gauche) et au Jardin des Plantes (droite) pour un même taux de remplissage de 24%.

Ce phénomène du maximum de vitesses en dessous de la surface libre, que les anglo-saxons appellent « dip phenomenon », a été mis en évidence dès la fin du XIX^{ème} siècle par Stearns, (1883). Nezu and Nakagawa, (1993) ont montré que ce décalage de la vitesse maximale est dû à la présence de courants secondaires dans un champ turbulent anisotrope généré par une section étroite caractérisée par un coefficient d'aspect $Ar = b/h_{max}$ inférieur à 5, où b est la largeur au miroir et h_{max} la hauteur d'eau maximale lors des mesures. Alors que les

coefficients Ar vont respectivement de 1,76 à 2,44 à Cordon Bleu et de 1,44 à 2,16 au Jardin des Plantes, on constate une augmentation linéaire de la position à laquelle a été mesurée la vitesse maximale en fonction du rapport de la largeur à la surface libre sur la hauteur d'eau dans le collecteur. Ces résultats sont en accord avec ceux de Naot et Rodi, (1982) et de Kirkgoz et Ardicioglu, (1997), pour des sections rectangulaires et des coefficients Ar inférieurs à 3.

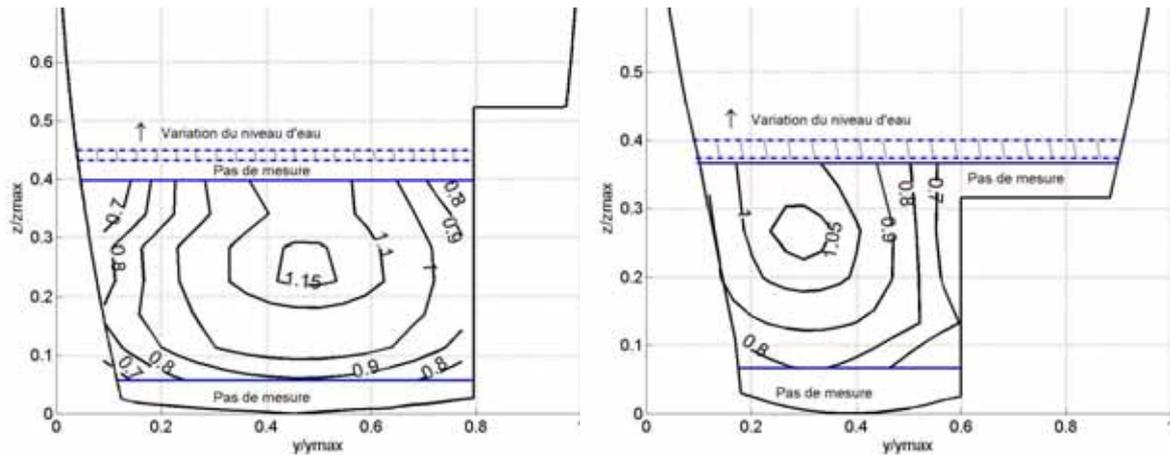


Figure 13: Comparaison des cartes de vitesses adimensionnalisées par la vitesse V_{50} à Cordon Bleu (gauche) et au Jardin des Plantes (droite) pour un même taux de remplissage de 27%

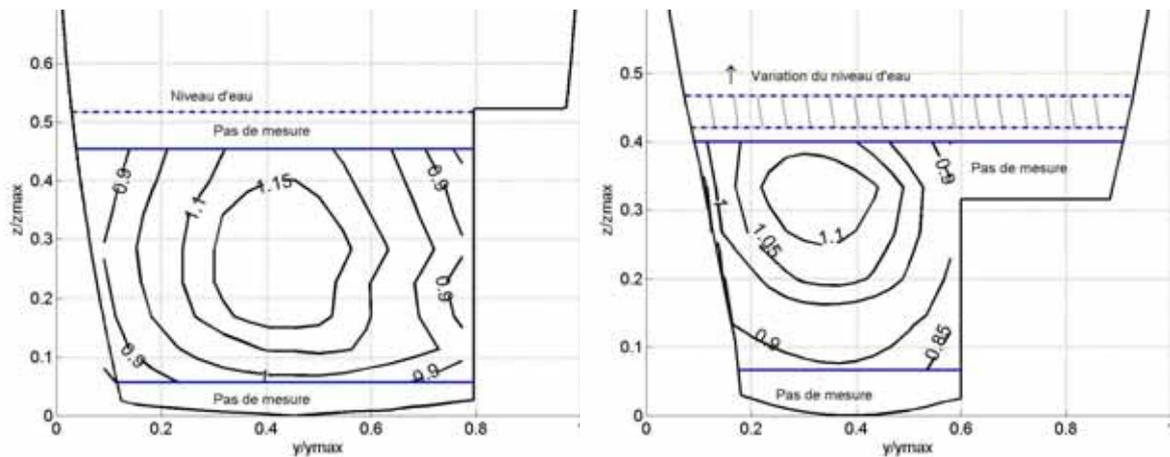


Figure 14: Comparaison des cartes de vitesses adimensionnalisées par la vitesse V_{50} à Cordon Bleu (gauche) et au Jardin des Plantes (droite) pour un même taux de remplissage de 32%

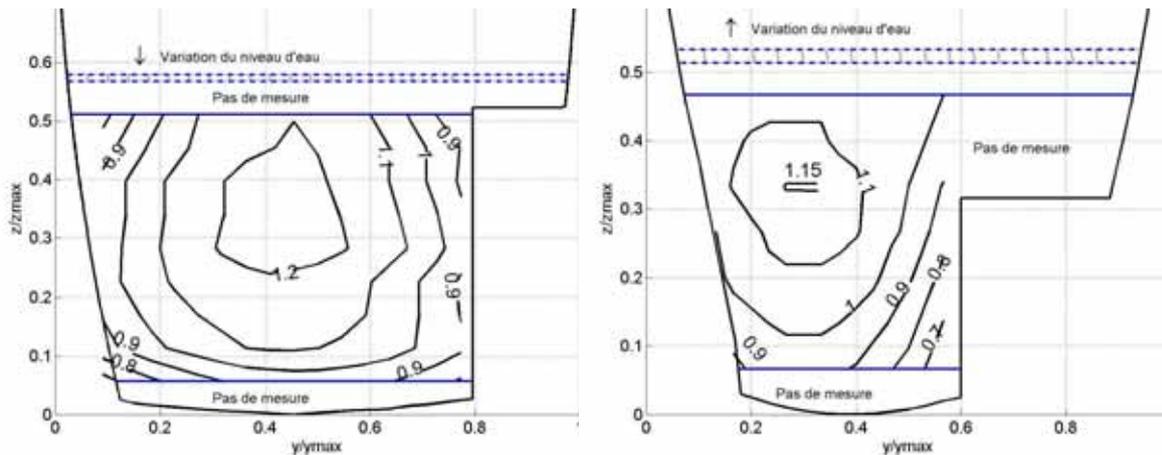
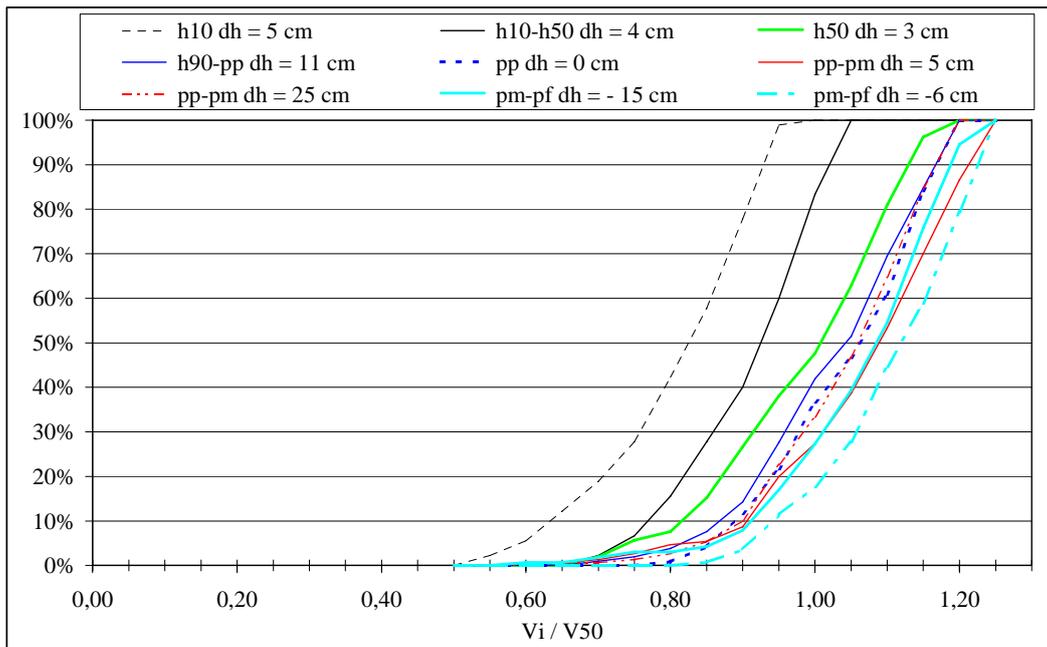


Figure 15: Comparaison des cartes de vitesses adimensionnalisées par la vitesse V_{50} à Cordon Bleu (gauche) et au Jardin des Plantes (droite) pour un même taux de remplissage de 36%

La figure 16 présente le pourcentage de vitesses inférieures à une valeur donnée. On voit nettement qu'en fonction du contexte hydraulique la courbe se décale vers la droite très rapidement pour les contextes de temps sec h_{10} à h_{90} alors que l'évolution est beaucoup plus lente par temps de pluie. On notera aussi l'influence de la variation des hauteurs d'eau dh lors des mesures, notamment pour des hauteurs décroissantes lors des mesures effectuées par temps d'orage après le pic d'eau dans le collecteur.

Les figures 17 et 18 représentent différemment l'influence de la section transversale. On peut tout d'abord noter qu'à Cordon Bleu la vitesse maximale reste de l'ordre de $1,10V_{ms}$, où $V_{ms} = KRh^{2/3}I^{1/2}$ est la vitesse de Manning Strickler calculée à partir de la pente I du radier, du rayon hydraulique Rh et du coefficient de Manning Strickler pris égal à 70 (Jaumouillié et *al.*, 2002). Au Jardin des Plantes la vitesse de Manning Strickler est calculée en utilisant les hauteurs mesurées à Duchesse Anne.



Nota : voir tableau 1 pour la signification des notations h_x , ...

Figure 16: Fréquence d'apparition des vitesses en fonction des contextes hydrauliques à Cordon Bleu.

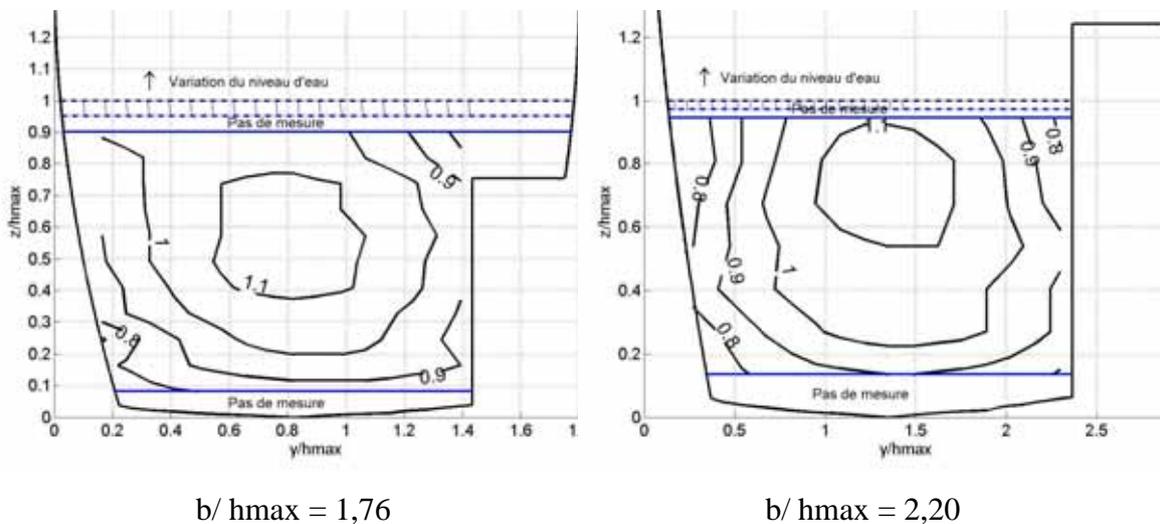


Figure 17: Comparaison des cartes de vitesses adimensionnalisées par la vitesse de Manning Strickler pour des coefficients d'aspect b/h_{max} croissants, site de Cordon Bleu.

Dans le cas des sections composées, on voit nettement l'influence de l'angle de la banquette sur l'écoulement avec des lignes d'iso-vitesse incurvées vers le centre de la section principale d'écoulement et la présence d'un maximum local au-dessus de la banquette dès que celle-ci

est immergée de plus de 10 cm. Ces résultats sont en accord avec ceux de Shiono et Feng, (2003), Shiono et *al.*, (2003) pour des canaux à parois verticales ou ceux de Prinos et *al.*, (1985) pour des canaux trapézoïdaux. Pour les immersions plus faibles nous manquons de données.

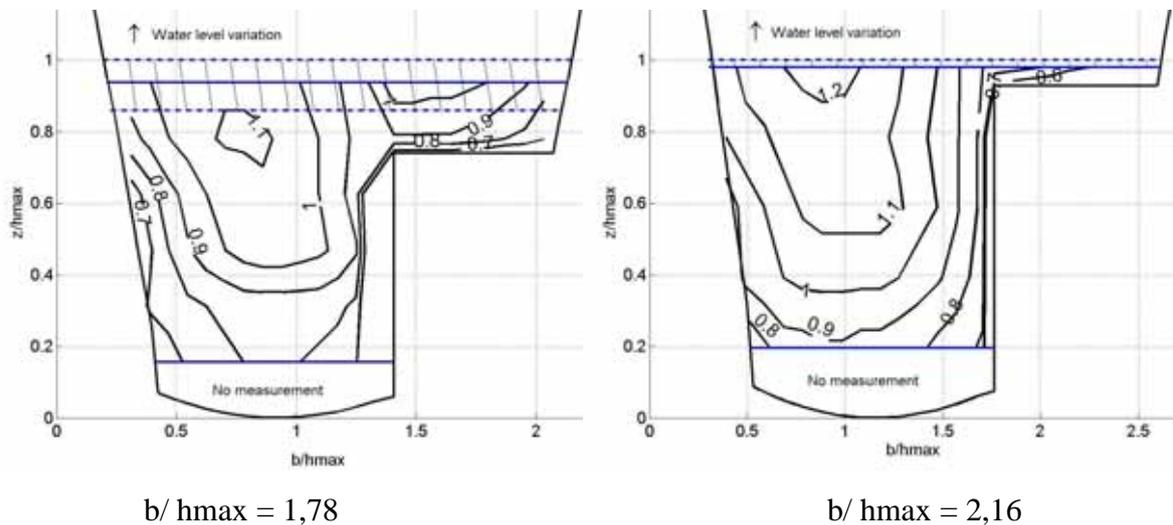


Figure 18: Comparaison des cartese vitesses adimensionnalisées par la vitesse de Manning Strickler pour des coefficients d'aspect b/h_{max} croissants, site du Jardin des Plantes.

Un autre aspect en terme de représentativité spatiale est celui lié à la non unicité des relations hauteur-débit. En effet, sur le site de Cordon Bleu, il a été possible de faire des mesures alors que des travaux avaient lieu à 2 ou 3 km en amont. On voit ainsi sur la figure 19 que, pour la même hauteur d'eau, la gamme des vitesses est modifiée puisque la gamme de vitesses décroît de 10% en présence de travaux et nous observons que le champ de vitesses ne présente plus de maximum en dessous de la surface libre.

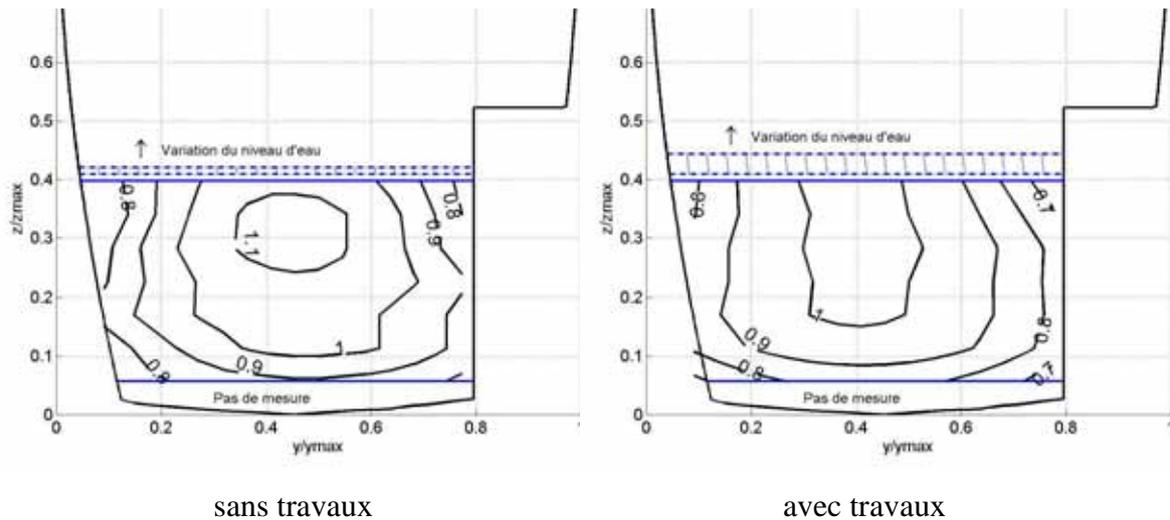


Figure 19: Comparaison des cartes de vitesses adimensionnalisées par la vitesse V_{50} à Cordon Bleu lors ou en l'absence de travaux en amont.

B.1.5.3 Vitesses maximales et moyennes

Par ailleurs la figure 20 montre que les vitesses moyennes et maximales croissent linéairement par rapport au cinquième décile V_{50} des vitesses de temps sec mais que cette évolution est beaucoup plus rapide au Jardin des Plantes qu'à Cordon Bleu. Cela est à mettre en relation avec la plus grande réactivité du réseau déjà mentionné auparavant.

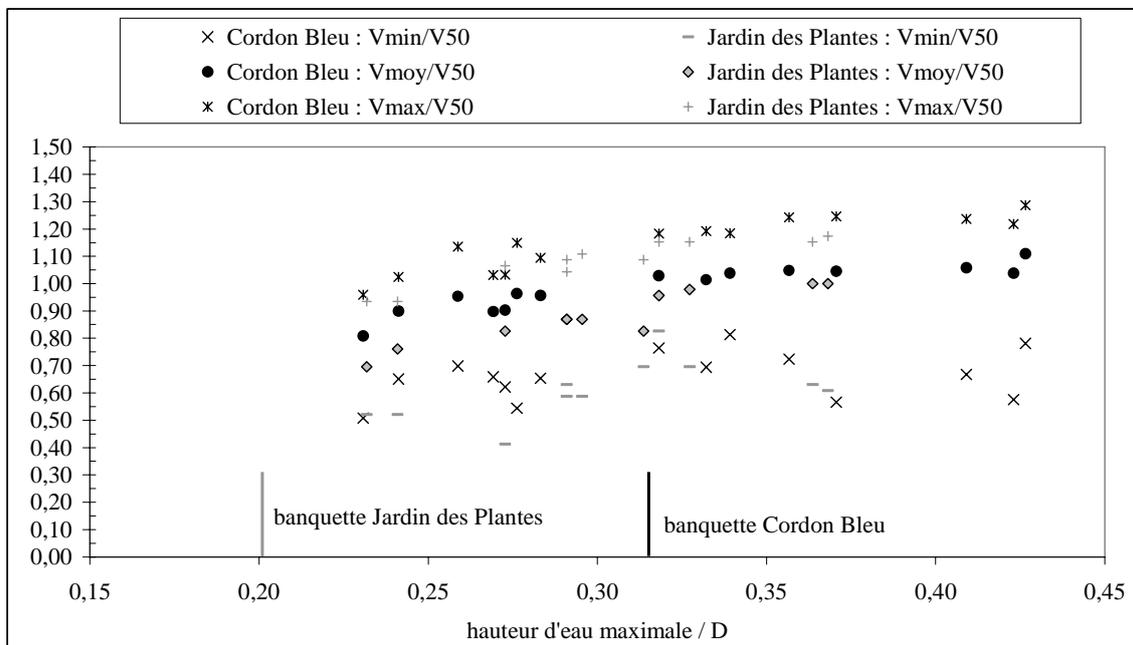


Figure 20: Evolution du rapport des vitesses moyennes et maximales avec le taux de remplissage.

Dans le même temps, les rapports des vitesses moyennes avec le cinquième décile V_{50} décroissent de manière linéaire lorsque le coefficient d'aspect b/h_{max} croît (Figure 21). On remarquera que lors de travaux en amont ce rapport diminue de façon significative.

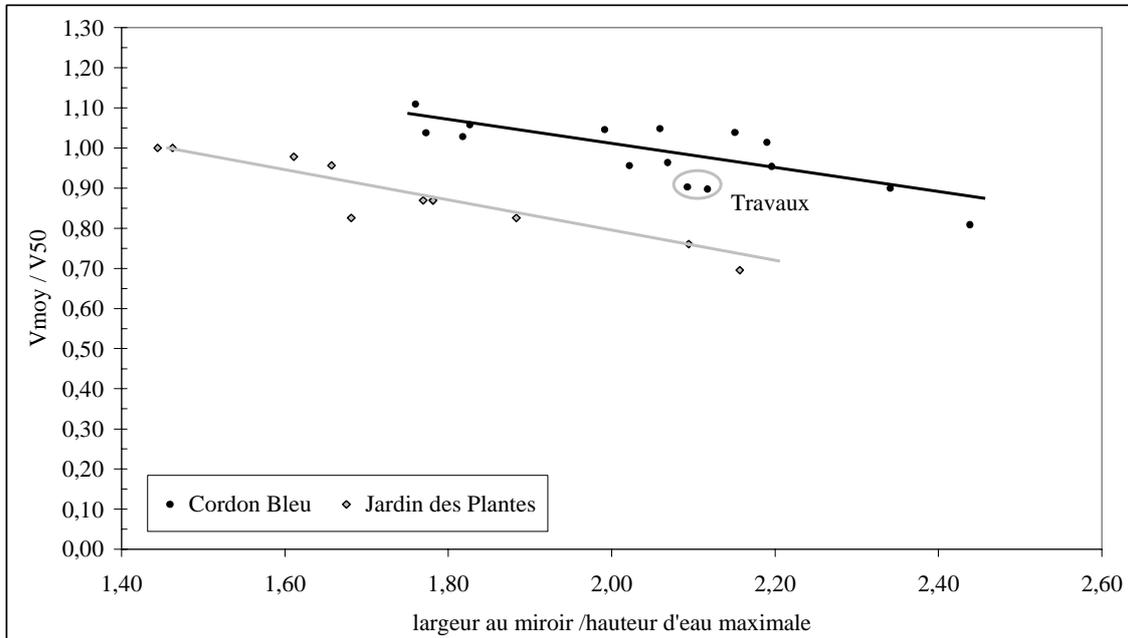


Figure 21: Evolution du rapport des vitesses moyennes par le cinquième décile V_{50} avec le coefficient d'aspect

Il est important d'attirer l'attention sur ce phénomène de vitesse maximale en dessous la surface libre qui apparaît dans les canaux étroits pour lesquels le coefficient d'aspect Ar est inférieur à 5. En effet les collecteurs d'assainissement sont potentiellement tous concernés et leurs profils de vitesses ne correspondent pas à ceux présents en rivière et à l'origine des recommandations de la norme NF EN ISO 748 sur les méthodes d'exploration des champs de vitesses. Dans le même ordre d'idée, la figure 22 montre que, pour nos sections étroites, la hauteur de la vitesse moyenne mesurée est non seulement différente de ce que rapporte la norme mais qu'en outre, au Jardin des Plantes, elle n'est pas constante et décroît avec le taux de remplissage.

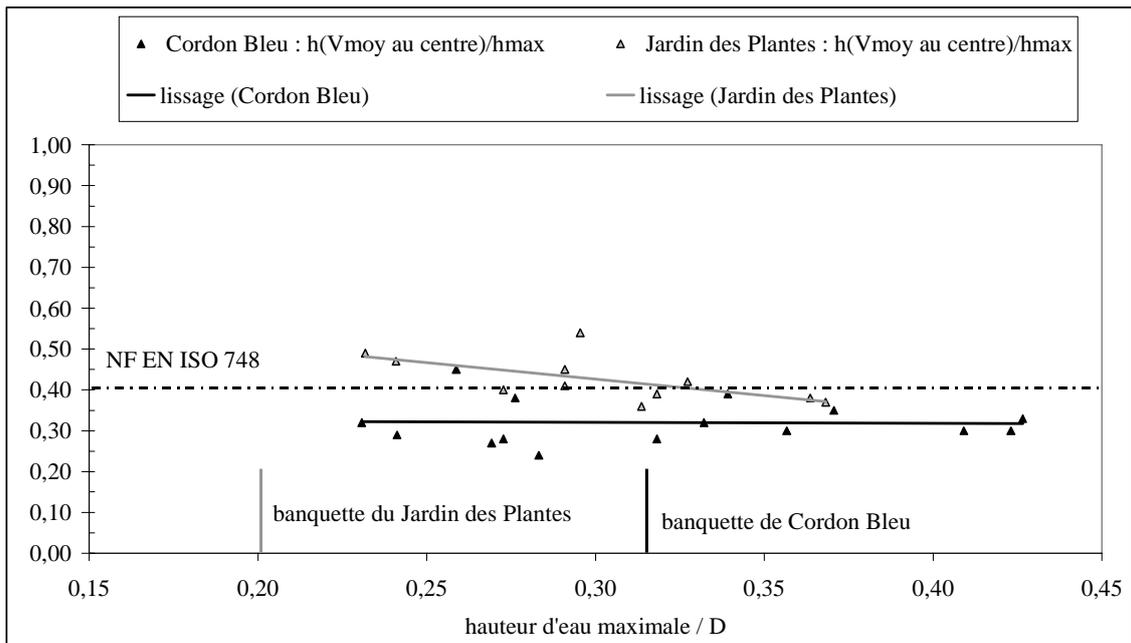


Figure 22: Position de la hauteur de la vitesse moyenne

Il faut rappeler que la norme NF EN ISO 748 indique que le coefficient entre la vitesse superficielle, prise comme valeur maximale, et la vitesse moyenne, prise à 60% de profondeur, est compris entre 0,84 et 0,90 selon la rugosité. En accord avec cette norme, Worhle et Brombach, (1991) obtiennent un rapport de 0,89 pour un collecteur circulaire de coefficient d'aspect inférieur à 2. La figure 23 montre que, pour les profils verticaux au centre des deux collecteurs ovoïdes à banquettes, le ratio est sensiblement constant mais égal à 0,96 à Cordon Bleu pour une rugosité évaluée à 2 mm et qu'il est même lentement croissant au Jardin des Plantes. Sur ce site la rugosité a été évaluée à 2 mm même en présence de sédiments car celui-ci est composé de sable fin et de vase. Ce résultat étonnant est issu de mesures faites par balayage horizontal et demandera à être confirmé par les travaux envisagés avec un montage en préparation qui doit permettre des balayages verticaux de la section mouillée.

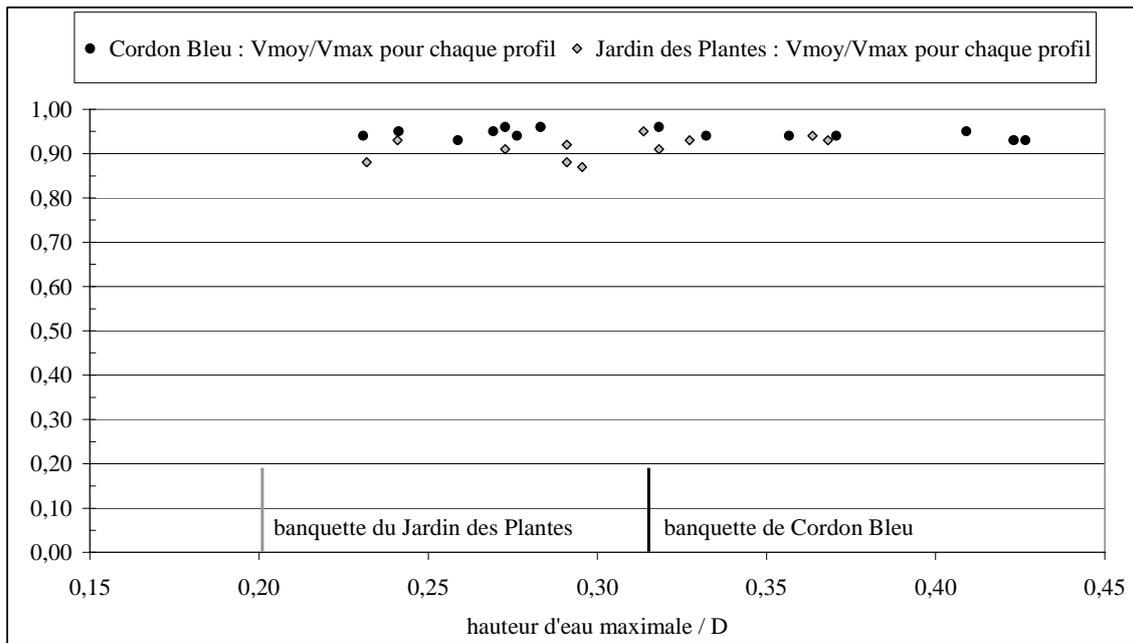


Figure 23: Evolution du rapport des vitesses moyennes et maximales avec le taux de remplissage.

B.1.5.4 Répétabilité

Toutes les mesures ont été faites sur des sites réels sans qu'il soit possible de contrôler en aucune façon les conditions d'écoulement. On peut donc s'interroger sur la représentativité temporelle des résultats. Les figures 24 à 26 montrent que pour un site et des variations de hauteurs d'eau similaires lors des mesures, les profils s'avèrent effectivement répétables. « Cerbères » ne permettant pas de mesurer les hauteurs d'eau, celles indiquées sur les figures correspondent aux valeurs minimales et maximales mesurées par le limnimètre installé à poste fixe sur le site de Cordon Bleu entre le début et la fin des mesures nécessaires à l'établissement d'une carte de vitesses. Les mesures de vitesses sont toujours faites par profil vertical avec un intervalle de 5 à 10 minute entre la première et la dernière mesure d'un profil. Par ailleurs, la figure 26 illustre aussi la difficulté d'effectuer ces mesures à proximité de la paroi verticale de la banquette alors que de surcroît la hauteur d'eau a diminué de respectivement 6 et 15 cm entre la première et la dernière mesure. Il a été observé depuis le regard des mouvements tourbillonnaires semblables à ceux présentés par Bousmar et Zech, (2002).

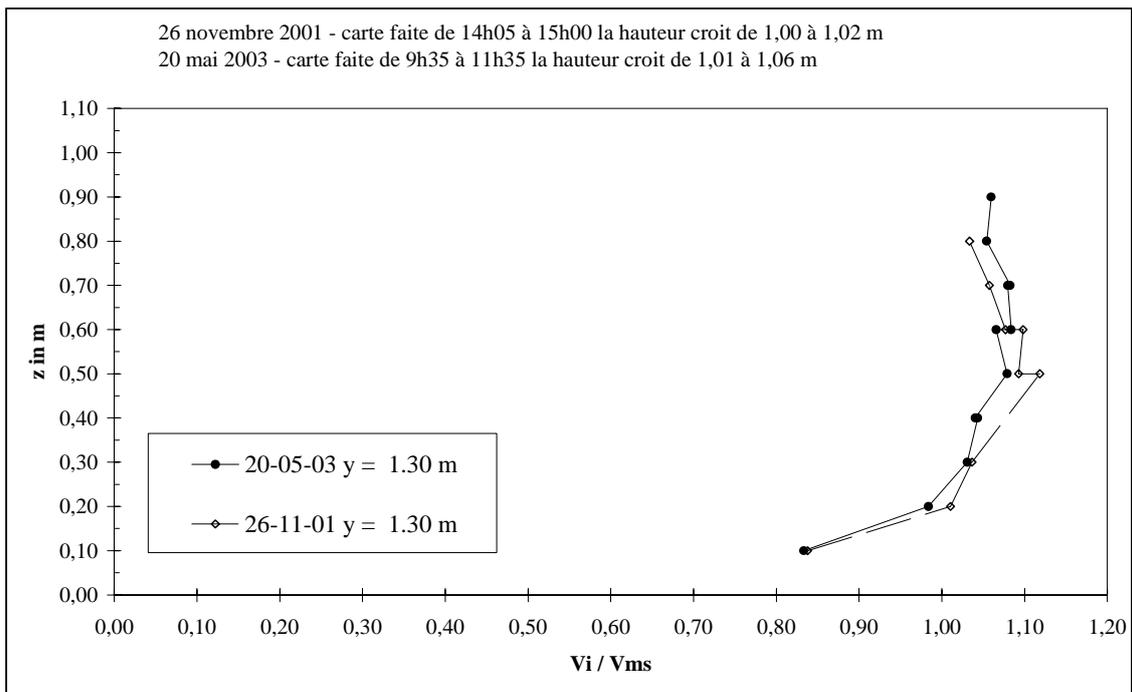
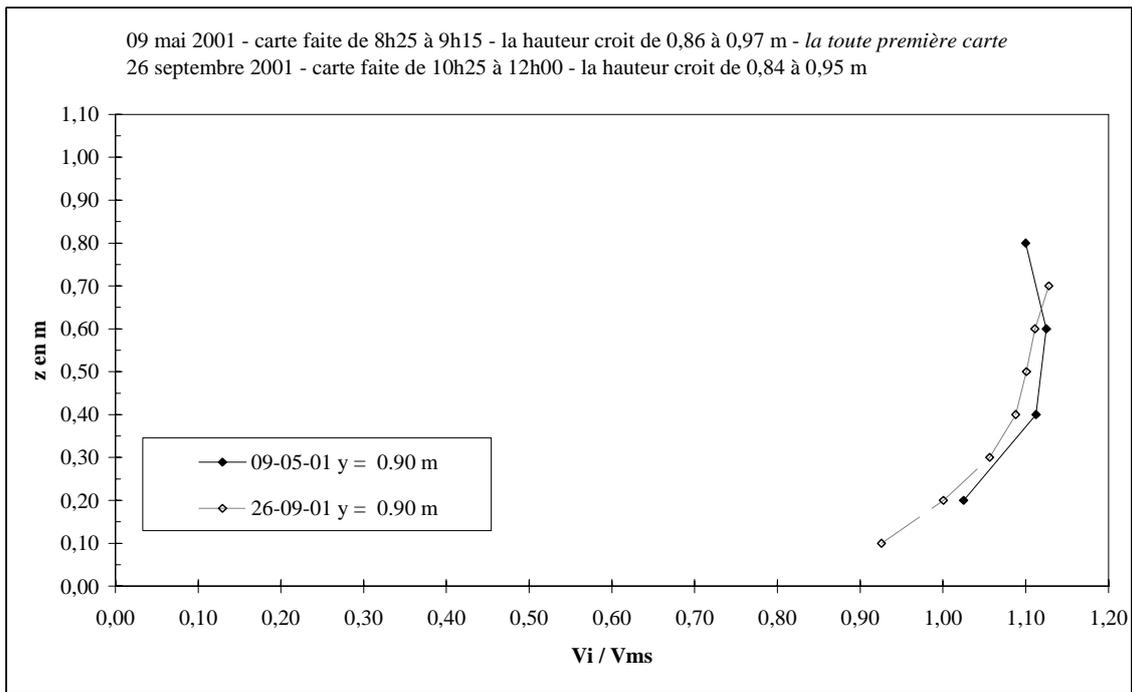


Figure 24: Répétabilité des profils de vitesses à Cordon Bleu quand la hauteur d'eau croît

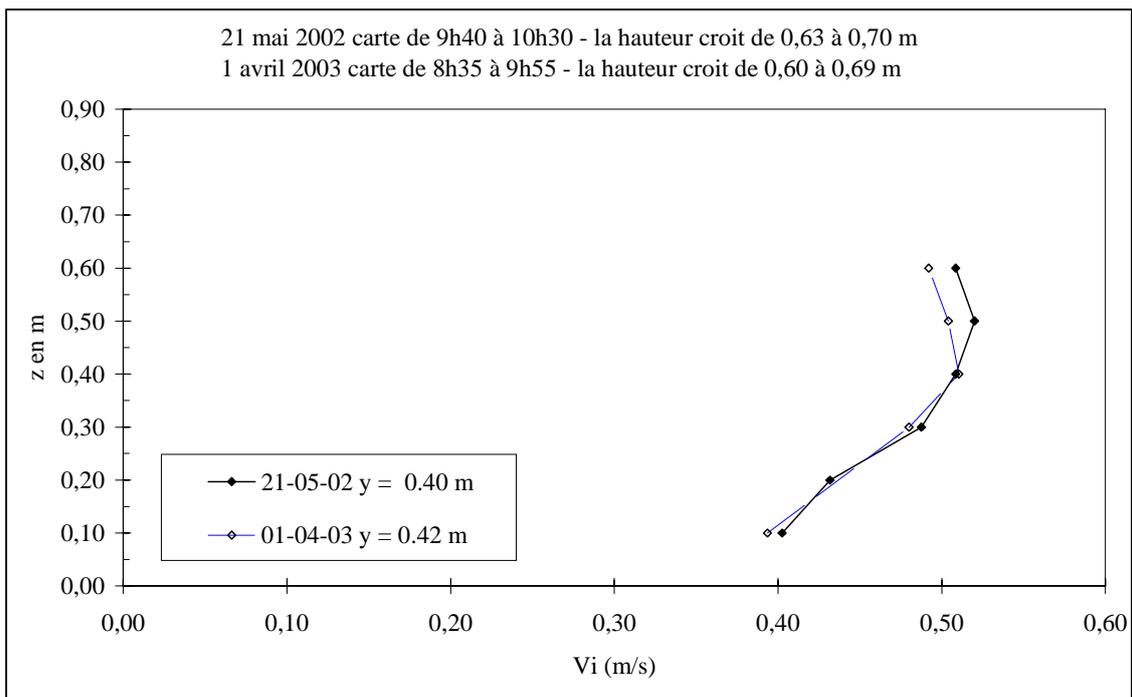
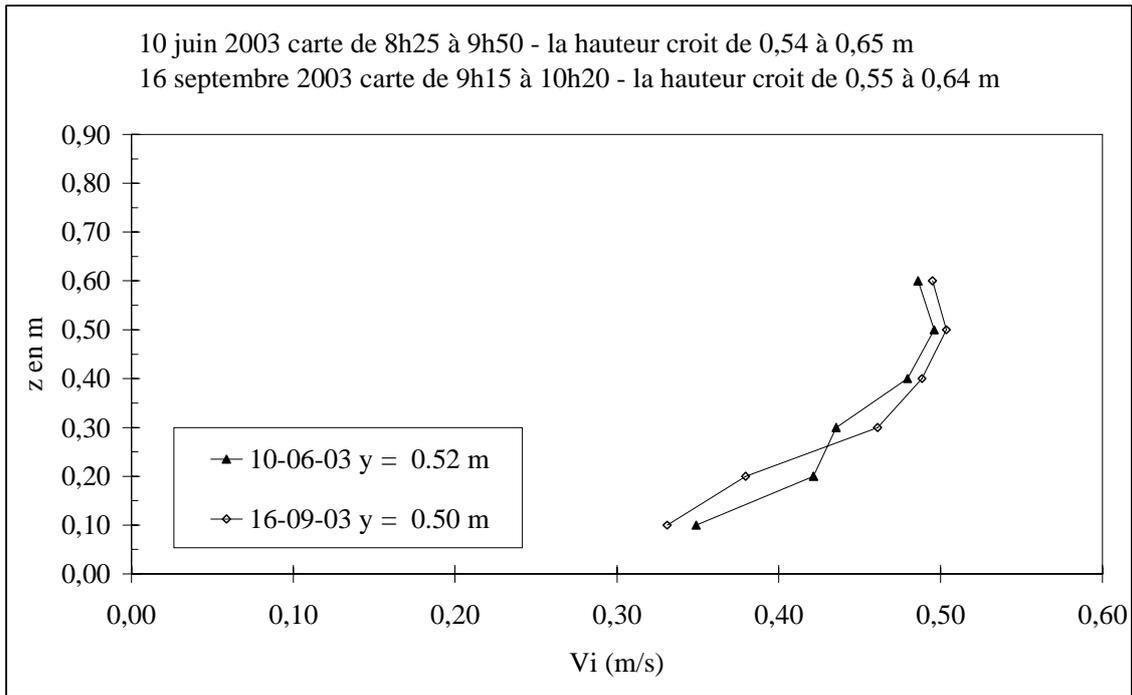
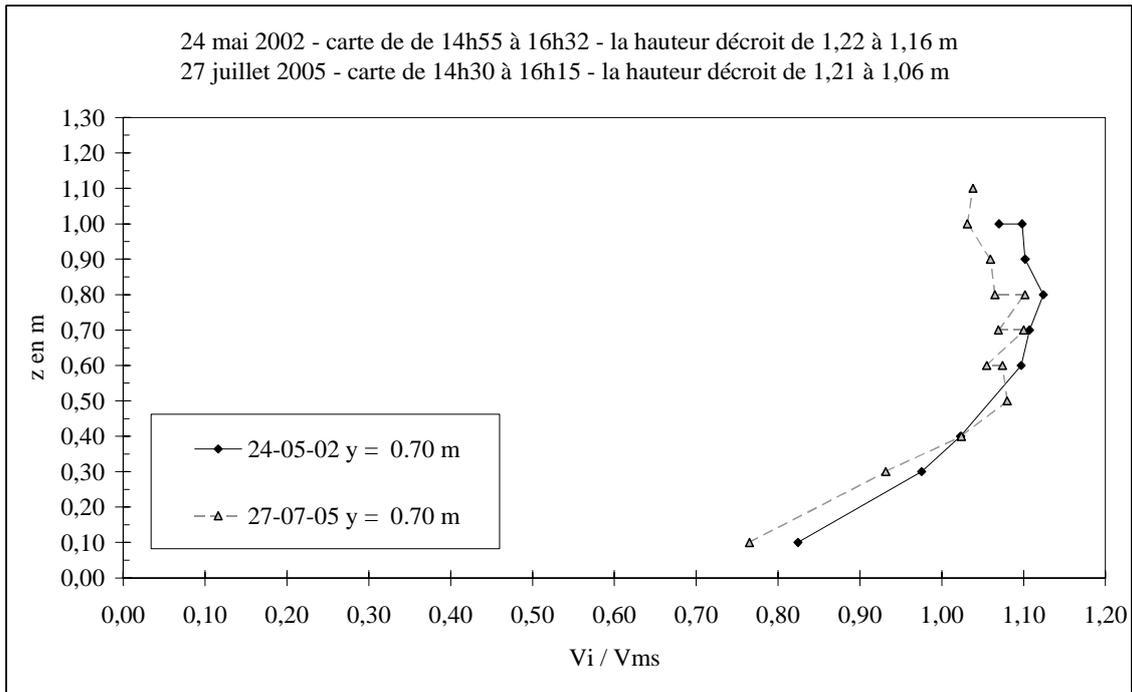
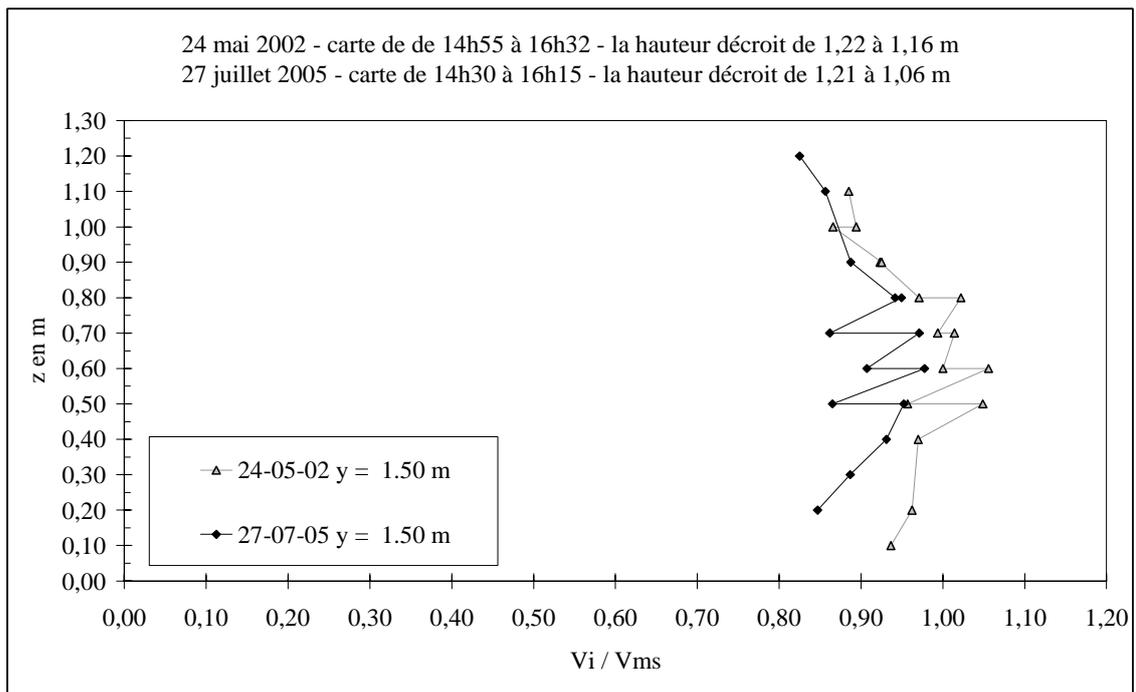


Figure 25: Répétabilité des profils de vitesses au Jardin des Plantes quand la hauteur d'eau croît.



(a) au milieu du chenal principal



(b) près de la paroi verticale de la banquette

Figure 26: Répétabilité des profils de vitesses quand la hauteur d'eau décroît

Ce qui est plus marquant, c'est que pour un même contexte en hauteur d'eau mais pour des vitesses perturbées par des travaux en amont, l'on retrouve également une bonne répétabilité

des mesures entre les jours avec travaux d'une part et les jours sans travaux d'autre part (Figure 27). On peut d'ailleurs noter que pour les jours avec travaux le rapport de la vitesse moyenne décroît de 5% comme indiqué sur la figure 10.

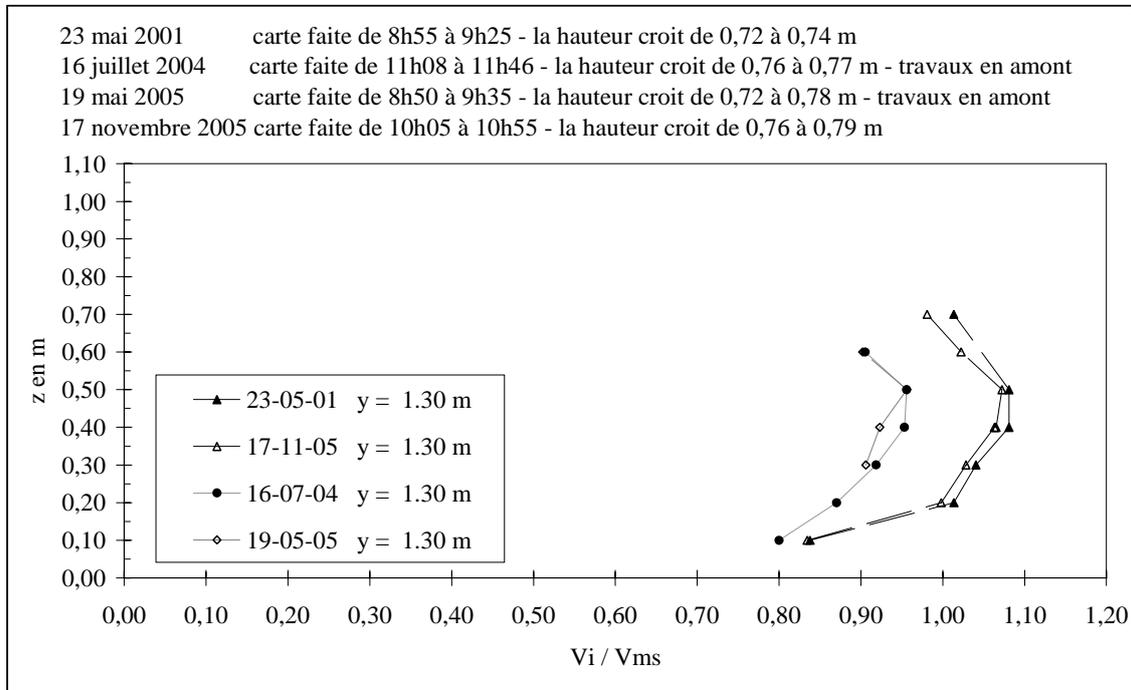


Figure 27: Répétabilité lors de travaux en amont

B.1.5.5 Incertitudes

L'une des grosses difficultés de ces mesures de terrain est celui de la répétitivité et en corollaire celui de la détection des mesures erronées. En effet, même en étant présent dans le collecteur, dès que les capteurs sont immergés sous plus de 5 à 10 cm d'eau on ne les voit plus et on ne peut donc pas savoir s'ils sont encrassés par des matières flottantes. Nous avons donc établi un mode opératoire qui consiste à effectuer en chaque point une mesure pendant 10 secondes, ceci correspond aux préconisations de la norme NF EN ISO 748 lors de mesures avec un capteur électromagnétique, puis à répéter cette mesure immédiatement après. Si l'écart entre les deux résultats est supérieur à 0,05 m/s, il y a présomption d'encrassement. Nous remontons alors les capteurs pour les nettoyer avant de refaire ces mesures. La figure 28 montre qu'avec cette méthode, nous arrivons à rester dans des incertitudes de 5% sur chaque mesure.

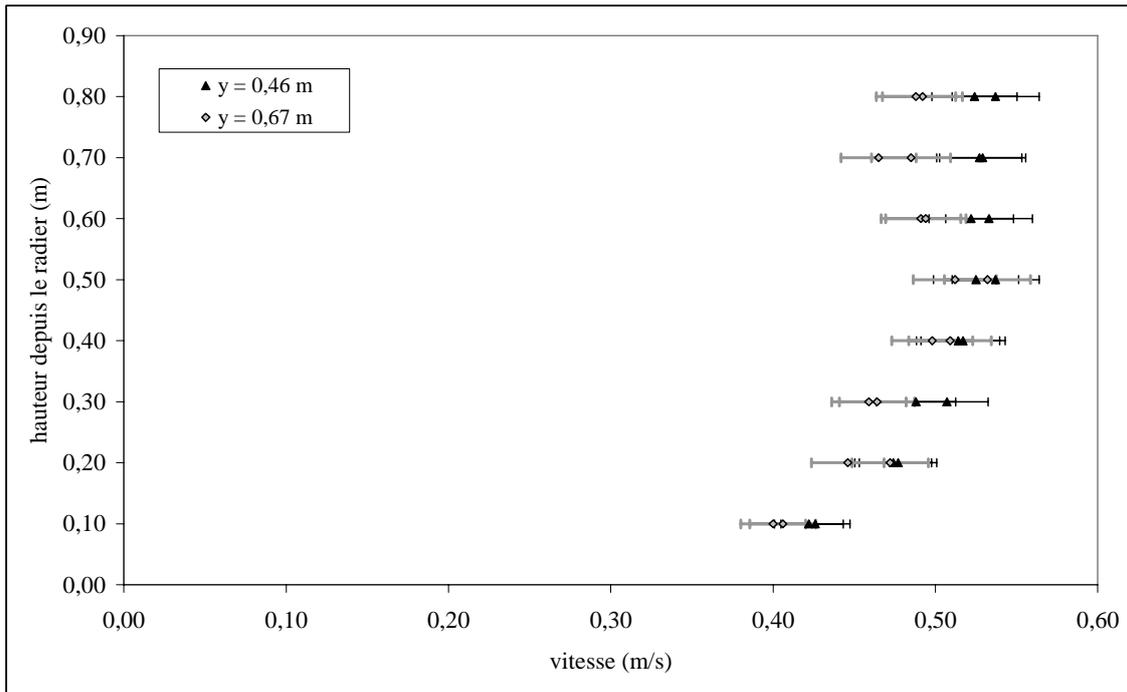


Figure 28: Incertitudes de mesures

Une autre cause d'erreur est celle qui peut être due à un défaut de positionnement des capteurs. Compte tenu des montages, nous estimons qu'il est possible que la fixation des capteurs présente un défaut correspondant à une rotation de 5° au maximum autour de l'axe vertical de « Cerbères », soit 5° avec l'axe de l'écoulement mais une hauteur constante. La figure 29 résume la situation qui se traduit par la relation $V_{lue} = V \cos \alpha$, soit une erreur inférieure à 1%.

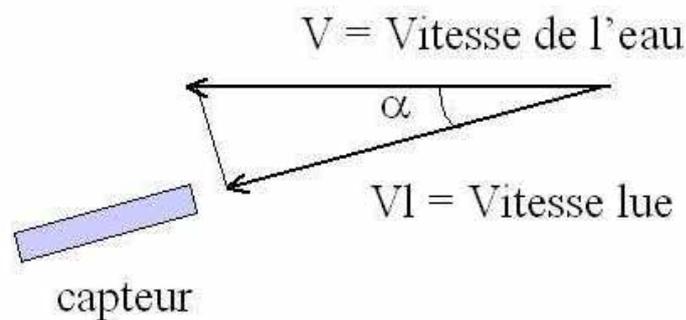


Figure 29: Schématisation d'un type d'erreur systématique

En conclusion, les travaux permettent de mieux connaître les spécificités des champs de vitesses en collecteur d'assainissement et montrent notamment que même si les préconisations des normes peuvent aider pour une première approche des champs de vitesses, le fait de

travailler dans des sections étroites impliquent des spécificités notamment vis à vis de la position des vitesses moyennes et maximales dans la section. Ceci peut avoir des répercussions sur les capacités d'un capteur à effet Doppler à atteindre sa vitesse cible comme nous allons le voir ci-après.

Les mesures de champs de vitesses sur le site de Cordon Bleu font l'objet des articles [3] et [6].

B.1.5.6 Echantillonnage par le matériel : les courantomètres à effet Doppler

Pour les mesures de vitesses, on s'est intéressé aux « vélocimètres » qui utilisent l'effet Doppler pour évaluer une vitesse moyenne dans la section d'un écoulement à surface libre ou en charge.

Jusqu'à la fin des années 1980, les techniques ultrasonores utilisées en assainissement étaient soit des mesures limnimétriques de hauteur d'eau soit des mesures de vitesses par temps de transit au moyen de cordes de vitesses. Les premières utilisations de vélocimètres ultrasonores à effet Doppler datent seulement de 1989, date vraisemblable d'apparition de ces matériels sur le marché français. En 1990, Dayraut (1990) note déjà les aspects séduisants de cette technologie (facilité d'installation, coût raisonnable) et indique qu'il serait souhaitable de tester les nouveaux appareils et la possibilité de les installer à poste fixe. Dans la même période la notion d'autosurveillance des systèmes d'assainissement fait son apparition et l'on se préoccupe de plus en plus de diagnostic de fonctionnement des réseaux, ce qui amène à réfléchir sur les techniques existantes et leur mise en œuvre. C'est lors de la mise en place de l'autosurveillance du réseau d'assainissement de l'agglomération nantaise, à partir de 1995, qu'ont été constatées les qualités de la vélocimétrie ultrasonore à effet Doppler. Economique et pratique à mettre en œuvre, cette technique se répand mais les caractéristiques et le mode de fonctionnement des sondes restent mal connus.

Depuis mon arrivée au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, j'ai travaillé à la mise au point d'un protocole de test de ces capteurs dans le cadre d'un programme pluriannuel de recherches sur les flux polluants en assainissement urbain. Les premiers essais portaient sur cet aspect et une ébauche de protocole fut mise au point dès 1998 mais les résultats obtenus

avec un matériel de marque différente ont remis en cause une bonne partie des tests. Néanmoins, la spécification technique ISO/TS 15769 :2000 a permis de vérifier le manque de texte normatif sur les débitmètres ultrasonores à effet Doppler et a confirmé la pertinence des paramètres étudiés dans le cadre de la mise au point du protocole. Ces points sont également mis en avant dans la littérature professionnelle (Bertrand-Krajewski et *al.*, 2000), (Leclerc et Battaglia, 2001).

L'Ecole Nationale du Génie de l'Eau et de l'Environnement de Strasbourg (ENGEES) avait eu connaissance de nos travaux par le biais d'une communication orale, et a souhaité s'impliquer dans la définition du protocole afin de répondre à une demande de la Communauté Urbaine de Strasbourg. Comme les expérimentations faites au LCPC montraient le besoin d'investir pour créer un laboratoire d'essais permettant de finaliser le protocole, une collaboration a été mise en place dans le cadre du GEMCEA avec l'ENGEES, avec le soutien financier de l'Agence de l'Eau Seine-Normandie.

A l'heure actuelle, nous avons mis en place un banc d'essai (figure 30) et le protocole de tests associé pour déterminer les principaux paramètres caractéristiques d'un capteur. Ces caractéristiques sont l'angle d'émission, l'angle d'ouverture du faisceau ultrasonore, la pondération entre deux indicateurs de vitesses situés à la même distance et la portée en eau claire. Ces travaux, illustrés par l'annexe B2, font l'objet des articles [2] et [4] visant d'une part un lectorat académique et d'autre part un lectorat d'avantage composé d'utilisateurs de débitmètres ultrasonores à effet Doppler.

Pour illustrer les résultats de cette démarche, voyons un exemple concret. La figure 31 montre comment le cône de mesure d'un capteur intercepte la section mouillée de ce collecteur en fonction de la hauteur d'eau. Ainsi, pour des hauteurs d'eau inférieures à 0,80 m, le capteur est installé de telle sorte qu'il ne peut atteindre qu'une fraction du champ. Dans cette zone située près de la paroi opposée à la banquette, les vitesses sont faibles. Quand la hauteur d'eau augmente, le cône du capteur intercepte tous les niveaux de vitesse y compris la zone de vitesse maximale.

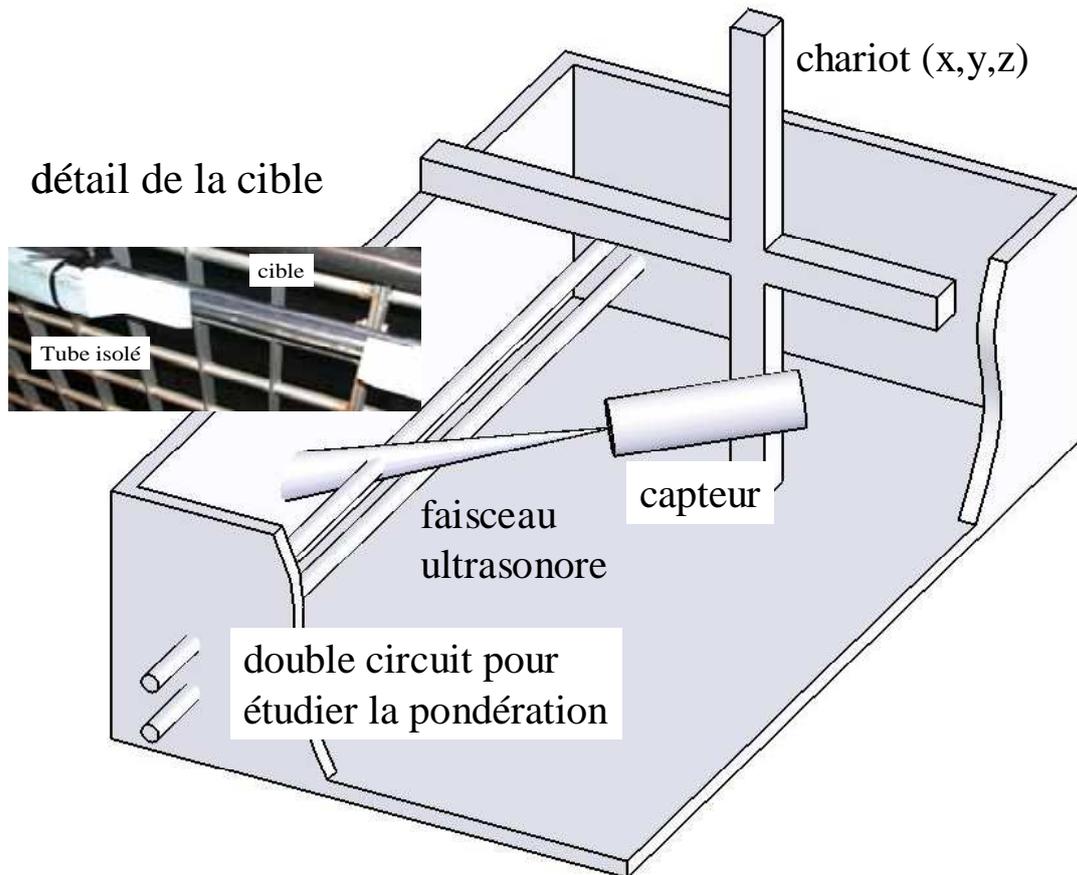
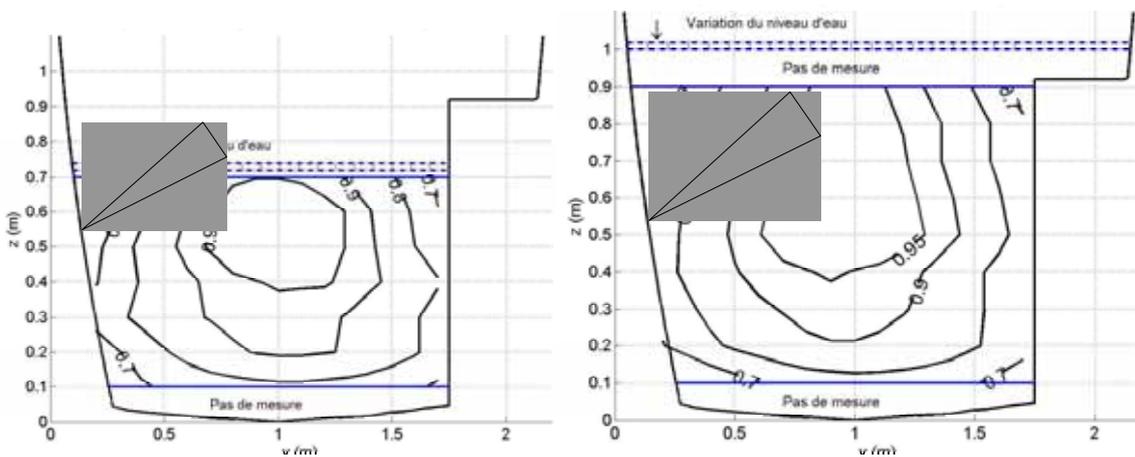


Figure 30: Banc d'essai des débitmètres ultrasonores à effet Doppler.



a) hauteur d'eau inférieure à 0,80 m

b) hauteur d'eau supérieure à 0,80 m

Figure 31: Application des résultats du banc d'essai à un cas concret en isolignes de V/V_{max} .

La figure 32 montre comment l'interception du champ de vitesses par le cône de mesure se traduit en pratique. Quand la hauteur de l'eau est inférieure à 0,80 m, comme sur la figure

31a, le cône du capteur n'intercepte qu'une partie du champ de vitesse. La vitesse mesurée avec le débitmètre à effet Doppler sous évalue la vitesse mesurée au courantmètre et la vitesse moyenne calculée en utilisant la relation $V_{moy} = 0,95V_{ms}$ où V_{ms} est la vitesse de Manning Strickler calculée à partir de la hauteur d'eau (Jaumouillié et *al.*, 2002). Quand la hauteur d'eau croît la situation devient celle de la figure 31b et effectivement la vitesse mesurée avec le débitmètre à effet Doppler est globalement égale à la vitesse moyenne dans la section. En fait ce capteur est fixé en paroi de telle sorte qu'il permette de mesurer les vitesses et donc de calculer les débits pour les hauteurs d'eau importantes et notamment lors des déversements par dessus un seuil situé à proximité et dont la cote est à 1,70 m.

En conclusion les travaux menés depuis 8 ans permettent de proposer un protocole de tests afin de déterminer les principales caractéristiques des débitmètres ultrasonores à effet Doppler actuellement communément utilisés en assainissement. L'enjeu désormais est de deux natures : d'une part amener les fabricants à fournir ces paramètres dans leur documents techniques et, d'autre part, inciter les acheteurs à prendre en compte l'adéquation entre l'hydraulique d'un site et les caractéristiques des capteurs.

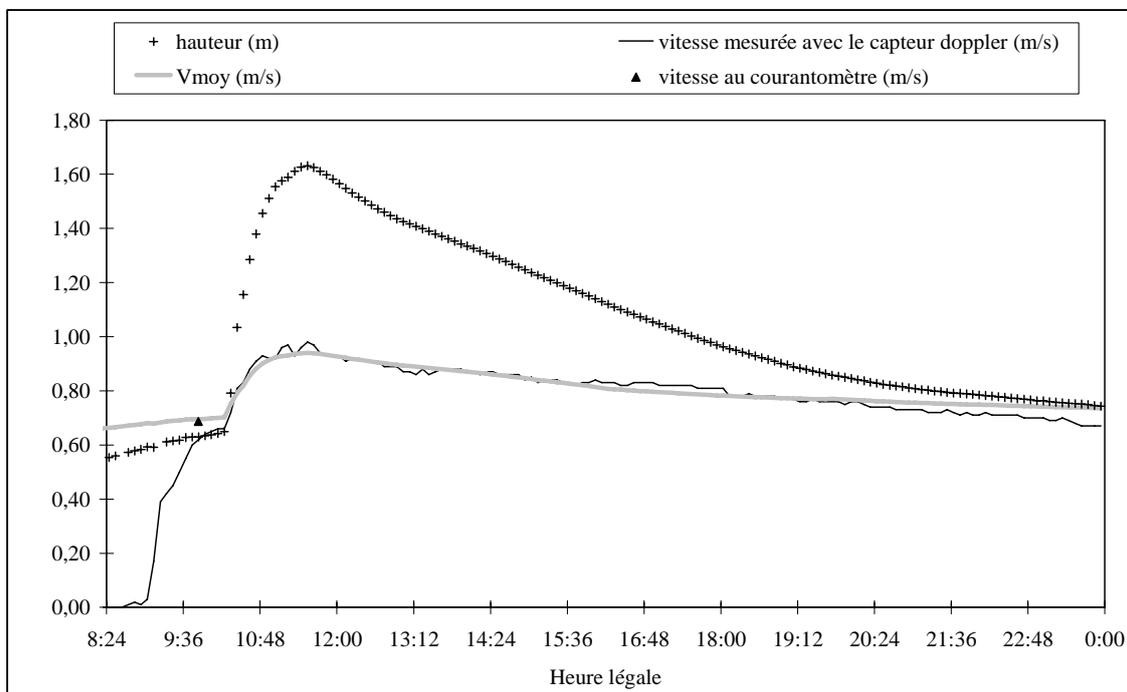


Figure 32: Extrait de chronique de mesures

B.1.6 Mesures de concentrations

L'eau est bien sûr un élément indispensable au fonctionnement des réseaux d'assainissement puisque c'est le vecteur, l'agent de transport des matières polluantes. Celles-ci sont présentes sous trois formes : matières dissoutes, particules en suspension et sédiments. Si les matières dissoutes suivent l'écoulement, une même particule solide peut, tour à tour, être en suspension ou sédimentée en fonction du contexte hydraulique et notamment des variations de la vitesse de l'écoulement. Les sédiments posent problème au gestionnaire car, outre qu'ils peuvent être remis en suspension, ils réduisent la section utile des collecteurs. Ils sont le siège de phénomènes physico chimiques et même biologiques complexes. Pour notre problématique de recherche axée sur les flux polluants, nous nous sommes jusqu'ici intéressés aux solides non sédimentés c'est à dire les fractions dissoutes et en suspension. Ils constituent la charge solide transitant dans les réseaux mais aussi rejetée par les déversoirs ou traitée en station d'épuration.

B.1.6.1 Echantillonneurs des champs de concentrations

Comme précédemment, la question de la représentativité spatiale pose celle des mesures faites actuellement avec des préleveurs monopoints. Nous avons donc mis en œuvre diverses méthodes pour étudier la représentativité spatiales des mesures. L'échantillonneur le plus simple, dit canne Oulhen, permet un échantillonnage selon une verticale et se limite aux mesures par temps sec. Nos travaux ont donc porté sur la conception, le développement puis la mise en œuvre de l'échantillonneur bidimensionnel « Orphée », (Figure 33). Ce nouvel appareillage rend possible l'acquisition de cartes de concentrations quelles que soient les conditions météorologiques, y compris par temps de pluie ce qui rend impossible l'accès à l'émissaire. Ce montage peut être activé depuis le regard. Avec cet échantillonneur, il est possible d'ausculter toute la section droite depuis le fond jusqu'à 1,50 m de haut, ce qui correspond à 90% des hauteurs d'eau observées sur une année sur le site de Cordon Bleu.

B.1.6.2 Cartes de concentrations

Tout d'abord, qu'a-t-on réellement mesuré quand on donne des valeurs de concentration ? Les solides transportés par l'eau forment une catégorie assez hétérogène. Elle comprend d'une part des macro déchets auxquels leur taille interdit toute pénétration dans les tuyaux de prélèvement et d'autre part des solides de tailles intermédiaires (morceaux de feuilles,

morceaux de papier hygiénique) qui créent un bruit de fond rendant toute comparaison entre les prélèvements très délicate.



Figure 33: Echantillonneur 2D « Orphée » pour les mesures des concentrations.

Au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, l'usage est établi, depuis plus de 10 ans et en application d'un texte normatif ancien, de tamiser les échantillons à 2 mm. Jaumouillié, (2003), a donc cherché à quantifier la part des refus lors des tamisages. Il a ainsi montré que les refus à 2 mm sont inférieurs à 5% en masse par temps sec et à 40% en temps de pluie. Ces chiffres obtenus par temps sec ont été confirmés par diverses mesures complémentaires. Par temps de pluie, la quantité de refus est directement liée à la présence de macro déchets tant organiques (morceaux de brindilles, feuilles mortes,...) que minéraux (grains de sables) présents en suspension dans les écoulements très turbulents et à forts nombres de Reynolds. Dans la suite du mémoire nous appellerons « MES » les matières en suspension de diamètre inférieur à 2 mm. Les analyses sont faites selon les préconisation de la norme NF EN 872.

L'utilisation d'Orphée a permis d'établir environ 25 cartes de concentration en MES couvrant l'essentiel des situations. En effet, nous avons aussi bien réalisé des prélèvements lors de temps très sec en été et d'autres ont été effectués lors d'événements orageux ou encore entrepris sur de longues périodes pluvieuses comme en automne 2000. Pour les hauteurs d'eau inférieures à 0,95 m, les concentrations moyennes sont comprises entre 250 et 400 mg/l. Cette gamme est plus étendue durant les périodes pluvieuses puisque les concentrations varient de 40 mg/l à 680 mg/l. Ces matières sont toujours majoritairement organiques avec un pourcentage par temps sec souvent supérieur à 80%. Par ailleurs, par temps sec, les particules inférieures à 125 microns représentent environ 50% de la masse des particules.

Nous avons pu montrer que, sur le site de Cordon Bleu, les écarts de concentrations ne sont que des incertitudes ou de faibles variations locales de concentrations. Par ailleurs la mise en œuvre de diverses méthodes de prélèvements a montré que, sur ce site, l'utilisation de moyen aussi commun qu'un préleveur de marque Isco à pompe péristaltique donne des résultats représentatifs de la concentrations moyenne dans la section transversale, qui était ce jour là de 269 mg/l, puisque l'écart est de 4%. La figure 34 montre qu'un matériel aussi simple d'utilisation, pour ne pas dire rustique, qu'un seau permet une bonne évaluation de la concentration moyenne avec un écart de 15%. Ceci a été également constaté lors des autres journées de mesures.

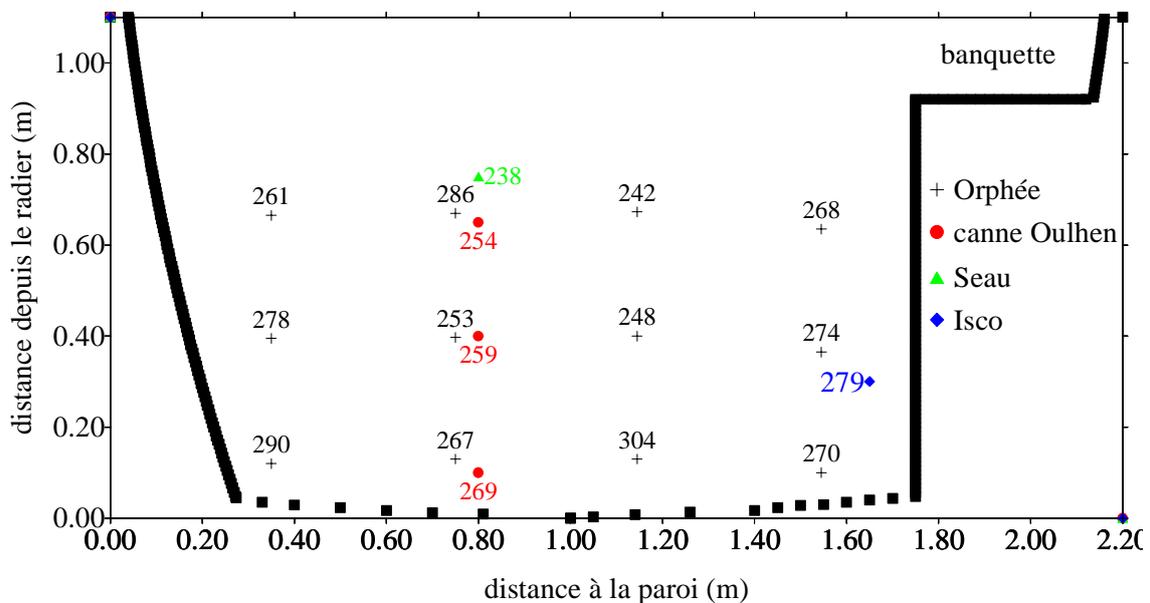


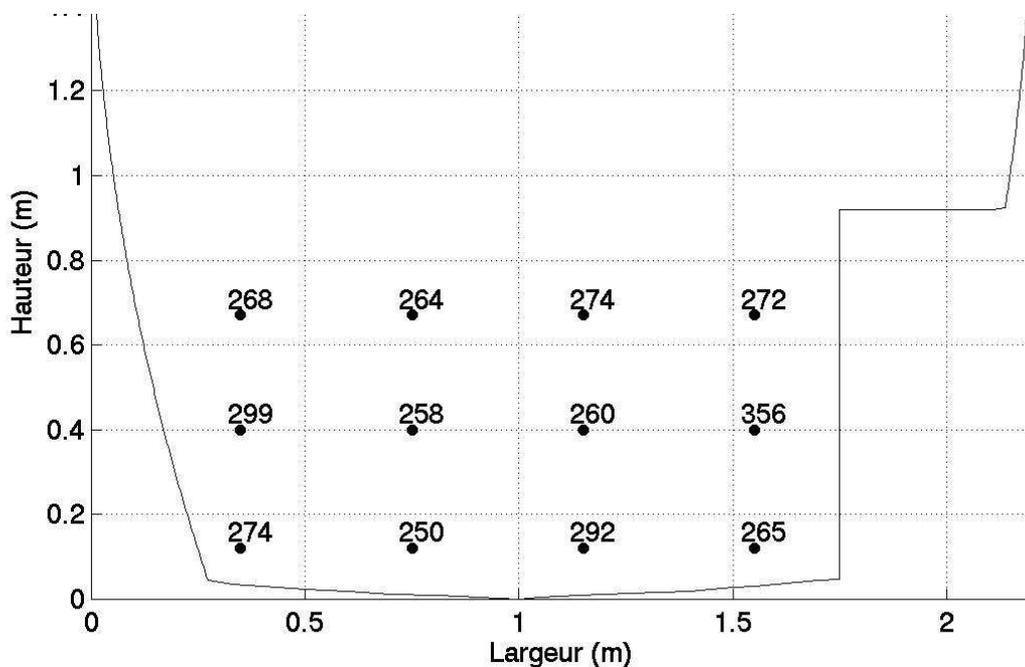
Figure 34: Exemple de cartes de concentrations en MES.

Les mesures de champs de concentrations sur le site de Cordon Bleu font l'objet de l'annexe B3 et de l'article [6].

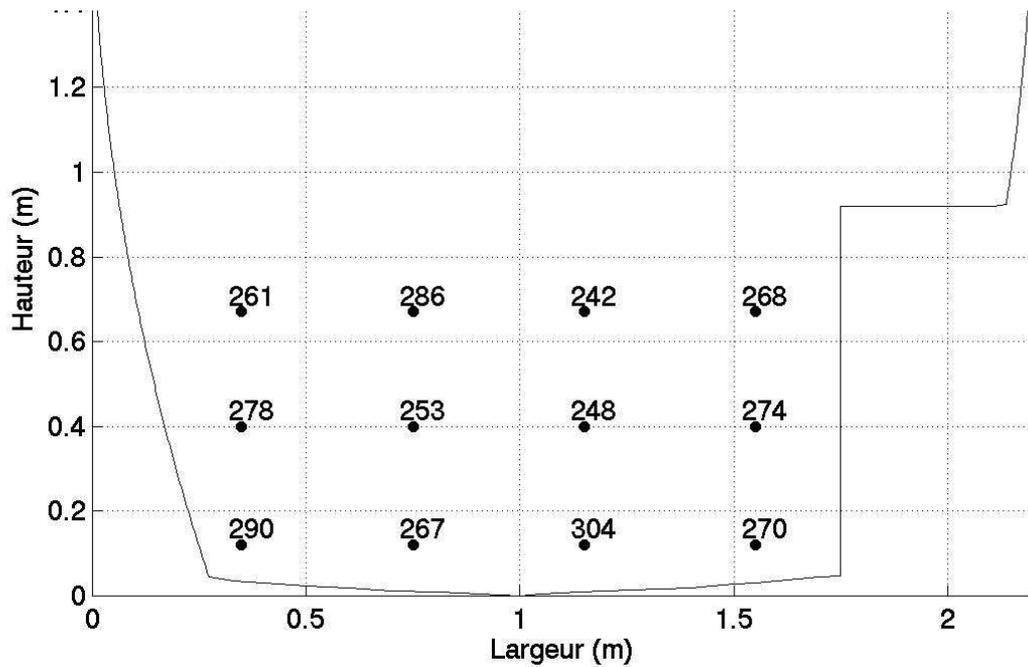
B.1.6.3 Représentativité temporelle

Nous avons pu voir auparavant que les mesures de vitesses offrent une bonne représentativité des conditions hydrauliques au moment de la mesure. Pour les concentrations, les résultats ne dépendent pas tant de la hauteur et de la vitesse de l'eau au moment du prélèvement que de la pluviométrie du moment mais également des jours antérieurs.

La figure 35 présente deux cartes effectuées pour sensiblement la même hauteur d'eau h_p lors du prélèvement. L'heure des prélèvements est la même (en heure légale) à quelques minutes près. La hauteur est comprise entre les 5^{ème} et 9^{ème} déciles de temps sec, les débits sont lentement croissants et les pluviométries étaient respectivement de 6 et 10 mm pendant les 10 jours précédents les prélèvements. On constate une bonne répétabilité de la concentration moyenne et des mesures locales. Dans cette situation, on ne note pas d'effet de la saison puisque figure 35a il s'agit de mesures faites au printemps et 35b de mesures faites en automne.



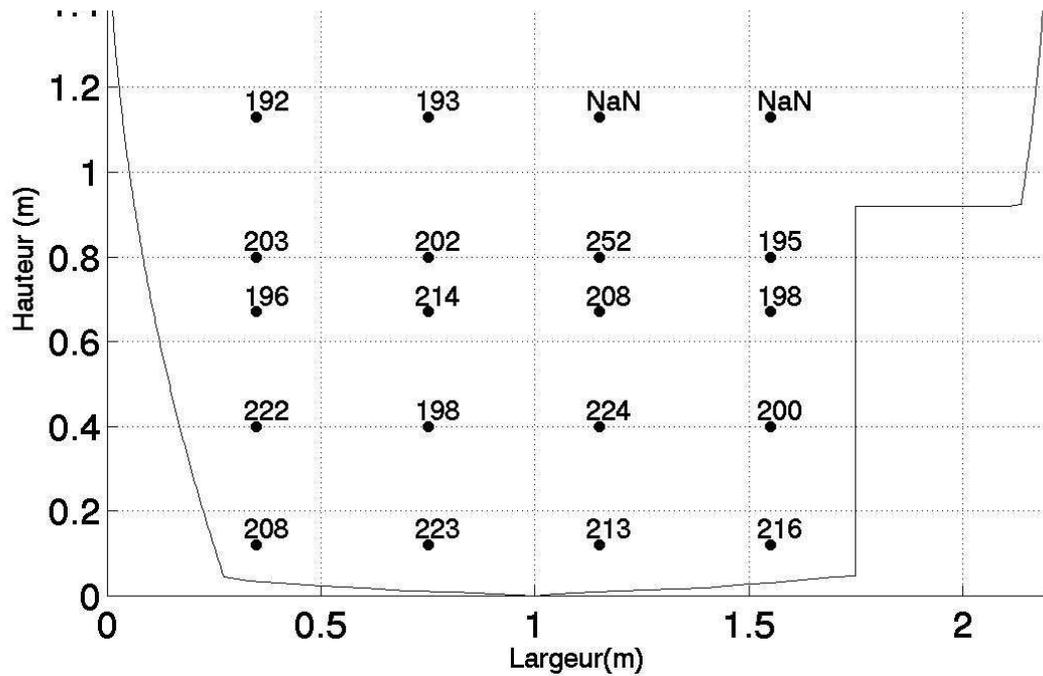
a) $h_p = 0,81$ m et $C_{moy} = 278$ mg/l



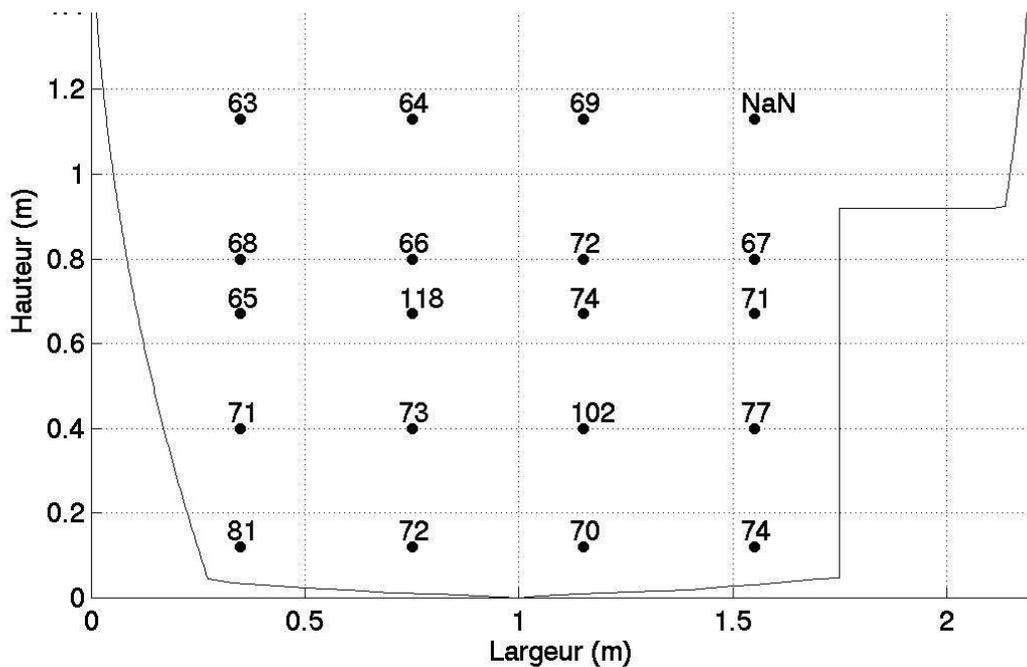
b) $h_p = 0,77$ m et $C_{moy} = 269$ mg/l

Figure 35: Exemple de bonne répétabilité lors de contextes pluviométriques similaires.

La figure 36 confirme l'influence des hauteurs des précipitations dans les jours précédant le prélèvement. En effet, en période hivernale et pour une même hauteur d'eau $h_p = 1,22$ m lors du prélèvement, avec une pluviométrie passant de 2 mm à 25 mm dans les 5 jours précédents, les prélèvements la concentration moyenne s'avère divisée par 3 alors que dans les deux cas les prélèvements, qui ont eu lieu entre 8h30 et 9h00, correspondent à des débits décroissants et à une hauteur correspondant au contexte de pluviométrie forte (voir tableau 1).



a) $h_p = 1,22$ m et $C_{moy} = 205$ mg/l

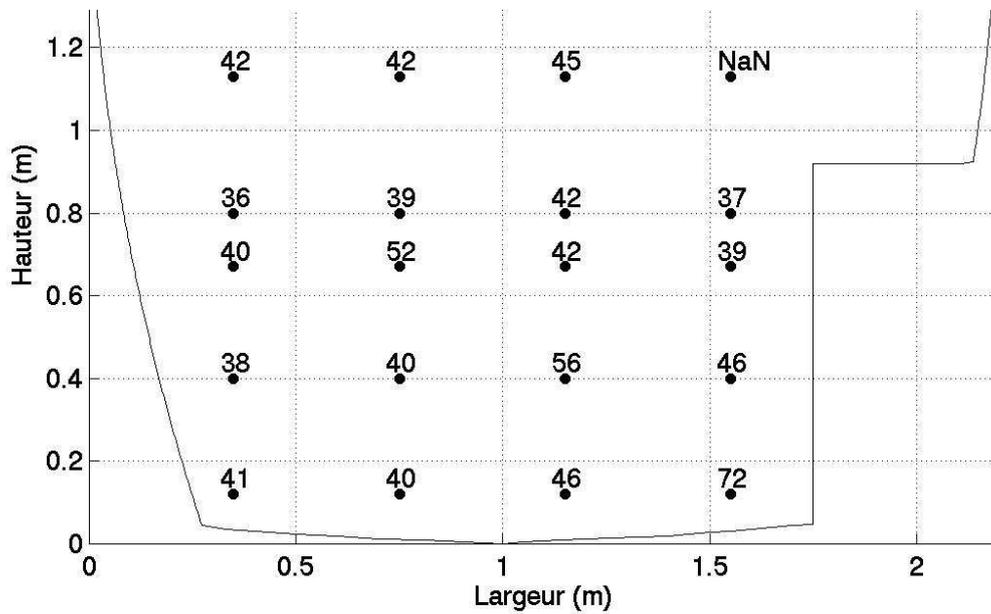


b) $h_p = 1,22$ m et $C_{moy} = 73$ mg/l

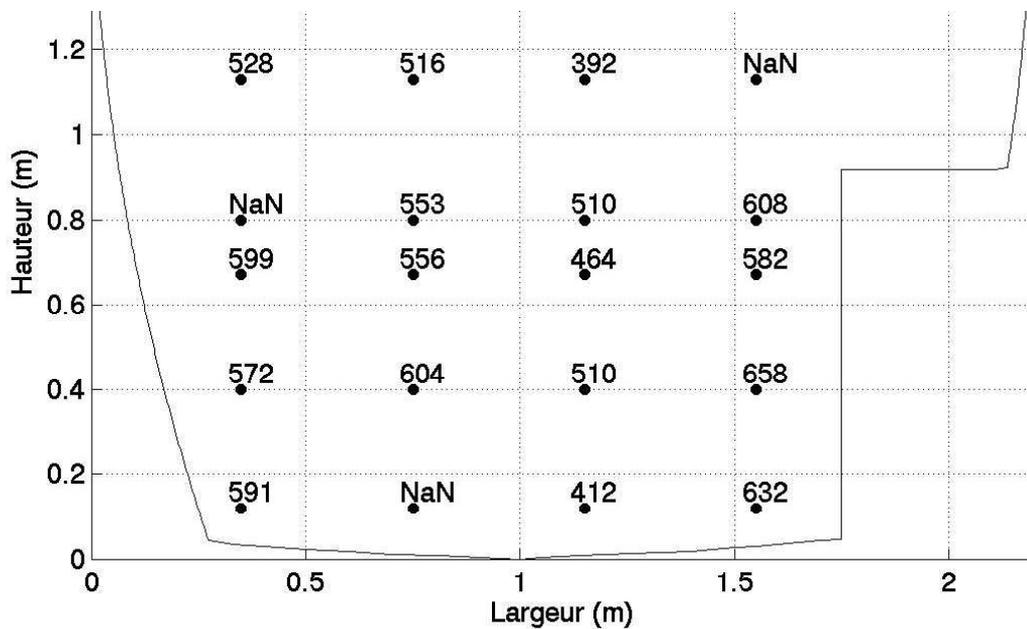
Figure 36: Influence du contexte pluviométrique pour une même saison

La figure 37 montre l'influence de hauteurs des précipitations non seulement les jours précédents mais également au moment des prélèvements. Pour une même hauteur d'eau la figure 37a correspond à des prélèvements en novembre 2000. Or cet automne fut très pluvieux avec 180 mm d'eau dans le mois précédent et encore de 35 mm dans les 5 jours avant le

prélèvement. *A contrario* la figure 37b correspond à des prélèvements en novembre 2001 avec moins d'un mm de précipitations dans les 10 jours précédents et 15 mm d'eau le jour même. Il pleuvait lors des mesures qui ont été effectuées à 10h35 et la hauteur d'eau a augmenté de 0,80 m à 9h00 le matin à 1,75 m à 11h00 en passant par 1,28 m lors des prélèvements



a) $h_p = 1,28$ m et $C_{moy} = 44$ mg/l



b) $h_p = 1,28$ m et $C_{moy} = 518$ mg/l

Figure 37: Influence du contexte pluviométrique des jours précédant les prélèvements

On notera que la fraction de fines reste généralement majoritaire mais dépend beaucoup du contexte puisque pour la figure 36b les particules inférieures à 125 microns représentent 50% des MES, ce qui est similaire aux résultats de la figure 37b avec une fraction de fines de 49%, mais très inférieur aux 65% de fines dans les prélèvements de la figure 37a.

B.1.6.4 Influence des conditions de prélèvements

Pour les mesures de concentrations, les travaux ont aussi porté sur la représentativité des prélèvements en fonction de la vitesse d'écoulement des effluents et de la vitesse d'aspiration par les appareils usuels tels que les préleveurs à pompe péristaltique. En effet, les utilisateurs de préleveurs prônent volontiers que la vitesse d'aspiration doit être égale à celle de l'écoulement tout en installant l'orifice du tuyau dos au courant. Par ailleurs, alors que la norme ISO 5667-10 indique juste que la vitesse de l'écoulement doit être supérieure à 0,5 m/s, Bertrand-Krajewski et *al.* (2000) préconise que la vitesse d'aspiration doit être supérieure à celle de l'écoulement.

En pratique il n'est possible ni de mesurer la vitesse de l'écoulement au niveau du point d'aspiration ni de faire varier la vitesse d'aspiration. Nous avons donc cherché à quantifier les erreurs dues à de telles pratiques. Alors que Reed, (1981) et Berg, (1982) mentionnent des écarts importants en cas de non respect de la condition d'isocinéticité pour des écoulements chargés de sables, les études numériques et expérimentales menées n'ont pas montré, (Figure 38), de ségrégation des particules présentes dans les effluents urbains utilisés que ce soit du fait des vitesses d'aspiration ou de l'orientation de la buse de prélèvement dans l'écoulement. Ces travaux font l'objet de l'annexe B4.

Afin de compléter cette étude nous avons étudié l'influence de la hauteur du point de prélèvement. La norme ISO 5667-10 indique que le prélèvement doit se situer au tiers de la hauteur d'eau et Bertrand-Krajewski et *al.* (2000) préconise une hauteur comprise entre 40% et 60% de cette hauteur. En pratique, il n'est pas possible d'ajuster ni même de régler le point de prélèvement des appareils à poste fixe. Pour quantifier l'influence de ce paramètre nous avons prélevé à 40 cm de la paroi latérale à 4 hauteurs différentes au dessus du radier. Le Tableau 2 montre que pour une hauteur d'eau de 0,85 m et une vitesse U de 0,79 m/s, les vitesses locales d'aspiration U_a varient de 0,63 à 0,83 m/s (soit de $0,80U$ à $1,06U$) et que les

concentrations en MES varient de 251 à 272 mg/l. Les différences sont d'environ 7% soit une fois et demi supérieure aux incertitudes de mesures sur ce paramètre, évaluées à 5%, mais très nettement inférieures au chiffre de 30% usuellement pris comme référence ou accepté.

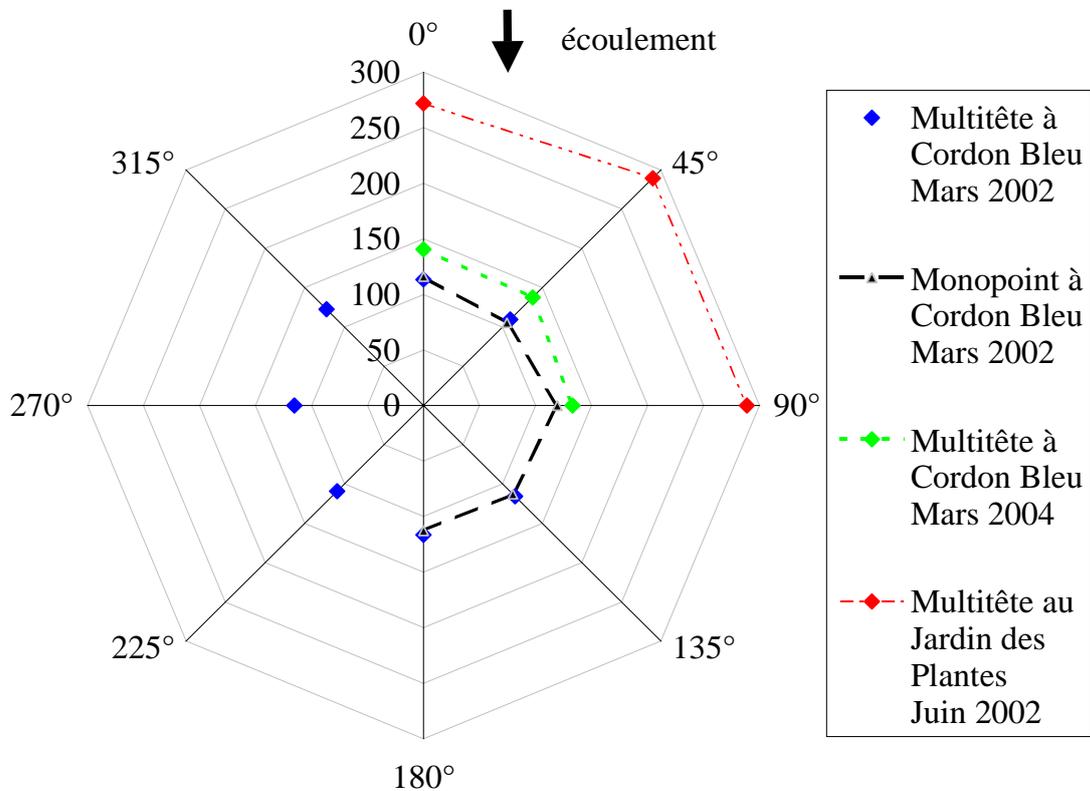


Figure 38: Représentativité des prélèvements en fonction de l'orientation du tuyau par rapport à l'écoulement

Tableau 2. Influence de la hauteur d'aspiration

Hauteur prélèvement / hauteur d'eau	Ua (m/s)	C (mg/l)
0,12	0,83	272
0,47	0,78	251
0,76	0,63	267
0,94	0,66	252

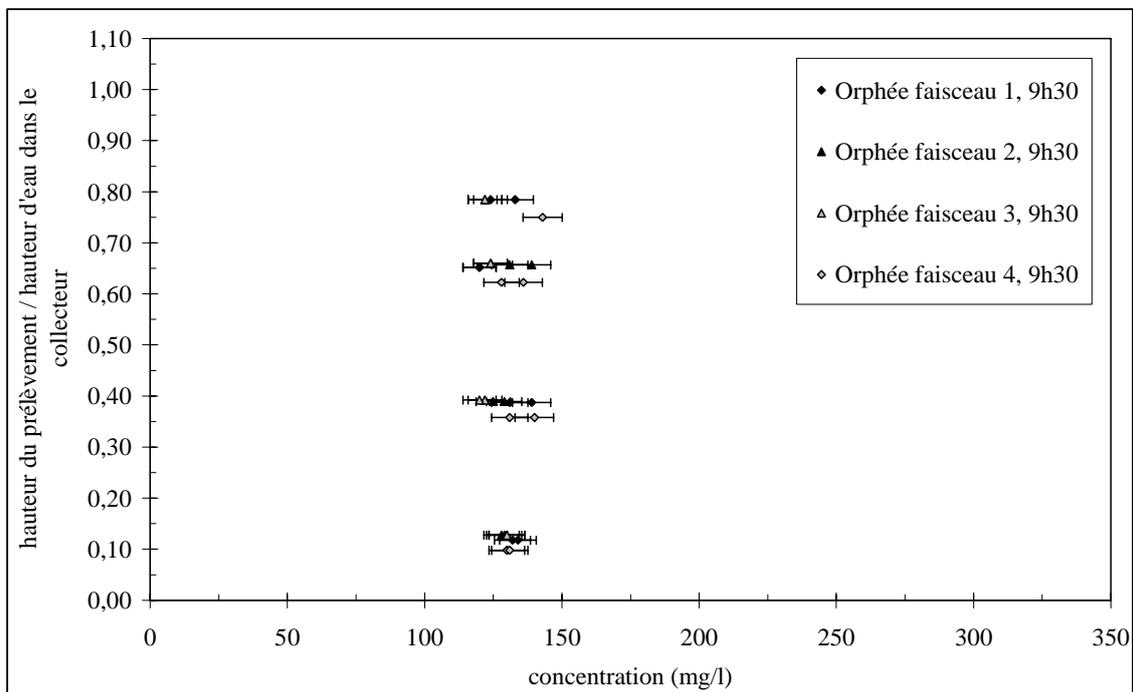
En conclusion on peut dire que les diverses études menées à ce jour ont montré que les matériels disponibles et utilisés pour prélever les particules transportées en suspension dans les effluents des eaux usées urbaines permettent des mesures représentatives de la concentration en particules en suspension, tout au moins celles de diamètre inférieur à 2 mm.

Et même si il reste préférable de respecter les conditions prônées par la littérature, on peut donc effectuer des échantillonnages.

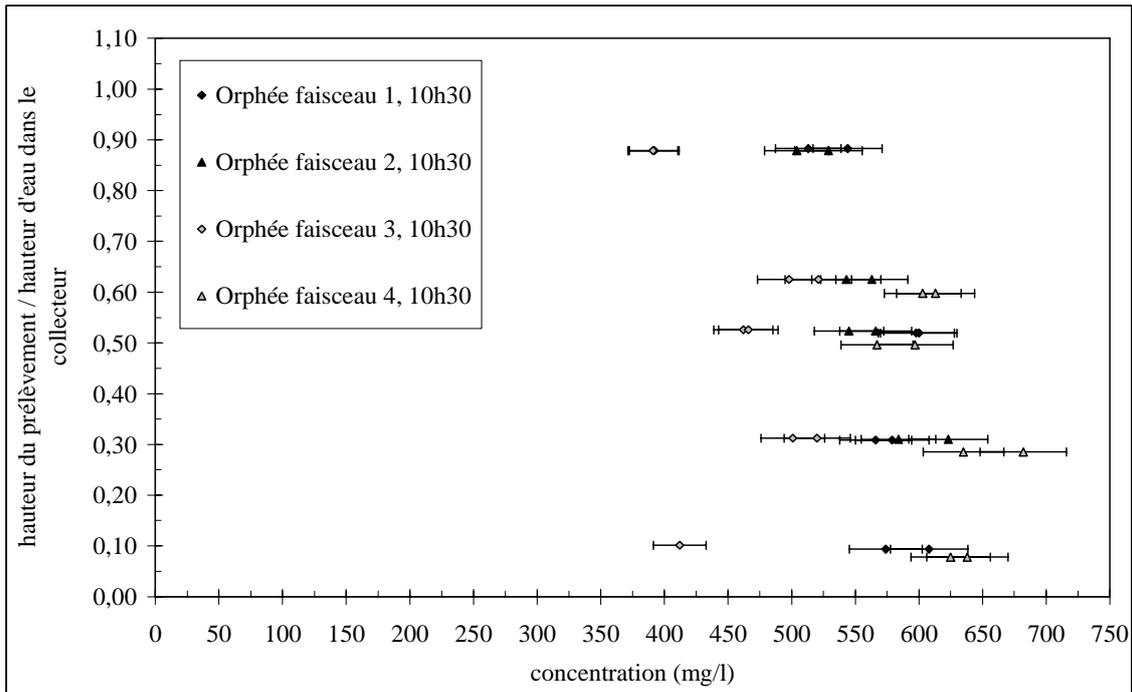
B.1.6.5 Quantification des incertitudes

Jaumouillié, (2003) a montré que les incertitudes d'analyse étaient inférieures à 5%. Ceci est confirmé par la figure 39 pour les prélèvements réalisés avec Orphée où l'on peut observer que les réplicats restent dans la limite des 5% l'un de l'autre.

En conclusion, les travaux ont permis de constituer un catalogue de données expérimentales qui montrent que l'on peut faire des prélèvements représentatifs de la concentration en matières en suspension malgré la difficulté à respecter les conditions théoriques telles que l'égalité entre la vitesse d'aspiration dans le tuyau de prélèvement et la vitesse de l'écoulement au point de prélèvement. Tout cela sous entend quand même des vitesses d'écoulement suffisantes pour travailler réellement sur la fraction des solides transportées en suspension et non dans le sédiment.



a) par temps sec



b) par temps de forte pluie

Figure 39: Incertitudes de mesures

B.1.7 Premiers résultats du protocole

Le protocole a été formalisé à l’issue de la thèse de Jaumouillié, (2003). Il est en cours de validation et de valorisation dans le cadre de la thèse de Bonakdari, prévue en 2006. Deux exemples d’application ont été étudiés.

B.1.7.1 Application au cas d’un coude

L’étape 4 est une des étapes clés du protocole puisqu’il s’agit de définir *a priori* si on peut instrumenter sans problème le site retenu. Au delà des cas expérimentaux ayant servi à la mise au point du protocole, il convient de dégager des préconisations. La mécanique des fluides numériques joue ici pleinement son rôle d’outil de test systématique qui permet d’étudier la zone d’influence d’un coude à 90°.

Le facteur d’hétérogénéité au niveau de la section S_x a été défini comme suit :

$$(équation 2) \quad I_{S_x} = \frac{\sqrt{\sum_n (U(x, y, z) - U(\infty, y, z))^2}}{n \bar{U}}$$

où $U(x,y,z)$ est la vitesse locale dans la section d'abscisse x , avec $x = 0$ m qui est la sortie du coude (Figure 40), $U(\infty, y, z)$ est la vitesses dans une section où l'écoulement est pleinement développé et \bar{U} est vitesse moyenne dans la section. La vitesse moyenne \bar{U} reste constante quelle que soit la section puisque la condition de toit rigide impose que la hauteur d'eau est constante. Cette condition, qui consiste à traiter la surface libre comme une paroi rigide, permet un gain important en temps de calcul par comparaison avec une modélisation plus physique représentant la surface libre comme une interface liquide-gaz.

Pour caractériser la nature pleinement développée ou non de l'écoulement, nous avons défini trois zones :

- (1) une zone de forte d'hétérogénéité : le tourbillon est produit par la force centrifuge qui crée des courants secondaires du premier type de Prandtl. Pour une section symétrique, un unique et important tourbillon existe,
- (2) une zone de transition : l'hétérogénéité est faible, mais l'écoulement n'est pas entièrement développé,
- (3) une zone où l'écoulement est développé : les tourbillons moyens sont produits par l'effet des contraintes de Reynolds. Pour une section symétrique, ces deux courants sont contrarotatifs centrés au milieu de la section avec une vitesse verticale descendante au milieu.

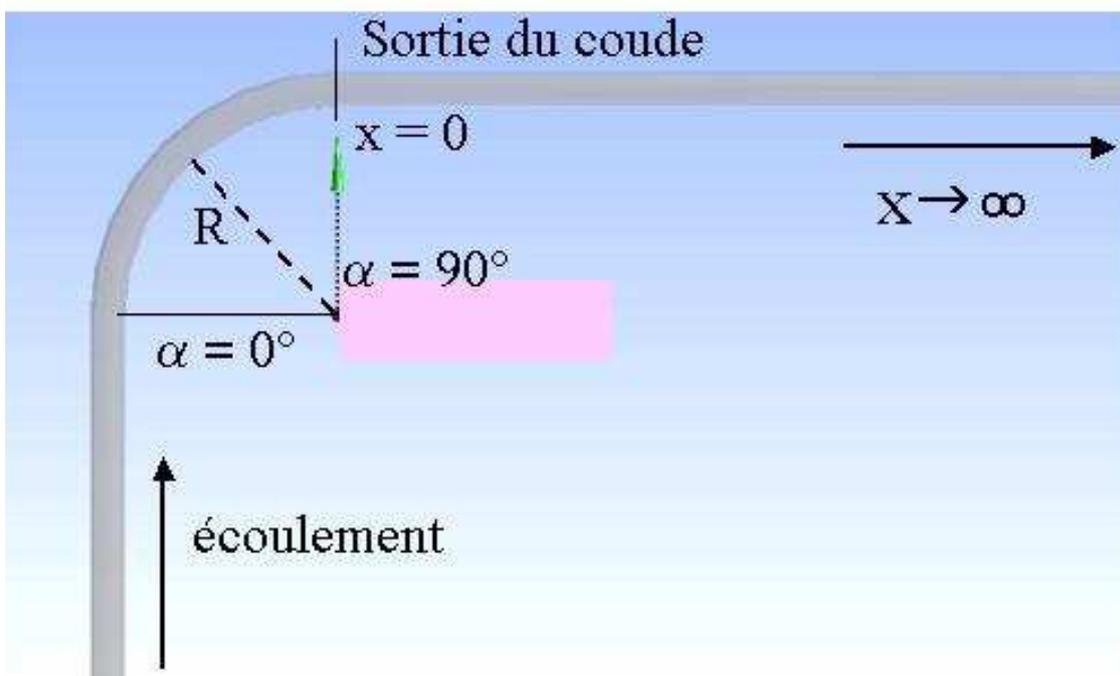


Figure 40: Schéma et paramètres du domaine numérique

La Figure 41 illustre l'effet du rayon de courbure sur le facteur d'hétérogénéité pour une hauteur d'eau égale à 1,20 m. A titre informatif, il convient de noter que le facteur d'hétérogénéité entre un écoulement pleinement développé et un champ de vitesse uniforme avec en tout point de la section mouillée une vitesse égale à la vitesse moyenne est égal à 4%. Pour les coudes ayant un rayon inférieur à 16 m, le facteur d'hétérogénéité présente un maximum supérieur à 1% dans les 5 premiers mètres en aval du coude, puis ce facteur décroît rapidement pour devenir inférieur à 0,2% quand la distance est de 37 m, soit 20 fois la largeur à la surface libre. Enfin ce facteur tend vers une valeur limite de 0,08% au delà de 60 m.

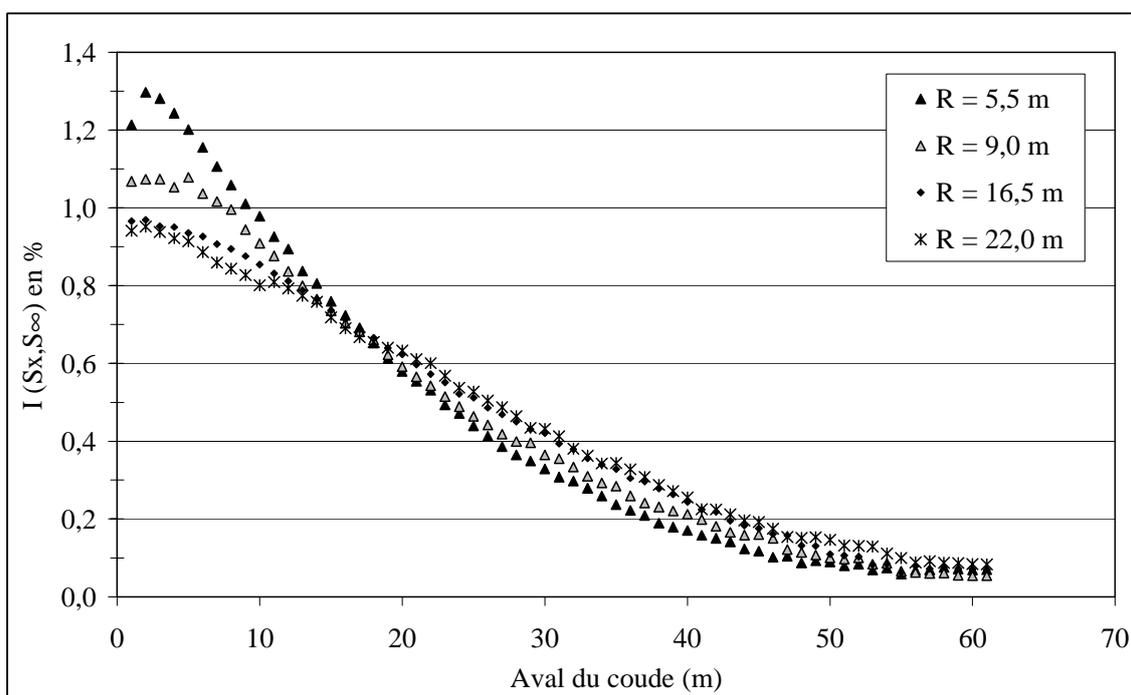


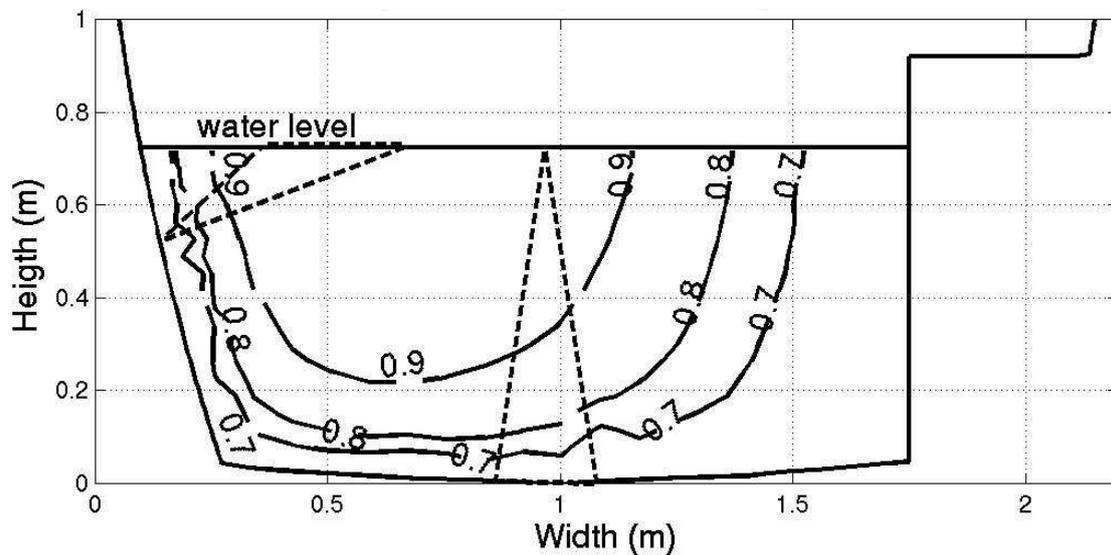
Figure 41: Effets de rayon sur le facteur d'hétérogénéité en aval du coude.

On observe que quand le rayon de courbure est supérieur ou égal à 16 m, le facteur d'hétérogénéité reste en permanence inférieur à 1%, mais décroît plus lentement pour devenir inférieur à 0,2% à une distance de 43 m. Pour des distance supérieures à 60 m ce facteur tend vers une valeur limite de 0,09%. Ces valeurs limites devraient être nulles mais ne le sont pas du fait des incertitudes d'arrondis et de positions des points dans un maillage tétraédrique. Ces différences de comportement sont dues à la force centrifuge qui dépend du rapport de la vitesse moyenne au carré par le rayon du coude, et qui est la cause des courants secondaires de premier type de Prandtl. Ce résultat est en conformité avec les résultats expérimentaux de

(Larrarte *et al.*, 2004). En effet le rayon mesuré sur les plans est de $R = 15$ m et la distance nécessaire pour obtenir un champ de vitesses symétrique et pleinement développé a été évaluée à 30 fois la largeur à la surface, soit 47 m.

B.1.7.2 Application au positionnement d'un capteur

Lorsque le protocole a permis de qualifier un site, on arrive à l'étape 8 qui consiste à déterminer l'implantation du capteur dans le site de mesure retenu et à définir le traitement des données acquises. Considérons un capteur d'angle d'ouverture 8° avec une zone morte de 0,10 m et une portée de 1,50m qui est fixé à 20 fois la largeur au miroir en aval d'un coude. La figure 42 représente l'influence de la position du capteur sur la partie de l'écoulement intercepté par le cône de mesure.



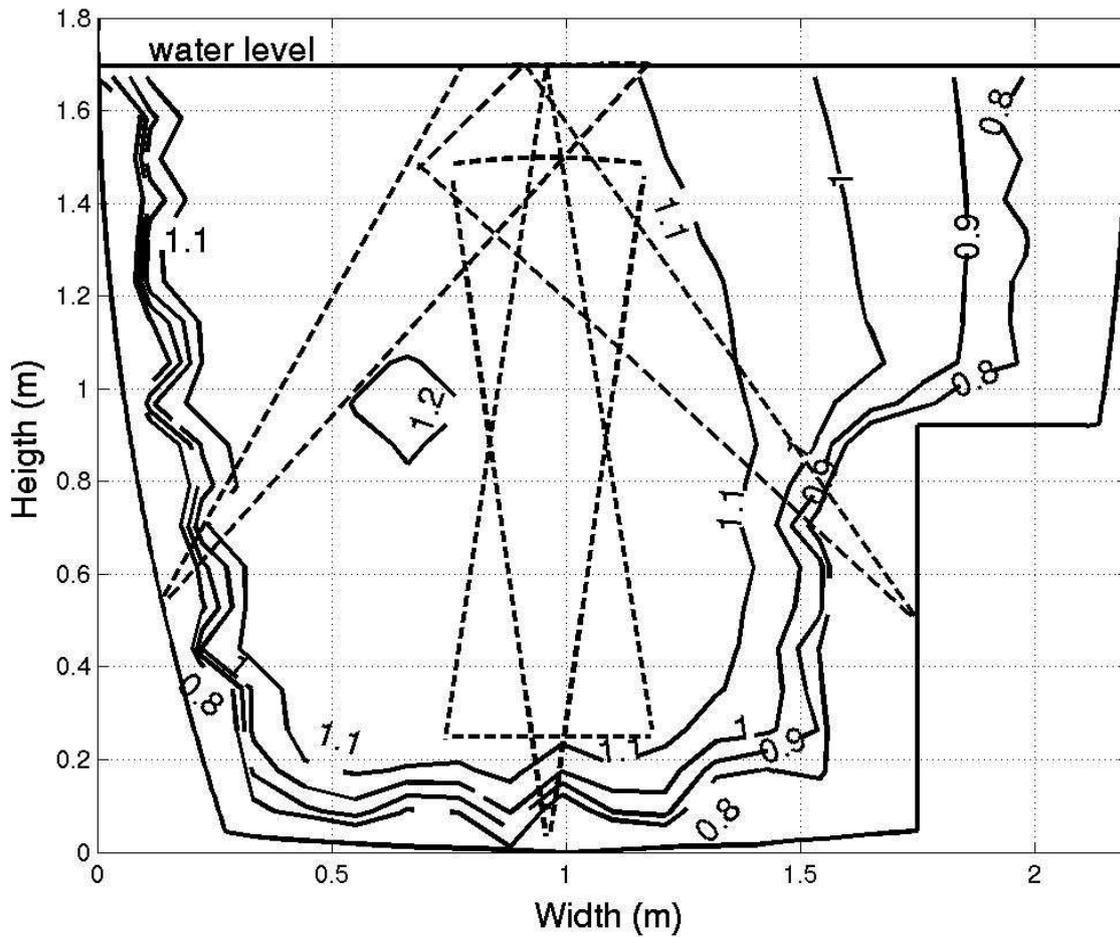


Figure 42: Influence de la position du capteur sur le cône de mesure d'un débitmètre

Les Tableaux 3 et 4 montrent l'évolution du rapport de la vitesse dans le cône de mesure –co- sur la vitesse –tot- dans toute la section droite selon que le capteur cherche la vitesse maximale –max- ou moyenne –moy-. On a donc les rapports V_{maxco}/V_{maxtot} entre la vitesse maximale dans le cône de mesure et celle dans toute la section et V_{mco} / V_{mtot} entre la vitesse moyenne dans le cône et celle dans toute la section. On constate que, pour un capteur cherchant la vitesse moyenne, seule la position en paroi à 0,55 m du radier permet de conserver un rapport constant alors que pour un capteur cherchant la vitesse maximale, ce sont les positions au radier ou en surface qui permettent de conserver un rapport constant.

Tableau 3. Influence de la position du capteur, par temps sec.

y (m)	z (m)	Angle de roulis (°)	Vmco	Vmtot	Vmtot / Vmco
0,96	0,00	0	0,92	0,77	0,84
0,96	0,75	180	0,83	0,77	0,93
0,13	0,55	- 35	0,87	0,77	0,89
1,75	0,50	50	0,72	0,77	1,07

y (m)	z (m)	Angle de roulis (°)	Vmaxtot	Vmaxco	Vmaxco / Vmaxtot
0,96	0,00	0	0,95	0,94	0,99
0,96	0,75	180	0,95	0,94	0,99
0,13	0,55	- 35	0,95	0,90	0,95
1,75	0,50	50	0,95	0,82	0,86

Tableau 4. Influence de la position du capteur par temps de pluie.

y (m)	z (m)	Angle de roulis (°)	Vmco	Vmtot	Vmtot / Vmco
0,96	0,00	0	1,17	1,05	0,90
0,96	0,75	180	1,14	1,05	0,92
0,13	0,55	- 35	1,17	1,05	0,90
1,75	0,50	50	1,17	1,05	0,90

y (m)	z (m)	Angle de roulis (°)	Vmaxtot	Vmaxco	Vmaxco / Vmaxtot
0,96	0,00	0	1,21	1,19	0,98
0,96	0,75	180	1,21	1,19	0,98
0,13	0,55	- 35	1,21	1,2	0,99
1,75	0,50	50	1,21	1,19	0,98

Nous travaillons actuellement à d'autres exemples d'applications du protocole. L'annexe B.5 présente ces résultats plus en détail.

B.1.8 Principaux résultats acquis

Les différents travaux menés concourent à la mise au point d'un protocole de qualification des sites de mesures. Cela a montré :

- que la mécanique des fluides numérique (CFD) constitue un outil permettant d'appréhender des situations difficiles à étudier sur le terrain et offre ainsi un outil supplémentaire à la connaissance des écoulements en collecteurs et donc à leur suivi en continu,
- qu'une loi décrivant le profil de vitesses dans la région externe au centre de l'écoulement peut être proposée,
- qu'il a été possible d'obtenir les premiers résultats sur des cas réels.

La mise au point du protocole a nécessité des travaux expérimentaux et numériques qui ont permis :

- De développer les échantillonneurs 2D « Cerbères » et « Orphée »,
- De constituer une bibliothèque de cartes de vitesses et de concentrations qui valident les résultats des simulations numériques,
- De mettre en avant les spécificités des écoulements dans les sections étroites que sont les collecteurs d'assainissement notamment sur la localisation des vitesses moyenne et maximale,
- de montrer que les matériels disponibles et communément utilisés pour prélever les eaux usées permettent des mesures représentatives de la concentration en particules en suspension, tout au moins celles de diamètre inférieur à 2 mm. On peut donc effectuer des échantillonnages.
- De mettre en évidence diverses améliorations souhaitables comme le fait de pouvoir effectuer simultanément les mesures de vitesses et de concentrations ou encore des mesures au-dessus de la banquette,
- De proposer un protocole de tests des vélocimètres ultrasonores à effet Doppler qui est en phase de valorisation vers la communauté professionnelle. Le travail pré-normatif va

être entrepris mais faute de commission *ad hoc* à l'AFNOR, il nécessitera le soutien des utilisateurs et gestionnaires de parc de capteurs,

B.1.9 Références

- Berg, E.L., 1982, Handbook for sampling and sample preservation of water and wastewater., United States Environmental Protection Agency, Report EPA-600/4-82-029, p. 418.
- Bertrand-Krajewski, J.L., Laplace, D., Joannis, C., Chebbo, G., 2000, Mesures en hydrologie urbaine et assainissement., Editions Tec&Doc, Paris, ISBN 2-7430-0380-4, p. 678 + Annexes
- Bertrand-Krajewski J.L., Laplace D., Joannis C., Chebbo G., 2001, Quelles mesures pour quels objectifs., TSM numéro 2, février 2001, pp. 45-56.
- Bousmar D., Zech Y., 2002, Periodical turbulent structures in compound channels., River flow Conference, 2002, pp. 177-185.
- Cardoso A. H., Graf W. H., Gust G., (1989), Uniform flow in a smooth open channel, Journal of Hydraulic Research, Vol. 27, No. 5, pp 603-616.
- Coles D., (1956), The law of the wake in the turbulent boundary layer, Journal of Fluid Mechanics., pp 191-226.
- Dayraut, M., 1990, Débitmétrie en écoulement à surface libre en réseau d'assainissement., Rapport de stage de fin d'études, ENSEEIHT, 35 pages + annexes.
- Graf W. H., (1984), Hydraulic of sediment transport, Water Resources Publications, USA, 513 p.
- NF EN 872, (2005), Qualité de l'eau - Dosage des matières en suspension - Méthode par filtration sur filtre en fibres de verre, juin, 14 p.
- ISO 5667-10, (1992), Qualité de l'eau. Échantillonnage - Partie 10 : guide pour l'échantillonnage des eaux résiduaires., novembre, p. 10.
- ISO/TS 15769, (2000), Déterminations hydrométriques - Débit des liquides dans les canaux découverts et dans les conduites partiellement remplies - Lignes directrices pour l'application de mesurages du débit basés sur l'effet Doppler., Décembre, p. 23.
- Jaumouillié, P., Larrarte, F., Milisic V., 2002, New devices for 2D sampling of velocities and pollutant concentrations in sewers., 3rd International Conference on sewer process and networks, Paris, Avril 2002, pp. 171-178.

- Jaumouillié, P., 2003, Hétérogénéités des vitesses et des concentrations dans les collecteurs d'assainissement : application à la mesure des flux polluants., Thèse de doctorat, Université de Bordeaux 1, 233 p.
- Kirkgoz S., Ardicioglu M., 1997, Velocity profiles of developing and developed open channel flow., *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 123, No 12, December, pp. 1099-1105.
- Knight D. W., Sterling M., 2000, Boundary shear in circular pipes running partially full., *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol 126, N°4, April.
- Laplace D., Deshons P., 1998, Le supportage flottant. Une innovation pour la mesure de débit en continu en assainissement., *Novatech 1998, 3rd International Conference on Innovative Technologies in Urban Storm Drainage*, Tome 2, pp. 207-214.
- Larrarte F., Bardiaux J.B., Bonakdari H., 2005, Computational and experimental study of velocity profiles in sewers., *10th International Conference on Urban Drainage*, Copenhagen/Denmark, 21-26 August 2005, actes sur CD.
- Larrarte F., Jaumouillié P., Joannis C., 2004, Computational Fluid Dynamics: an aid for designing the instrumentation of sewer sections., *Novatech 2004*, Tome 1, pp.729-736.
- Leclerc P., Battaglia P., 2001, Recommandations pratiques pour la conception de stations de mesure de débit., *TSM*, vol 2, pp. 45-56.
- Maghrebi M. F., Rahimpour M., (2006), Streamwise velocity distribution in irregular shaped channels having composite bed roughness, *Flow Measurement and Instrumentation* 17, pp 237-245.
- Maréchal, A., 2000, Relation entre caractéristiques de la pollution particulaire et paramètres optiques dans les eaux résiduaires urbaines., Thèse de doctorat de l'Institut National Polytechnique de Lorraine, p. 253 +Annexes.
- Muste M., Patel V. C., (1997), Velocity profiles for particles and liquid in open channel flow with suspended sediment, *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 123, No. 9, pp 742-751.
- Naot D., Rodi, W., 1982, Calculation of secondary currents in channel flow., *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 108, No 8, August, pp. 948-968.
- Nezu I., Nakagawa H., Rodi W., 1989, Significant difference between secondary currents in closed channels and narrow open channels., *Proc., 23rd IAHR Congress*, Vol. A, Delft, The Netherland, pp. 125-132.
- Nezu I., Nakagawa H., 1993, Turbulence in open channel flows., *IAHR Monograph*, p. 286.

- NF EN 752-4, 1997, Réseaux d'évacuation et d'assainissement à l'extérieur des bâtiments -
Partie 4 : conception hydraulique et considérations liées à l'environnement., p. 36
- NF EN ISO 748, 2002, Mesure de débit des liquides dans les canaux découverts - Méthodes
d'exploration du champs des vitesses., janvier 2002, p. 50.
- Nivus, 2003, Manuel d'instruction OCM Pro., p. 99 + Annexes.
- Prinos P., Townsend R., Tavoularis S., 1985, Structure of turbulence in compound channel
flows., *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol 111, No 9, September., pp. 1246-1261
- Pryl K., Hrabak D., Krejcik J. Richardson J., 1998, Calibration of flowmeters using FLOW-
3D software., Novatech 1998, 3rd International Conference on Innovative Technologies in
Urban Storm Drainage, Tome 2, pp. 139-144.
- Reed G.D., 1981, Evaluation of automatic suspended solids sampling procedure., *Journal
Water Pollut. Contr. Fed.*, Vol. 53, N°10 p. 1481-1491.
- Rodi W., (1993), Turbulence models and their application in hydraulics, A state of the art
review, Third edition, A. A. Balkema, Rotterdam, 104 p.
- Rodriguez F., Baladès J.D., 2005, Effluents urbains de temps de pluie et risque hydrologique.,
collection Etudes et Recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées, ISSN 1157-3988,
122 p.
- Sarma K. V. N., Lakshminarayana P., Lakshmana Rao N. S., (1983), Velocity distribution in
smooth rectangular open channel, *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 109, No. 2, pp
270-289.
- Shiono K., Feng T., 2003, Turbulent measurements of dye concentration and effects of
secondary flow on distribution in open channel flows., *Journal of Hydraulic Engineering*,
Vol. 129, No 5, May, pp. 373-384.
- Shiono K., Scotte C. F., Kearney D., 2003, Prediction of solute transport in a compound
channel using turbulence models., *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 41, No 3, pp. 247-
258.
- Stearns E. P., 1883, A reason why the maximum velocity of water flowing in open channels is
below the surface., *Trans. ASCE*, Vol. 7 p. 331-338
- Steffler, P. M., Rajaratnam N., Peterson A. W., (1985), LDA measurements in open channel
flow, *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 111, No. 1, pp 119-130.
- Tominaga A., Nezu I., Ezaki K., Nakagawa H., (1989), Three dimensional turbulent structure
in straight open channel flows, *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 27, No. 1, pp 149-173.

- Wohrle C., Brombach H., 1991, Probenahme im abwasserkanal., *Wasserwirtschaft*, Vol. 81, pp. 60-65.
- Yang S. Q., Tan S. K., Lim S. Y., (2004), Velocity distribution and dip phenomenon in smooth uniform open channel flow, *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 130, No. 12, pp 1179-1186.

B.2 Perspectives de recherche

Les travaux déjà effectués permettent d'envisager diverses perspectives.

B.2.1 Suites du protocole

Si le protocole a été formalisé en 8 étapes, il reste à le généraliser non seulement en étudiant d'autres configurations hydrauliques mais aussi en envisageant, si le besoin se fait jour, de l'étendre aux mesures de concentrations. Afin de le valoriser, nous cherchons à l'appliquer à d'autres cas concrets comme la présence d'une influence aval, des singularités telles que les confluences. De plus de nouvelles générations de matériel apparaissent telles que les profileurs de vitesses et on peut d'ores et déjà se poser les mêmes questions de représentativité des mesures qu'avec les débitmètres à effet Doppler. Un aspect connexe de la valorisation de ce protocole est également à prévoir, c'est celui de la connaissance du fonctionnement réel du réseau (travaux en amont, évolution de la relation hauteur-vitesse notamment entre les crues et décrues,...). Comme on l'a vu en matière de champs de vitesse, ceux-ci influent directement sur les résultats de mesures qui pourraient en première approche être considérées comme erronées alors qu'elles sont justes mais témoignent d'une situation autre que celle attendue. Un certain nombre de données est disponible mais l'analyse reste à faire en partenariat avec les gestionnaires du réseau considéré.

Une autre suite du protocole consiste à s'intéresser à l'interaction hydraulique –transport solide. Pour cela, des travaux ont déjà été ébauchés sur le cisaillement pariétal comme le montre la figure 43 qui compare les taux de cisaillement calculés avec ceux déterminés expérimentalement à partir des profils de vitesses. Ces travaux nécessitent de nouveau des mesures notamment par temps de pluie et cela a mis en évidence le besoin de données d'une part par temps de pluie même au Jardin des Plantes (ou sur d'autres sites futurs) et d'autres part au-dessus des banquettes.

B.2.2 Echantillonneurs et portes instruments

On vient de le voir tant pour les suites du protocole que pour une connaissance fine de l'hydraulique et du transport solide en réseau, de nouvelles données expérimentales sont nécessaires. Aussi, dans le cadre d'une collaboration entre la division Eau et environnement, le Service Métrologie et Instrumentation du LCPC et la Communauté Urbaine Nantes

Métropole, avec un financement obtenu auprès de la Direction des Recherches et des Activités Scientifiques et Techniques (DRAST) du Ministère de l'Équipement, un cahier des charges a été élaboré et un nouvel échantillonneur, appelé « Hydre », est en cours d'essais au Jardin des Plantes. Les solutions retenues consistent à équiper la section à explorer d'une poutre transversale qui restera en place, et sur laquelle on vient installer un chariot uniquement lors des campagnes de mesure, voir figure 44. Le chariot est positionné automatiquement depuis la surface grâce à un rail de guidage. Il est ensuite déplacé transversalement par un moteur pas à pas et sa position est repérée par un télémètre à ultrasons. Un vérin pneumatique porté par le chariot permet des déplacements sur une verticale. Les déplacements sont pilotés par ordinateur. La combinaison des deux déplacements permet d'explorer 80 % de la section et de réaliser un maillage au pas de 20 cm en un temps raisonnable de 30 mn. L'extrémité du vérin est munie de 2 capteurs de vitesse à effet Doppler et d'une buse de prélèvement, reliée à une centrale d'aspiration.

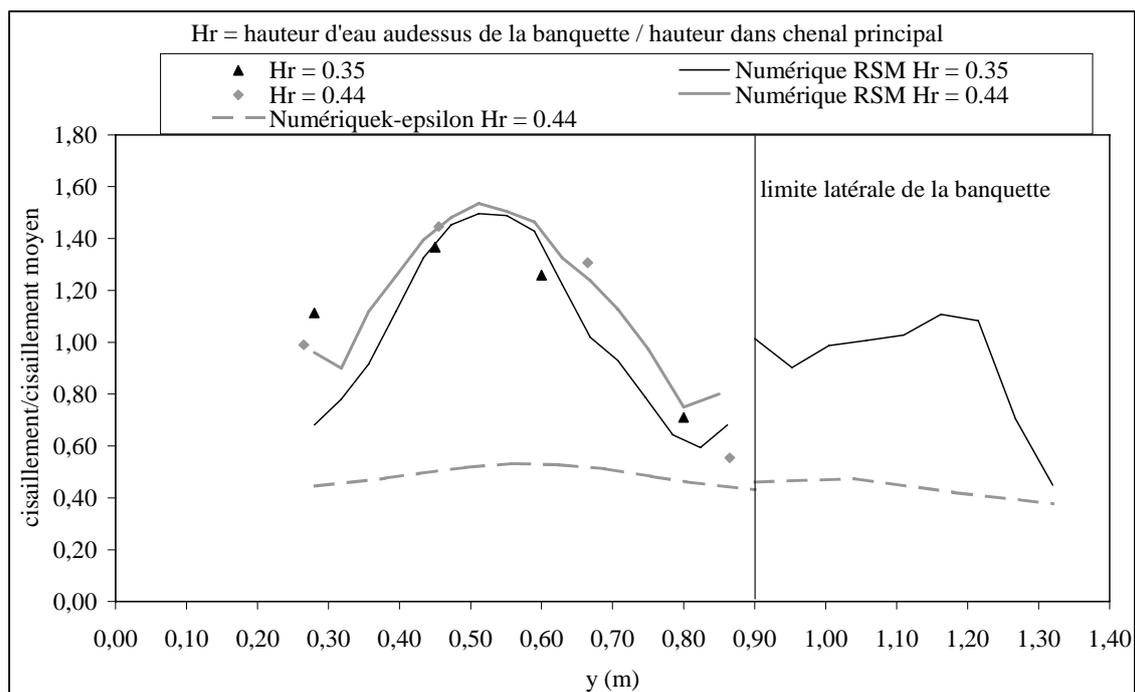


Figure 43: Comparaison des taux de cisaillement expérimentaux et numériques au Jardin des Plantes.

L'échantillonneur « Hydre » permettra de mesurer simultanément la répartition spatiale des vitesses et des concentrations en matières en suspension dans une section droite de collecteur d'assainissement, sans nécessiter la présence de personnel dans l'ouvrage. Il ouvrira ainsi la

possibilité de réaliser des mesures y compris lors des événements pluvieux et au-dessus de la banquette.



Figure 44: Echantillonneur 2D « Hydre » pour l'étude simultanée les champs de vitesses et de concentrations.

En parallèle, nous avons commencé à travailler avec nos différents échantillonneurs comme avec des portes instruments qui permettent ainsi d'étudier d'autres données ou de les étudier différemment. Les premiers essais sont en cours avec la mise en œuvre d'un profileur de vitesses sur « Cerbères », voir figure 45, dans l'optique de mesurer simultanément tout le profil de vitesses dans la direction principale de l'écoulement mais également d'appréhender les composantes transversales et verticales des champs de vitesses. Nous envisageons par la suite des mesures plus locales avec notamment la mise en œuvre d'un ADV (Acoustic Doppler Velocimeter) qui permet des mesures notamment près des parois et une étude des fluctuations de vitesses.



Figure 45: Premiers essais de porte-instruments : profileur de vitesse sur « Cerbères »

B.2.3 Transport solide

La troisième perspective fait en quelque sorte la synthèse de tout ce qui précède. Il s'agit d'utiliser tant les données expérimentales que les résultats numériques, tant les données de vitesses que celles sur les solides pour mieux comprendre la phénoménologie du transport solide dans les écoulements turbulents des réseaux.

Un aspect de cette étude peut paraître un peu anecdotique mais porte sur la prise en compte des spécificités à l'intérieur même parfois d'un site sur la présence ou non de sédiment. L'idée de base ici porte sur la prise en compte des macro échelles (quelques mètres) spatiales dans l'étude des phénomènes. Ainsi sur la figure 46, on peut noter la présence de sédiments sur ce site en juillet. Or les sédiments ont été érodés sur le site même alors que la vitesse sur ce site reste quasiment en permanence en dessous de 0,7 m/s. La norme EN 752-4 définit cette valeur comme celle de la vitesse atteinte au moins une fois par jour pour assurer l'autocurage des réseaux. Cependant les sédiments existent toujours à 10 m en amont alors que le tronçon est rectiligne et que donc les conditions hydrauliques sont très voisines.

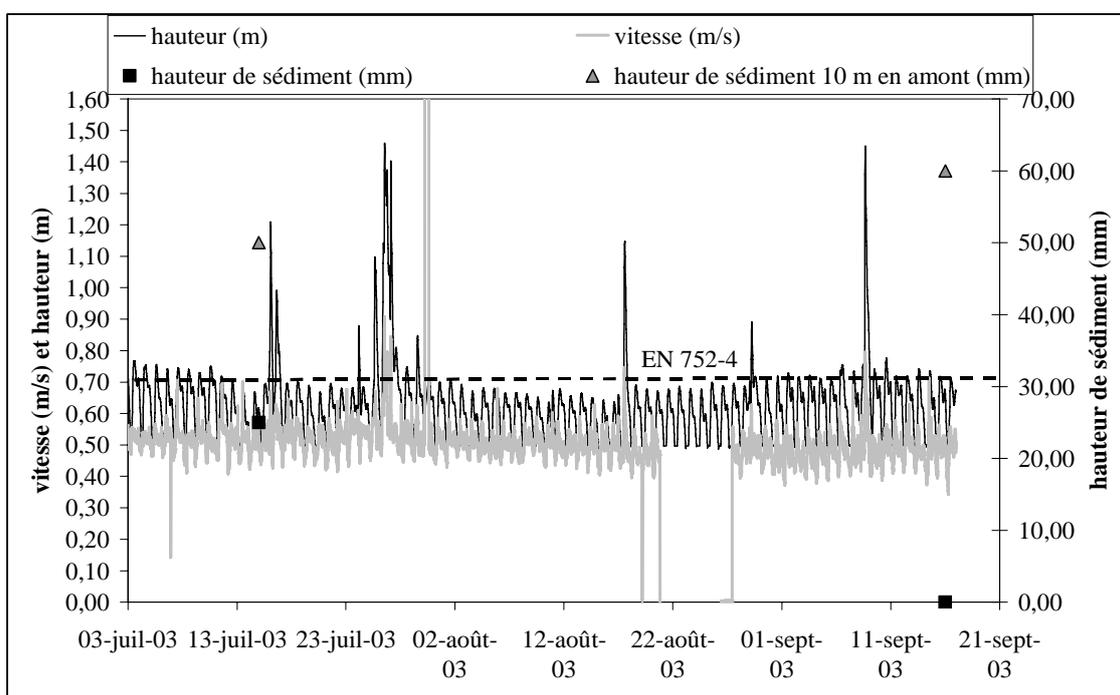


Figure 46: Sédiments et contexte intra site

Une petite enquête de terrain a montré qu'à 10 m en amont un petit branchement, figure 47a, amène des déchets constitués de gravillons, de feuilles et de paille essentiellement inférieurs à

2 mm qui sédimentent assez rapidement puisque des estimations du rapport masse/volume donnent des résultats de l'ordre de 2. Ces sédiments sont tout simplement dus à la présence de l'enclos des biches du Jardin des Plantes (figure 47b).



a) b) branchement sur le collecteur principal



b) enclos animalier

Figure 47: Causes de la présence de sédiment

B.2.4 Ecoulement turbulent et transport solide

Le dernier aspect que je souhaite évoquer porte sur des travaux à plus long terme. Il s'agit de travailler sur l'interaction entre les champs turbulents et le transport solide notamment en ce qui concerne les particules en suspension. Nous avons pu voir à Cordon Bleu que ces soient disant gradients sont en fait de l'ordre des incertitudes de mesures. Nous pouvons constater dans la littérature (Oms, 2003) qu'en fait, tant que l'on reste au dessus de la fraction appelée « fluid sediment » (sédiment fluide), les gradients de concentrations sont très limités.

(Nikora et *al.*, 2001) propose une autre approche des équations de Navier-Stokes en prenant en compte non seulement les moyennes temporelles usuelles (travail en moyenne de Reynolds) mais également des moyennes spatiales. Pour cela nous aurons besoin de nouvelles données de vitesses, et cela fait le lien avec les travaux sur les profileurs et les portes instruments. Comme aussi des informations sur les champs de concentrations sont nécessaires, cela fait le lien avec le projet Hydre. Il convient de souligner que, sur cet aspect, nous sommes en contact, certes encore assez préliminaires, avec l'université de Sheffield qui a déjà commencé à travailler sur le sujet.

- NF EN 752-4, (1997), Réseaux d'évacuation et d'assainissement à l'extérieur des bâtiments -
Partie 4 : conception hydraulique et considérations liées à l'environnement., p. 36
- Nikora V., Goring D., McEwan I., Griffiths G., 2001, Spatially averaged open-channel flow
over rough bed., *Journal of Hydraulic Engineering* Vol. 127, No2, pp. 123-133.
- Oms, C., 2003, Localisation, nature et dynamique de l'interface eau-sédiment en réseau
d'assainissement unitaire., Thèse ENPC, 170 p. + annexes.

B.3 Liste des publications et travaux

B.3.1 Articles dans des revues avec comité de lecture

- [1] H. Bonakdari, **F. Larrarte**, C. Joannis, (2006), A new velocity profile law in narrow channel describing dip phenomenon, soumis à Flow Measurement and Instrumentation.
- [2] **F. Larrarte**, J-B. Bardiaux, P. Battaglia, C. Joannis, (2006), Acoustic Doppler flow-meters : a proposal to characterize their technical parameters, soumis à Flow Measurement and Instrumentation.
- [3] **F. Larrarte**, (2006), Velocity fields in sewers : an experimental study, Flow Measurement and Instrumentation 17 N°5, 282–290
- [4] **F. Larrarte**, J-B Bardiaux, Ph Battaglia, C. Joannis, (2006), Vélocimétrie Doppler : mise au point d'un protocole d'essai en laboratoire, TSM. Techniques sciences méthodes, génie urbain - génie rural No : 6 , pp : 58 - 65
- [5] V. Ruban, **F. Larrarte**, M. Berthier, L. Favreau, Y. Sauvourel, L. Letellier, M.-L. Mosisni and G. Raimbault, (2005), Quantitative and qualitative hydrologic balance for a suburban watershed with a separate sewer system (Nantes, France), Water Science & Technology, Vol. 51, No. 02, pp 231–238.
- [6] **F. Larrarte**, L.-M. Cottineau, (2005), Nouveaux instruments pour connaître les champs de vitesses et de concentrations, Revue Européenne de Génie Civil, Vol. 9, N°7-8 – 2005, pp. 963-978.
- [7] P. Jaumouillié, **F. Larrarte**, V. Milisic, (2002), Numerical and experimental investigations of the pollutant distribution in sewers, Water Science & Technology, Vol. 45, No. 7, pp 83–93.
- [8] **F. Larrarte**, J.P. Legendre, Y. Sauvourel, F. Gomin, R. Simon, G. Yviquel, C. Noel, (2001), Vélocimétrie Doppler : mise au point d'un protocole d'essai en laboratoire et observations *in situ*, Houille Blanche, No 5, pp 67-74.

[9] **F. Larrarte**, J.F. Sini, J-P Legendre, Y. Sauvourel, (2000), Champs de vitesses et de concentrations en matières en suspension dans les réseaux d'assainissement : approches expérimentales et numériques, Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, No. 226 , pp 75-87.

[10] T.M. Pham, **F. Larrarte**, D.H. Fruman, (1999), Investigation of unsteady sheet cavitation and cloud cavitation mechanism, Journal of Fluid Engineering , Vol. 121, June, pp 289-296.

[11] **F. Larrarte**, Y. Kodama, (1996), Trajectory of bubbles under a ship hull and scale effects, Journal of the Kansai Society of Naval Architects of Japan, November, pp 19-24.

B.3.2 Congrès internationaux avec comité de lecture et actes ou résumés

[12] H. Bonakdari, **F. Larrarte**, (2006), Experimental and numerical investigation on self-cleansing and shear stress in sewers, Sewer Operation and Maintenance, octobre 2006, Wien.

[13] H. Bonakdari, **F. Larrarte**, (2006), Experimental and numerical study of the shear stress in narrow compound channel, Conference on Turbulence and Interactions, juin 2006, Porquerolles, actes sur CD.

[14] H. Bonakdari, **F. Larrarte**, J-B. Bardiaux, (2006), Experimental and computational study of velocity fields in narrow or compound section sewers, 7th International Conference on Urban Drainage Modeling, avril 2006, Melbourne, p. 169-176.

[15] **F. Larrarte**, J.-B. Bardiaux, H. Bonakdari, (2005), Computational and experimental study of velocity profiles in sewers, 10th International Conference on Urban Drainage, août 2005, Copenhague, actes sur CD.

[16] **F. Larrarte**, J.-B. Bardiaux, Ph. Battaglia, (2005), Development of a testing procedure for acoustic Doppler flow-meters, 12th International Metrology Congress, juin 2005, Lyon, actes sur CD.

- [17] **F. Larrarte**, H. Bonakdari, C. Joannis, (2004), How can CFD help for designing the implantation of sensors in sewers ?, 4th International Conference on Sewer Processes and Networks, novembre 2004, Madeire, pp. 275-282.
- [18] **F. Larrarte**, J.-B. Bardiaux, Ph Battaglia, (2004), Development of a testing procedure of the acoustic Doppler flowmeters., 4th International Conference on Sewer Processes and Networks, novembre 2004, Madeire, pp. 267-274.
- [19] **F. Larrarte**, F. Lopez, (2004), Estimating sampling errors of wastewater related to the isokineticity condition, 12th International Conference on Transport & Sedimentation of Solid Particles, septembre 2004, Prague, pp. 467-474.
- [20] **F. Larrarte**, P. Jaumouillié, C. Joannis, (2004), Computational Fluid Dynamics: an aid for designing the instrumentation of sewer sections, Novatech 2004, juin 2004, Lyon, Tome 1, pp. 729-736.
- [21] V. Ruban, **F. Larrarte**, M. Berthier, L. Favreau, Y. Sauvourel, L. Letellier, M.-L. Mosini, G. Raimbault, (2004), Bilan hydrologique quantitatif et qualitatif à l'exutoire d'un petit bassin versant périurbain en région nantaise, Novatech 2004, juin 2004, Lyon, Tome 1, pp. 129-136.
- [22] **F. Larrarte**, L.-M. Cottineau, D. Bellefleur, (2003), 2D velocity and concentration samplers for particle laden flows, Eurosensors 17, septembre 2003, Guimarães, pp. 1015-1018.
- [23] P. Jaumouillié, **F. Larrarte**, (2003), Experimental and numerical investigations of influence of the turbulent shear stress on the sedimentation in sewers, 5th European Fluid Mechanics Conference, août 2003, Toulouse, p. 345.
- [24] P. Jaumouillié, **F. Larrarte**, (2003), Developpement of A 2D sampler, Euromech colloquium 447, Interaction phenomena in turbulent particle-laden flows, juin 2003, Tallinn, p. 53.

- [25] P. Jaumouillié, **F. Larrarte**, (2002), Experimental studies of settling velocities of suspended solids in sewers, 11th International Conference on Transport and Sedimentation of Solid Particles, septembre 2002, Gand, pp. 383-390.
- [26] P. Jaumouillié, **F. Larrarte**, V. Milisic (2002), New devices for 2D sampling of velocities and pollutant concentrations in sewers, 3rd International Conference on sewer process and networks, avril 2002, Paris, pp. 171-178.
- [27] P. Jaumouillié, **F. Larrarte**, (2001), Effects of concentration profiles on velocity profiles in sewer, Euromech colloquium 421, septembre 2001, Grenoble, 1 p.
- [28] **F. Larrarte**, O. Boumatar, C. Joannis, (2001), Development of a testing procedure of the acoustic Doppler flowmeters, Novatech 2001, 4th International Conference on Innovative Technologies in Urban Storm Drainage, juin 2001, Lyon, pp. 187-194.
- [29] P. Jaumouillié, **F. Larrarte**, V. Milisic (2001), Numerical and experimental investigations of the pollutants fluxes in sewers, Novatech 2001, 4th International Conference on Innovative Technologies in Urban Storm Drainage, juin 2001, Lyon, pp. 195-204.
- [30] **F. Larrarte**, J.-P. Legendre, Y. Sauvourel, J.-M. Paul, A. Grosseau, (2000), Designing a 2D sampler of suspended solids in sewer, 10th International Conference on Transport and Sedimentation of Solid Particles, septembre 2000, Wroclaw, pp. 227-237.
- [31] T.M. Pham, **F. Larrarte**, D.H. Fruman, (1998), Investigation of unstable cloud cavitation, 3rd International Symposium on Cavitation, avril 1998, Grenoble.
- [32] **F. Larrarte**, A. Pauchet, P. Bousquet, D.H. Fruman, (1995), On the morphology of natural and ventilated cavities, Cavitation and Multiphase Flow Forum, ASME - FED, Hilton Head Island, 8 p.

B.3.3 Congrès nationaux avec comité de lecture et actes ou résumé

[33] **F. Larrarte**, H. Bonakdari, C. Joannis, (2006), Etude expérimentale et numérique du taux de cisaillement en réseaux d'assainissement, IXèmes Journées Nationales de Génie Côtier - Génie Civil, 12-14 septembre 2006, Brest, sessions VI et VII, pp. 42-49.

[34] H. Bonakdari, **F. Larrarte**, (2006), Effet des caractéristiques d'un coude sur l'écoulement en réseaux d'assainissement, XXIV^{èmes} Rencontres Universitaires de Génie Civil 2006, juin 2006, La Grande Motte, actes sur CD.

[35] J-B. Bardiaux, H. Bonakdari, **F. Larrarte**, R. Mose, J. Vazquez, (2006), Velocity profiles through a sewer channel using CFD to obtain velocity fields, Annual Conference on Hydraulic Engineering, Dresden 2006, mars 2006, Dresde, actes sur CD.

[36] **F. Larrarte**, J.-B. Bardiaux, Ph. Battaglia, (2005), Vélocimétrie Doppler : mise au point d'un protocole d'essai en laboratoire, Conférence sur l'autosurveillance, le diagnostic permanent et la modélisation des flux polluants en réseaux d'assainissement urbains, juin 2005, Marne-la-Vallée, pp. 171-180.

[37] **F. Larrarte**, L.-M. Cottineau, (2005), Développement d'un échantillonneur des flux polluants en réseau d'assainissement, XXIII^{èmes} Rencontres Universitaires de Génie Civil 2005 - Risque & Environnement, mai 2005, Grenoble, version clé USB.

[38] H. Bonakdari, **F. Larrarte**, (2005), La mécanique des fluides numérique comme outil de positionnement d'un débitmètre dans un réseau d'assainissement, XXIII^{èmes} Rencontres Universitaires de Génie Civil 2005 - Risque & Environnement, mai 2005, Grenoble, version clé USB.

[39] **F. Larrarte**, L.-M. Cottineau, (2004), Nouveaux instruments pour la connaissance des champs de vitesses et de concentrations, VIII^{èmes} Journées Nationales Génie Côtier - Génie Civil, 2004, septembre 2004, Compiègne, pp. 475-482.

[40] **F. Larrarte**, L.-M. Cottineau, (2004), Echantillonnage 2D des flux polluants, Colloque Interdisciplinaire en Instrumentation, janvier 2004, Cachan, pp. 497-504.

- [41] **F. Larrarte**, L.-M. Cottineau, P. Jaumouillié, (2003), Outils pour la connaissance des champs de vitesses et de concentrations en collecteur d'assainissement, Journées techniques Sciences de l'Ingénieur, décembre 2003, Dourdan, pp. 321-326.
- [42] P. Jaumouillié, **F. Larrarte**, (2003), Etude des conditions de représentativité des prélèvements de matières solides en suspensions, 16^{ème} Congrès Français de Mécanique, septembre 2003, Nice, pp. 885-890.
- [43] **F. Larrarte**, J.-P. Legendre, B. Phelippot, J.-M. Paul, F. Marc, A. Grosseau, (2001), Relevés télécommandés de profils de vitesses en collecteur d'assainissement, 15^{ème} Congrès Français de Mécanique, septembre 2001, Nancy, actes sur CD.
- [44] **F. Larrarte**, J.-P. Legendre, Y. Sauvourel, F. Gomin, R. Simon, (2000), Vélocimétrie Doppler : mise au point d'un protocole d'essai en laboratoire et observations *in situ*, Colloque SHF - GRAIE Autosurveillance et mesures en réseau d'assainissement, 5-6 décembre 2000, Lyon, pp. 161-168.
- [45] **F. Larrarte**, B. Riochet, P. Jaumouillié, J.P. Legendre, B. Parent, Y. Sauvourel, (2000), Création d'une base de données expérimentales sur les flux polluants dans un collecteur d'assainissement, SHF - GRAIE Autosurveillance et mesures en réseau d'assainissement, décembre 2000, Lyon, pp. 213-216.
- [46] **F. Larrarte**, J.-P. Legendre, J.-M. Paul, A. Grosseau, (1999), Développement d'un dispositif de prélèvement 2D en réseaux d'assainissement, 14^{ème} Congrès Français de Mécanique, septembre 1999, Toulouse, pp. 493-498.
- [47] **F. Larrarte**, T. Hino, (1997), Nouveaux développements sur les profils de vagues, 13^{ème} Congrès Français de Mécanique, septembre 1997, Poitiers, pp. 63-66.
- [48] **F. Larrarte**, T. Takahashi, H. Kawashima, (1997), Injection d'air sous une carène et réduction de la traînée, 6^{ème} Journées de l'Hydrodynamique, mars 1997, Nantes, pp. 131-144.

[49] **F. Larrarte**, A. Pauchet, P. Bousquet, D.H. Fruman, (1995), Etude de la morphologie des interfaces des cavités naturelles et ventilées, 6^{ème} Colloque National de Visualisation et de Traitement d'Images, Saint Etienne, 8 p.

[50] **F. Larrarte**, A. Pauchet, P. Bousquet, K. Bonhoff, (1995), Etude de la morphologie des interfaces des cavités naturelles et ventilées, 5^{ème} Journées de l'Hydrodynamique, mars 1995, Rouen, pp. 203-215.

[51] **F. Larrarte**, (1993), Etude des profils de vagues générées par des carènes : influence du dièdre d'étrave, 11^{ème} Congrès Français de Mécanique, septembre 1993, Lille, pp. 261-264.

[52] **F. Larrarte**, (1993), Etude numérique et expérimentale des profils de vagues générées par des carènes, 4^{ème} Journées de l'Hydrodynamique, mars 1993, Nantes, pp. 47-59.

B.3.4 Réalisations scientifiques et techniques

[2004] Banc d'essais de débitmètres ultrasonores à effet Doppler en collaboration avec l'Ecole Nationale du Génie de l'Eau et de l'Environnement de Strasbourg (ENGEES) et le GIP GEMCEA.

[2001] Echantillonneur bidimensionnel des champs de vitesses « Cerbères » en collaboration avec le Service Métrologie et Instrumentation du LCPC.

[1999] Echantillonneur bidimensionnel des champs de concentrations « Orphée » en collaboration avec le Service Métrologie et Instrumentation du LCPC.

[1999] film vidéo LCPC, (4 mn), Mesures de vitesses et de concentrations en collecteur d'assainissement, en collaboration avec J.-F. Ringot et H. Delahousse,

B.3.5 Contrats de recherche et rapports associés

[2004 – 2006] DRAST subvention n° 03 DST 612, Mesure des flux polluants en collecteurs d'assainissement - Connaissance de la distribution dans une section transversale des vitesses d'écoulement et des concentrations en particules en suspension.

Rapport **F. Larrarte**, (2004), Mesure des flux polluants en collecteur d'assainissement : Connaissance de la distribution dans une section transversale des vitesses d'écoulement et des concentrations en particules en suspension, Rapport d'avancement, Décembre 2004, 14 p.

[2003 – 2004] Convention GEMCEA - AESN n° 013320.

Rapports : P. Battaglia, **F. Larrarte**, J.-B. Bardiaux (2004), Vélométrie Doppler : mise au point d'un protocole d'essais en laboratoire, Rapport final, Convention GEMCEA - AESN n° 013320, Décembre 2004, 45 p. + annexes.

P. Battaglia, **F. Larrarte**, J.-B. Bardiaux (2004), Vélométrie Doppler : mise au point d'un protocole d'essais en laboratoire, Rapport intermédiaire, Convention GEMCEA - AESN n° 013320, Mai 2004, 22 p.

D. Bellefleur, **F. Larrarte**, J.-B. Bardiaux (2003), Vélométrie Doppler : mise au point d'un protocole d'essais en laboratoire, Rapport préliminaire, Convention GEMCEA - AESN n° 013320, Décembre 2003, 20 p.

[1999 – 2000] Plan Pluri-Formations IMF – ENGEES – LCPC, Modélisation du comportement hydrodynamique des ouvrages des systèmes d'assainissement.

Rapport : **F. Larrarte** (2000), Vélométrie Doppler : mise au point d'un protocole d'essais en laboratoire, Rapport d'étude, Novembre 2000, 14 p. + annexes.

[1994 – 1995] Marché 93/CNES/3059

Rapport : **F. Larrarte**, A. Pauchet (1995), Morphologie des interfaces des cavités et ventilées. Application au transfert thermique, Rapport final, Février 1995, 39 p. + annexes.

B.3.6 Autres participations (workshop, journées thématiques, journées scientifiques)

H. Bonakdari , **F. Larrarte**, (2005), La mécanique des fluides numérique comme outil d'aide à la métrologie en réseau d'assainissement, Les Journées de la simulation numérique ANSYS CFX, 7 et 8 novembre 2005, Nantes.

F. Larrarte, (2005), Etude des conditions de représentativité de prélèvements en matières solides en suspensions, Les Journées de la simulation numérique ANSYS CFX, 7 et 8 novembre 2005, Nantes.

F. Larrarte, Ph. Battaglia, J.-B. Bardiaux, (2005), Développement d'une procédure de test des vélocimètres ultrasonores à effet Doppler, Présentation aux Journées scientifiques de GEMCEA, Nancy, 18-19 octobre 2005, Strasbourg.

F. Larrarte, (2005), Echantillonnage spatial des vitesses et des concentrations, Présentation aux Journées scientifiques de GEMCEA, Nancy, 18-19 octobre 2005, Strasbourg.

F. Larrarte, (2005), Etude de la représentativité spatiale des mesures en collecteur, Présentation au séminaire Effluents urbains de temps de pluie, Nantes 22 juin 2005.

F. Larrarte, P. Battaglia, J.-B. Bardiaux, (2004), Convention Doppler : Développement d'un protocole de caractérisation de vélocimètres, Présentation aux Journées scientifiques de GEMCEA, octobre 2004, Nancy.

F. Larrarte, (2004), Echantillonnage spatial des vitesses et des concentrations, Présentation aux Journées scientifiques de GEMCEA, octobre 2004, Nancy.

C. Joannis, **F. Larrarte**, (2004), Bigbreau : Système de mesure non intrusif : Mesure de vitesse d'écoulement par analyse d'images, Présentation aux Journées scientifiques de GEMCEA, octobre 2004, Nancy.

T. Esteve, J.-P. Legendre, **F. Larrarte**, (2003), Etude de l'absorbance des ondes ultrasonores par les particules en suspension dans les eaux usées, Présentation aux Journées scientifiques de GEMCEA, octobre 2003, Strasbourg.

F. Lopez, **F. Larrarte**, (2003), Étude numérique de la trajectoire des particules circulant dans un fluide en présence d'un tube d'aspiration : influence de la condition d'isocinéticité sur la représentativité d'un prélèvement d'eaux usées, Présentation aux Journées scientifiques de GEMCEA, octobre 2003, Strasbourg.

T. Esteve, J.-P. Legendre, **F. Larrarte**, (2003), Etude de l'absorbance des ondes ultrasonores par les particules en suspension dans les eaux usées, Présentation aux Journées Eau-Assainissement-Déchets, octobre 2003, Paris.

P. Jaumouillié, **F. Larrarte**, (2002), Etude des champs de vitesses et de concentrations, Présentation aux Journées scientifiques de GEMCEA, octobre 2002, Nantes.

F. Larrarte, J.-P. Legendre, (2002), Vélométrie ultrasonore : étude de l'absorbance acoustique, Présentation aux Journées scientifiques de GEMCEA, octobre 2002, Nantes.

F. Larrarte, (2002), Etude des flux polluants dans un collecteur d'assainissement urbain. Bilan de 3 ans de mesures sur le collecteur unitaire de Cordon Bleu à Nantes, Rapport remis à la Direction de l'Assainissement de la Communauté Urbaine de Nantes, 17 p. + annexes.

F. Larrarte, (2001), Vélométrie ultrasonore, Présentation aux Journées scientifiques de GEMCEA, octobre 2001, Nancy.

P. Jaumouillié, **F. Larrarte**, (2001), Vitesses de chute des particules en suspension. Principe de mesure, Présentation aux Journées Eau-Assainissement-Déchets, septembre 2001, St Briec.

P. Jaumouillié, **F. Larrarte**, (2001), Orphée et Cerbères : étude des profils de vitesses et de concentrations en collecteur par temps de pluie, Présentation aux Journées Eau-Assainissement-Déchets, septembre 2001, St Briec.

F. Larrarte, (2001), Profilomètres de vitesse, Présentation aux Journées Eau-Assainissement-Déchets, septembre 2001, St Briec.

F. Larrarte, (2000), Vélométrie Doppler : mise au point d'un protocole d'essais et mise en œuvre sur site, Présentation aux Journées scientifiques de GEMCEA, octobre 2000, Strasbourg.

F. Larrarte, F. Gomin, J-P. Legendre, (1999), Vélocimétrie Doppler : vers la mise au point d'un protocole d'essai en laboratoire, Présentation aux Journées Eau-Assainissement, septembre 1999, St Quentin.

F. Larrarte, J.-P. Legendre, Y. Sauvourel, (1999), Connaissance des champs de vitesses et de concentrations. Bilan d'un an de mesures sur le site de Cordon Bleu, Rapport LCPC, Novembre, 16 p.

F. Larrarte, J.-P. Legendre, (1998), Heurts et malheurs de la débimétrie Doppler : 1^{ère} partie : Essais en laboratoire, Présentation aux Journées Eaux-Assainissement, septembre 1998, Nantes.

H. Kawashima, T. Takahashi, **F. Larrarte**, A. Kakugawa, (1996), A small high-speed tunnel for drag reduction testing using microbubbles (en japonais), General Meeting of the Ship Research Institute, décembre 1995, Tokyo, pp. 78-81.

T. Takahashi, M. Makino, H. Kawashima,, M. Hinatsu, **F. Larrarte**, (1995), Drag reduction experiment by means of micro air bubbles using a ship model with flat bottom (en japonais), General Meeting of the Ship Research Institute, novembre 1995, Tokyo, pp. 113-116.

F. Larrarte, T. Takahashi, H. Kawashima, M. Makino, (1995), The trajectory of bubbles around geosim models, General Meeting of the Ship Research Institute, novembre 1995, Tokyo, pp. 117-122.

F. Larrarte, (1995), Experimental study of waves profiles along a hull, 4th Symposium on Nonlinear and Free Surface Flows, octobre 1995, Hiroshima, pp. 25-28.

C Annexe

**C.1 Annexe A.1 : Journal of Fluid Engineering ,
Vol. 121, June, 1998, pp 289-296.**

Investigation of Unsteady Sheet Cavitation and Cloud Cavitation Mechanisms

T. M. Pham
Research Assistant.

F. Larrarte¹
Research Assistant.

D. H. Fruman
Professor.

Ecole Nationale Supérieure
de Techniques Avancées
Groupe Phénomènes
d'Interface
Chemin de la Hunière,
91761 Palaiseau Cedex,
France

Sheet cavitation on a foil section and, in particular, its unsteady characteristics leading to cloud cavitation, were experimentally investigated using high-speed visualizations and fluctuating pressure measurements. Two sources of sheet cavitation instability were evidenced, the re-entrant jet and small interfacial waves. The dynamics of the re-entrant jet was studied using surface electrical probes. Its mean velocity at different distances from the leading edge was determined and its role in promoting the unsteadiness of the sheet cavitation and generating large cloud shedding was demonstrated. The effect of gravity on the dynamics of the re-entrant jet and the development of interfacial perturbations were examined and interpreted. Finally, control of cloud cavitation using various means, such as positioning a tiny obstacle (barrier) on the foil surface or performing air injection through a slit situated in the vicinity of the leading edge, was investigated. It was shown that these were very effective methods for decreasing the amplitude of the instabilities and even eliminating them.

1 Introduction

Designers of hydromechanical systems try to avoid all sources of instability because the induced vibrations may lead to serious structural damages. Sheet cavitation can develop on the rotor or stator blades of pumps and may exhibit, under specific conditions, an unstable behavior characterized by the periodic shedding of vapor structures. This situation, usually referred to as "cloud cavitation," generates undesirable vibrations. Thus, it is of practical interest (i) to define the operating conditions leading to such a behaviour and to know the associated shedding frequencies, (ii) to determine the generation mechanisms of instability in order to control cloud cavitation or, at least, to have a comprehensive understanding of the physical processes leading to it.

Knapp et al. (1970), in his comprehensive study on cavities attached to a two-dimensional body, pointed out the existence of a re-entrant flow in the cavity closure region and listed the cyclic cloud shedding process as being formed by three main phases, namely, formation and growth, filling, and breakoff. Furness and Hutton (1975) numerically modelled the unsteady cavity and predicted that a liquid jet should form during the growth phase. Later, numerous investigations confirmed the existence of the re-entrant jet by visualizing the cavity closure using dye injection (Le et al., 1993) or high speed cinematography (De Lange et al., 1994). In spite of the fact that the re-entrant jet seems to be the major cause responsible for sheet cavitation instability, other possible mechanisms have been proposed. We can mention the role played by condensation shock waves as Jacobsen (1964) pointed out in his investigation of cavitating inducers, or the growth of surface waves propagating downstream on the cavity interface until transition to turbulence occurs, as Brennen (1969) observed for natural and ventilated cavities. Avellan et al. (1988) considers that cloud cavitation results from the growth of these interfacial instabilities. In contrast, Kawanami et al. (1997) recently observed that cloud cavitation was never generated when the re-entrant jet was obstructed by an obstacle fitted on the foil surface and concluded that the re-entrant jet was responsible for cloud cavitation. Therefore,

whether the cavity dynamics is determined by the re-entrant jet or the growth of surface instabilities, or a combination of both, remains an open question. In order to be able to answer these interrogations it is necessary to gain information concerning the re-entrant jet dynamics and the interface instabilities, by using non intrusive techniques.

This paper reports the main results of an experimental investigation of the unsteady sheet cavitation. It is organized as follows: Section 2 is devoted to characterizing the unsteady behavior of an attached cavity by means of visualizations and fluctuating pressure measurements. Section 3 contains the results of an investigation of the mechanisms of cloud cavitation and in particular of the re-entrant jet dynamics using electrical probes. Finally, in Section 4 is discussed the possibility of controlling cloud cavitation using various means such as positioning an obstacle on the foil surface or performing air injection through a slit situated in the vicinity of the leading edge.

2 Investigation of the Unsteady Behavior of Sheet Cavitation

2.1 Experimental. Experiments were conducted in the ENSTA Cavitation Tunnel with a test section 150 mm height, 80 mm width, 640 mm length. A two-dimensional foil of 150 mm chord and 80 mm span made in solid brass, sketched in Fig. 1, was used. Its cross-section had a flat upper surface and a convex lower surface of 195 mm radius. The foil was mounted mid-height in the test section and sheet cavitation was produced on its upper surface. The unsteady behavior of sheet cavitation was investigated by means of high-speed imaging in order to examine the cavity morphology, and by fluctuating pressure measurements in order to define the operating conditions leading to periodic cloud shedding and to measure the associated shedding frequencies. The experimental conditions were known with a 1% precision on the foil angle of attack, a 1% and a 2% precision on the flow velocity and the upstream pressure respectively, which leads to a 4% uncertainty on the cavitation number.

Visualizations of the cavities were performed using either a Hycam cine camera operated at a maximum rate of 10,000 images per second or a Kodak Spin Physics video camera (SP2000) operated at 6000 images per second (Larrarte et al., 1995). Side views were obtained by means of the SP2000 camera, which enabled to collect information concerning the cross-section of the

¹ Current address: Laboratoire Central des Ponts et Chaussées—Centre de Nantes, BP 19-44340 Bouguenais, France.

Contributed by the Fluids Engineering Division for publication in the JOURNAL OF FLUIDS ENGINEERING. Manuscript received by the Fluids Engineering Division January 21, 1998; revised manuscript received December 21, 1998. Associate Technical Editor: J. Katz.

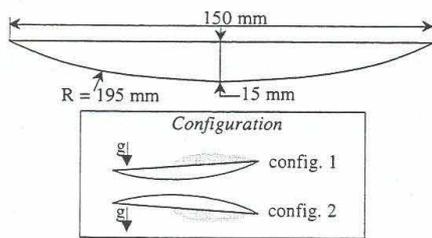


Fig. 1 Sketch of the foil-flow configurations

cavities, thereby their volume. Top views of the cavities were obtained with the film camera in order to examine the characteristic features of the interface. All the tests were conducted with cavities exhibiting periodic vapour cloud shedding. The selected film sequences and video images were numerized and the Optimas[®] software computed aided procedures were implemented to facilitate the data analysis. For the side views, the cavity outline was determined by a grey level threshold procedure. Its cross-section area was automatically computed by Optimas[®]. As an example, Fig. 2 illustrates one frame visualized on the TV monitor (Fig. 2(a)), and one enlarged image of the cavity outline (Fig. 2(b)). Although there was a clear visual indication that the cavity was broken down into two smaller cavities, the threshold method did not permit to individualize them. This was made by manually introducing a cut as shown in Fig. 2(c) and Fig. 2(d). For the top views, assuming that the cavity was two-dimensional, the mean grey level at different distances from the leading edge was calculated by averaging the grey level of sixteen pixels equally distributed along the span direction. This allowed to obtain a grey level signature along the foil chord which could be interpreted in terms of waves or perturbations of the interface. For a detailed description of the data analysis procedure, we refer the reader to Larrarte et al. (1995).

The far field unsteady pressures generated by the cavitation were measured by means of a PCB model M106B50 piezo-electric pressure transducer (resonant frequency 40 kHz, sensibility 0.07 mV/Pa). The latter was mounted flush on one of the vertical walls of the test section, 30 mm upstream the foil. The pressure data were processed by a HP 35665A spectrum analyzer whose frequency full span and default resolution were, respectively, 102.4 kHz and 400 lines. Apart from very low frequencies, the signals were not filtered. The Fourier transforms of the signals were digitally performed from 1024 sampled data. They were averaged over 50 samples. Note that these measurements were intended to characterize the pressure fluctuations associated with the global behavior of the cavity and not the pressure pulses resulting in noise emission.

Nomenclature

c = foil chord (m)
 d = distance between two neighbouring probes (m)
 f = cloud shedding frequency or occurrence frequency of the re-entrant jet on the electrical probes (Hz)
 g = gravity acceleration (m/s^2)
 l = maximum length of the cavity (m)
 p = pressure (pa)
 P_∞ = upstream pressure (Pa)
 Q = air flow rate (m^3/s)
 q = dimensionless air flow rate $q = Q/U_\infty c$ (—)

Re = Reynolds number $Re = U_\infty c/\nu$ (—)
 $R_{n-1,n}$ = cross-correlation function between the outputs from the probes $\#(n-1)$ and $\#n$ (V^2)
 s = foil span (m)
 St = Strouhal number $St = fl/U_\infty$ (—)
 t = time (s)
 U = fluid velocity (m/s)
 U_∞ = free-stream velocity (m/s)
 \bar{v} = local mean velocity of the re-entrant jet (m/s)
 x = distance from the leading edge (m)

y_n = output signal from probe $\#n$ (V)
 α = angle of attack (degree)
 $\Delta t_{n-1,n}$ = time delay between the outputs from probes $\#(n-1)$ and $\#n$ (s)
 γ = surface tension (N/m)
 λ = wavelength (m)
 ν = kinematic viscosity (m^2/s)
 ρ = liquid density (kg/m^3)
 σ = cavitation number $\sigma = 2((P_\infty - P_v)/\rho U_\infty^2)$ (—)

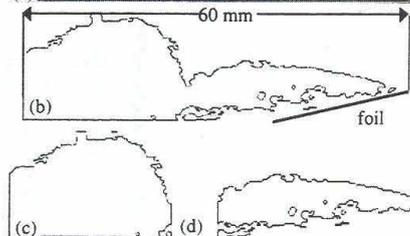
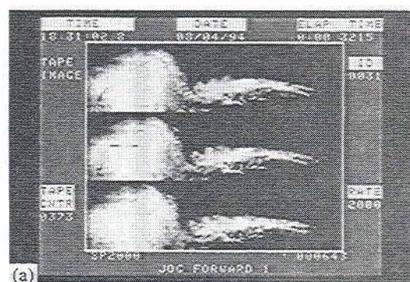


Fig. 2 (a) Example of a frame on the TV monitor, (b) global outline of the cavity, (c) outline of the convected cavity and (d) Outline of the developing cavity

2.2 Results and Interpretation. Side views of the cavity, Fig. 3, were obtained with the high-speed video camera for a foil incidence, α , of 4° , a free-stream velocity, U_∞ , of 8 m/s, a cavitation number, σ , of 1.2. For these flow conditions the cavity had a mean cavity length, l , of 60 mm and the Reynolds number based on the foil chord, Re , was 1.2×10^5 . Under the assumption of a two-dimensional flow, the volume of the cavity could be obtained by multiplying its cross-sectional area, given by the analysis of the video images, by the width of the test section. In Fig. 4, the continuous line shows the volume obtained using the total area of the cavity cross-section (see Fig. 2(b)) as a function of time. The measurement uncertainty on the cavity volume was estimated at about 5%. The individual symbols denote the volume of the cavity which developed from the leading edge (see Fig. 2(d)), from its initiation up until its disappearance when the cloud shedding was completed. The periodic character of the cavity behavior, emerging from Fig. 4, can be described as follows:

- (i) The leading edge cavity growth is initiated at 0.013 (cavity 2), 0.05 (cavity 3), 0.08 second (cavity 4);
- (ii) The growth is nearly linear and reaches a maximum at 0.03 (cavity 2), 0.062 (cavity 3), 0.092 second (cavity 4).

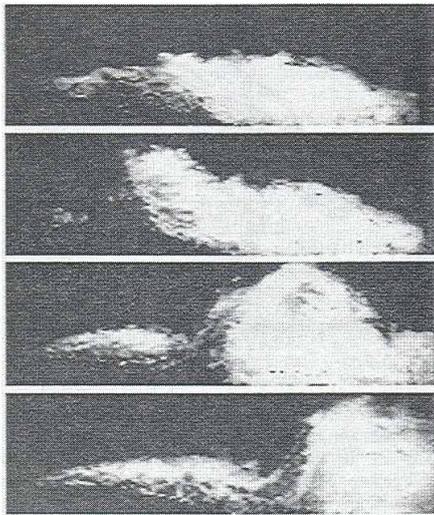


Fig. 3 Timewise evolution of the cavity (1.67 ms between two images—flow from left to right)— $\alpha = 4^\circ$, $U_\infty = 8$ m/s, $\sigma = 1.2$

Meanwhile, the cloud of the preceding cavity is totally evacuated;

- (iii) After the leading edge cavity reached its maximum volume, a saddle type shape is seen to occur before the cavity is separated from the foil and the volume decreases. A new cycle begins.

From the time period of the cycle, we can estimate the shedding frequency f at 29 Hz, which leads to a Strouhal number based on the length of the cavity, St , of 0.22.

Top views of the cavity interface, for which examples are given in Fig. 5(a), were obtained using the cine camera for $\sigma = 0.7$, $U_\infty = 6.6$ m/s, $\alpha = 4^\circ$, which corresponds to $Re = 9.9 \times 10^5$ and $l = 50$ mm. Figure 5(b) presents the evolution of the average grey level with the distance from the leading edge at increasing times, from bottom to top. Two main phases can be singled out in this figure:

Phase A: A precursor front wave (indicated by an arrow) rushes from the rear of the cavity toward the leading edge. This is an evidence of the perturbation created on the interface by the re-entrant jet propagation. The initiation of Phase A corresponds to the maximum cavity volume in Fig. 4.

Phase B: After the re-entrant jet reached the leading edge and collided with the cavity interface, a partial break-off ensues and a cloud gets organized and is convected downstream. A new leading edge cavity begins to grow as indicated by the downstream limit of the perturbed region. This growth phase is called Phase B and corresponds to the positive rate of growth of the cavity volume in Fig. 4. During this phase, small scale waves trains, having a mean

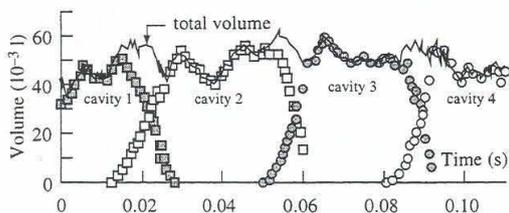


Fig. 4 Timewise evolution of the cavity volume $\alpha = 4^\circ$, $U_\infty = 8$ m/s, $\sigma = 1.2$

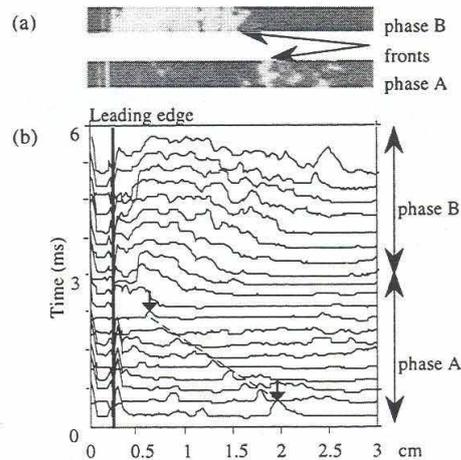


Fig. 5 Grey level profiles at different times $\alpha = 4^\circ$, $U_\infty = 6.6$ m/s, $\sigma = 0.7$

wavelength of 3 mm, propagate toward the trailing edge. This phase is illustrated in Fig. 3, where it can be clearly seen how the sheet cavity progresses from the leading edge while the previous detached cloud is carried downstream (Frames 3 and 4). A third phase which can be of very short duration, not shown in Fig. 5(b), corresponds to a well developed cavity without major surface perturbations. The cycle repeats consistently once the unstable situation is reached.

The visualizations have clearly demonstrated that the phases of cloud shedding are as those very early schematized by Knapp et al. (1970) and further confirmed by other authors. Moreover, the interface perturbation linked to the probable propagation of a re-entrant jet suggests that the unsteady behavior, and the subsequent cloud cavitation, can be attributed, at least in part, to the impact of the re-entrant jet with the cavity interface. However, small interfacial wave trains, whose precise role remains as yet to be defined, have been also observed.

On account of the fastidious, time consuming and off-line analysis procedures to be used to analyze the visualizations, only data for a limited number of operating conditions were obtained. Since Kubota et al. (1989) and Reisman et al. (1996) have shown that the unsteadiness of a sheet cavity is strongly correlated with the unsteady pressure signature, it was decided to carry out fluctuating pressure measurements. These can be analyzed in terms of shedding frequencies on-line, in order to determine a much larger range of operating conditions leading to cloud cavitation. According to Reisman et al. (1996), the far-field pressure is mainly related to the coherent collapse of the cavitation cloud. Kubota et al. (1989) consider that the low frequency component of the pressure fluctuation is caused by the large scale cyclic development and convection of the cavitation cloud whereas the high frequency component is related to its local structure. Therefore, it was decided to restrict our study to relatively narrow spans of frequency, namely 0–800 Hz, 0–400 Hz, 0–200 Hz. This permitted to achieve a greater frequency resolution (i.e., 0.5 Hz for the frequency span of 0–200 Hz).

All the tests were performed for a fixed free-stream velocity, 8 m/s (i.e., $Re = 1.2 \times 10^6$) and α was varied between 0° and 5° by steps of 0.25° . σ ranged from 0.94 to 1.4.

Figure 6 presents, for $\sigma = 1.1$, the spectra of the fluctuating pressure signal for eleven incidence angles. They show that, depending the incidence angle is lower or larger than 2° , two main regimes, respectively illustrated in Fig. 6(a) and Fig. 6(b), can occur.

- (i) For $\alpha < 2^\circ$, the spectra reveal relatively high dominant frequencies distributed in broad ranges of few hundreds

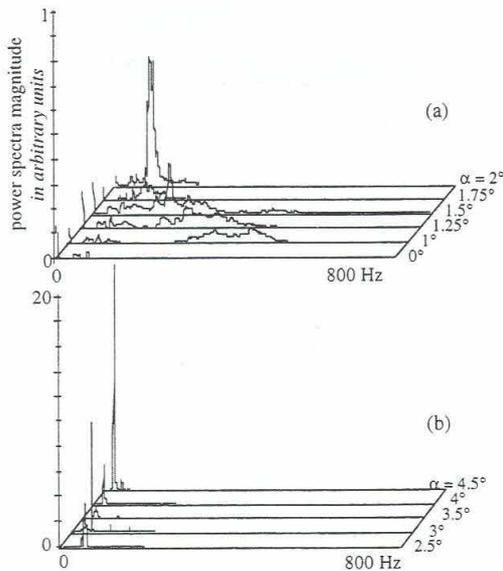


Fig. 6 Power spectra of the fluctuating pressure signal at different angles of attack $\sigma = 1.1$, $U_\infty = 8$ m/s

- Hertz width. Visually, cavitation sheet appears to be stable or undergoing localized fluctuations in its closure region. The frequency components above 100 Hz may be due to interfacial instabilities (Kjeldsen, 1997) or to the shedding of small vapor clouds (De Lange et al., 1994).
- (ii) For $\alpha > 2^\circ$, the spectra show sharp dominant spectral peaks (notice the change of the scale on the vertical axis). The dominant frequencies are smaller than 70–80 Hz and are distributed in much narrower ranges than in Case (i). The cavities exhibit large scale cloud shedding and the dominant spectral frequencies can be identified with the cloud shedding frequencies. Therefore, this operating domain will be referred to as the periodic cloud shedding regime.

The existence of the periodic cloud shedding regime was observed for all the tested σ .

Next, attention was focused on this regime and in particular on the cloud shedding frequencies. Acosta (1955) introduced in his linearized theory of partial cavitation of flat plate hydrofoils the parameter $\sigma/2\alpha$ which he related to the ratio of the cavity length over the foil chord. Le et al. (1993), when experimentally investigating partial cavitation with a similar hydrofoil as ours, successfully correlated the maximum cavity length l with σ/α . Those authors, among others, found that the Strouhal number St based on l and the free stream velocity U_∞ was nearly constant around 0.3. If so, at a fixed U_∞ , one can expect the shedding frequency f to be a single function of σ/α . We tentatively plotted in Fig. 7 the frequency f , determined by spectral analysis, as a function of σ/α , with α in radians. For σ/α smaller than 17 or greater than 20, the spectra showed a unique dominant peak at a very well defined frequency. For σ/α comprised between 17 and 20, it was more difficult to define a unique shedding frequency as the spectral energy was distributed in a slightly larger range of frequency of 20–25 Hz width, and secondary peaks of smaller magnitude were present in addition to the dominant spectral peak. In these cases, we disregarded the secondary peaks and considered the shedding frequency as being given by the frequency of the dominant peak. It can be seen in Fig. 7 that f increases with σ/α , and that, contrary of what was expected, a dependency on σ which exceeds the

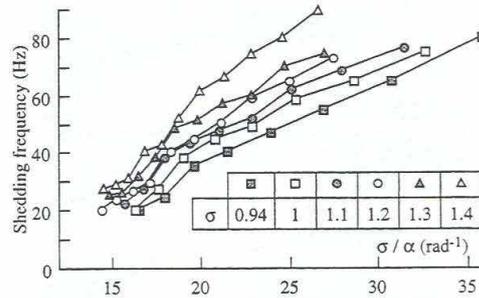


Fig. 7 Cloud shedding frequency as a function of the parameter $\sigma/\alpha - U_\infty = 8$ m/s

maximum uncertainty, estimated at 3 Hz, exists. This shows the nonlinear character of the shedding phenomenon. Figure 8(a) presents for all the tested incidences and cavitation numbers the Strouhal number, St , based on the maximum cavity length l visually determined under stroboscopic lighting and on the free stream velocity U_∞ . All points fall in the range of 0.2–0.4 with an average St value of .28 and a .044 standard deviation. The observed data scattering may be partly explained by the important measurement uncertainty on l , estimated at 5 mm. The scattering is smaller when St is scaled by the velocity at the interface $U_\infty\sqrt{1 + \sigma}$ rather than U_∞ (see Fig. 8(b)). In this case, the mean St value is equal to .19 with a .026 standard deviation. This indicates that the velocity at the interface, which takes into account a σ effect, is a more relevant characteristic velocity scale for normalizing the shedding frequency.

3 Investigation of the Re-entrant Jet Dynamics

This section aims to investigate the re-entrant jet dynamics by means of a nonintrusive measuring method and to link it to the unsteadiness of sheet cavitation. For this purpose, the flat surface of the foil was equipped with electrical probes in order to detect, for the periodic cloud shedding regime defined in the previous section, the passage of a water front corresponding to the penetration of the re-entrant jet. The effect of gravity on the propagation of the water front and on the interfacial waves was also examined

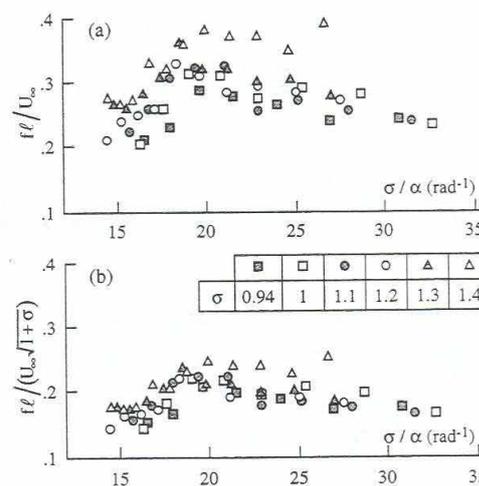


Fig. 8 Strouhal number based on different velocity scales, as a function of the parameter $\sigma/\alpha - U_\infty = 8$ m/s

by performing tests with the flat surface facing the upper or lower horizontal wall of the test section.

3.1 Experimental Methods and Instrumentation. Electrical impedance techniques are commonly used in the field of multiphase flows for measuring spatially averaged flow properties, such as void fraction (Ceccio and George, 1996). Derived from this instrumentation, Ceccio and Brennen (1991) developed a novel equipment to study travelling bubble cavitation and, more recently, implemented it to the investigation of the dynamics of stable attached cavities on bodies of revolution (Ceccio and Brennen, 1992). The same type of technique was employed in this study for detecting the water front corresponding to the re-entrant jet. For this purpose, specific instrumentation and signal processing system were developed and validated by preliminary experiments. After validating the instruments, tests were conducted in the ENSTA Water Tunnel on the foil equipped with surface electrical probes in cloud cavitation conditions for $U_\infty = 8$ m/s.

A series of six electrodes having a diameter of 2 mm and made of stainless steel were arrayed mid-span on the upper flat surface of the hydrofoil in the flow direction. The electrodes were equally spaced 10 mm apart, starting at $x = 30$ mm (probe #1) and ending at $x = 80$ mm (probe #6) from the leading edge. They were flush mounted on patches of 4 mm diameter made with Araldite in order to electrically isolate them from the foil which played the role of the general ground and, we recall, was fabricated in solid brass. The impedance of each of the sensors (i.e., the impedance of the local conducting medium between the electrode and the ground) played the role of a branch of a Wheatstone bridge supplied with a constant electrical potential. When the impedance was changed, because of the presence on the sensor of water, vapour or a mixture of both, an appropriate electronic set-up gave a variable voltage which was function of the impedance. The output signal was measured and monitored by the HP 35665A spectrum analyzer. In order to link cloud cavitation with the re-entrant jet information, the results were compared with fluctuating pressure measurements performed using the piezo-electric transducer described in Section 2.1.

The re-entrant jet dynamics was detected through processing of the unsteady component of the electrodes signal: the output of the electrodes was Fourier analyzed and the spectra were averaged on 50 samples. A cross-correlation function between the output signals from two neighbouring probes, defined by,

$$R_{n-1,n}(\tau) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T y_{n-1}(t)y_n(t+\tau)dt \quad \text{for } n = 2 \dots 6$$

where $y_n(t)$ designates the output signal from probe # n , was performed using the Correlation Analysis Mode of the analyzer. The cross-correlation function was averaged over 100 samples of a duration of 3.9 ms. The data collection was triggered by a positive voltage ramp from probe # n with a pretrigger time of 500 μ s (i.e., arrival of the water front on # n).

3.2 The Re-entrant Jet Dynamics. A typical output signal from an electrode situated under the cavity is shown in Fig. 9, for cloud cavitation conditions. The maximum level of the velocity signal corresponds to the liquid phase fully wetting the surface of the electrode. When the re-entrant jet recedes, a more or less thick layer of water remains on the surface and drains away. Depending on the duration of the process, and the more or less completed draining, the output voltage, while decreasing, reaches variable levels. What seems to be certain is that the sensor is not often in contact with pure vapour and "sees" most of the time a combination of water and vapour. In spite of the apparently noisy output signal, a trend, which determines a duration of the events, is quite well defined.

Direction of Propagation, Velocity of the Re-entrant Jet. For all the electrodes ($n = 2 \dots 6$), the mean cross-correlation func-

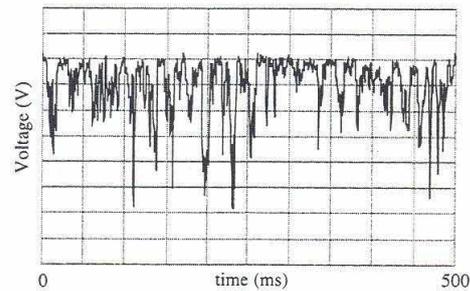


Fig. 9 Typical output signal from an electrode situated under the cavity for cloud cavitation conditions

tion for probes # $(n - 1)$ and # n exhibited a well defined maximum, at a time delay $\Delta t_{n-1,n}$ corresponding to the time required for the front to advance from probe # n to probe # $(n - 1)$. The direction of propagation of the front was given by the sign of the time delay, and the local mean velocity of the re-entrant jet between the probes # $(n - 1)$ and # n , $\bar{v}_{n-1,n}$, was given by $\bar{v}_{n-1,n} = d/\Delta t_{n-1,n}$, where d is the distance between two electrodes (10 mm). $\Delta t_{n-1,n}$ was of positive sign, which conclusively demonstrated that a liquid front actually rushed from the trailing edge towards the leading edge. Figure 10 presents for $\sigma = 0.94$ and $\alpha = 3.5^\circ$ and at different nondimensional abscissas x/l , the local mean velocity of the re-entrant jet divided by the free-stream velocity. The velocity at the point midway between probes # n and # $(n - 1)$ is approximated as $\bar{v}_{n-1,n}$. It can be seen that the velocity of the re-entrant jet is of the same order of magnitude as the main flow velocity and increases with the distance from the leading edge. The standard deviation has a maximum at the electrodes close to the cavity closure region on account of the inherent unsteady character of this region. For comparison, Fig. 10 also includes the inviscid value of the re-entrant jet velocity, $U_\infty\sqrt{1 + \sigma}$, and one experimental result of Kawanami et al. (1997), obtained using a hot wires velocimeter for a cavity of length $l/c \approx 50\%$ pulsing at about 20 Hz. Both values are consistent with our results.

Frequency of Occurrence of the Re-entrant Jet on the Probes.

The averaged spectra of the output signal from the probes situated under the cavity show dominant peaks at an equal frequency which can be reasonably identified with that of the re-entrant jet passage on the electrodes. As in Section 2.2, for σ/α comprised between 17 and 20, secondary peaks of smaller magnitude were present in addition to the dominant spectral peak.

For all the operating conditions tested, the results obtained from local impedance and unsteady pressure measurements matched

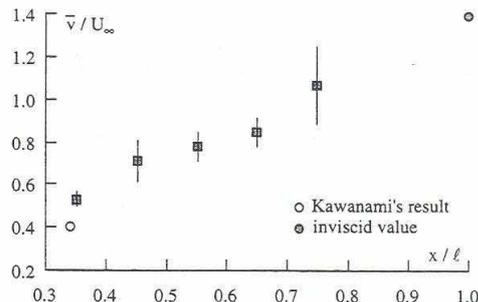


Fig. 10 Local mean velocity of the re-entrant jet divided by the free stream velocity as a function of the distance from the leading edge normalized by the cavity length - $\sigma = 0.94$, $\alpha = 3.5^\circ$, $U_\infty = 8$ m/s

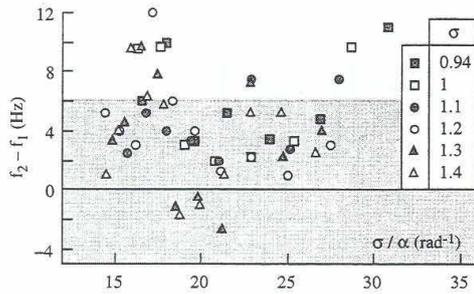


Fig. 11 Difference between the cloud shedding frequencies in config.2 and in config.1 as a function of σ/α .

very well: for $\sigma/\alpha < 17$ or $\sigma/\alpha > 20$, it was found that the frequency of occurrence of the re-entrant jet on the electrodes was equal to the cloud shedding frequency determined by unsteady pressure measurements, to within the measurement uncertainty. For $17 < \sigma/\alpha < 20$, the pressure and the electrode signal spectra revealed dominant frequencies in exactly the same range. This result clearly indicates the major promoting role of the re-entrant jet in cloud cavitation. However, we can not ignore that the small interfacial perturbations, which were observed by high-speed imaging (see Section 2.2.), may have an effect on the large scale shedding of cavitation clouds.

3.3 Gravity Effect. Local impedance and unsteady pressure measurements were performed with the flat surface of the foil facing the test section floor (configuration 2), for incidences so as sheet cavitation was produced on the flat side (see Fig. 1). By comparison with the results obtained with the initial set-up (configuration 1) presented in Section 2.1, these tests allow to investigate the effect of gravity on the re-entrant jet and on the stability of the interfacial waves. The consequences on the cavity behaviour were then examined. The test conditions corresponded to periodic cloud shedding.

Avellan et al. (1988) and Kjeldsen (1997) consider that the interfacial perturbations of an attached cavity result from the development of Kelvin-Helmholtz instabilities. In this theory, the plane interface separating two unbounded inviscid fluids of different densities, which have different mean horizontal velocities, is unstable if,

$$\frac{\rho_1 \rho_2}{\rho_1 + \rho_2} (U_1 - U_2)^2 - \frac{g}{2\pi} \lambda (\rho_1 - \rho_2) - \gamma \frac{2\pi}{\lambda} > 0$$

where γ is the surface tension, λ is the wavelength of the waves travelling at the interface and the indices 1 and 2 respectively denote the lower and upper fluid layers. Considering this inequality, one notes that gravity will have a stabilizing effect if the heavier layer is under the lighter one (i.e., $\rho_1 - \rho_2 > 0$). As in configuration 2 the gravity acceleration is directed from the cavity towards the liquid, it can be inferred that the cavity interface will be stabilized. Consequently, if the interfacial perturbations do have a significant effect on cloud shedding, it can be speculated that it will be mitigated in configuration 2 compared with configuration 1.

This type of investigation was first conducted by Larrarte et al. (1995) who showed by high-speed video, for $\sigma = 1.2$ and $\alpha = 4^\circ$, that the frequency of the cloud shedding was increased as compared to configuration 1, from 29 Hz to 41 Hz. Our measurements of the response of the surface electrical sensors, conducted for numerous operating points, support this finding. Figure 11 shows the difference between the frequencies of passage of the water front on the electrodes, equal to the cloud shedding frequencies, in configuration 2, f_2 , and in configuration 1, f_1 , plotted versus σ/α . The difference is always positive, besides for few data points which are within the two standard error interval indicated by the

shaded area. We can thus conclude that, indeed, the cloud shedding frequency is increased in configuration 2 and that, as opposed to what was initially expected, the instability is enhanced. The reason for this behaviour, as initially suggested by Larrarte et al. (1995), can be traced to the action of gravity on the re-entrant jet. In configuration 2, the re-entrant jet deviates from the foil surface due to the gravity effect, and strikes the cavity interface slightly downstream the leading edge. This leads to the shedding of smaller vapour clouds at higher frequencies than in configuration 1.

In view of these results, it seems quite reasonable to consider that the role played by the re-entrant jet is preponderant over that of the interfacial instabilities in the generation of periodic cloud shedding. Therefore, it may be speculated that controlling the re-entrant jet flow may allow to control cloud cavitation.

4 Control of Cloud Cavitation

4.1 Control of Cloud Cavitation by Means of an Obstacle.

The results of Kawanami et al. (1997) indicate that cloud cavitation can be prevented by using an obstacle in order to hold back the re-entrant jet. Based on their results, we conducted a series of experiments by placing a bar having a width of 4 mm, protruding from the foil surface by 2 mm and as large as the foil span, in-between probes #1 and #2, at $x = 35$ mm ($x/c = 0.233$) from the leading edge. Simultaneous fluctuating pressure and local impedance measurements were conducted in cloud cavitation conditions, at $\sigma = 0.94$, $U_\infty = 8$ m/s and for three incidences of 3° , 3.25° , and 3.5° , which respectively correspond to mean cavity lengths of 80, 90, and 100 mm.

For example, Fig. 12 shows the cross-correlation analysis of the signals from electrodes #2 and #3, from #1 and #2, for $\alpha = 3.5^\circ$. For the #2-3 pair, we observe a maximum indicating a satisfactory correlation and the existence of a characteristic advance velocity of the water front. For the #1-2 pair, the correlation is deficient and no indication of an advancing velocity can be noted. Therefore, the re-entrant jet was effectively held back or deviated by the obstacle. As a consequence, the magnitude of the fluctuating pressure induced by cloud cavitation was significantly reduced. Indeed, the magnitude of the dominant peak in the power spectra of the fluctuating pressure, which characterized the cloud cavitation "intensity" as far as the periodic regime was concerned, was divided by two compared with the situation without obstacle. Depending on the incidence angle, the fluctuating pressure could be reduced by a factor four. In view of these results, we can conclude that the re-entrant jet loses part of its momentum or is deviated due to the obstacle. This causes the modification of the cloud shedding mechanism and the reduction of the amplitude of the pressure fluctuations associated with it.

4.2 Effect of Air Injection. The air injection technique has been used for many years by Navies as a countermeasure to avoid propeller cavitation induced erosion, noise and vibration. Its effectiveness was demonstrated by Rasmussen (1956), Huse (1976), Okamoto et al. (1977) and was interpreted as a "cushioning effect"

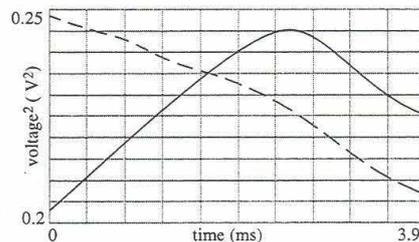


Fig. 12 Cross-correlation functions between the outputs from probes #2 and #3 (solid line), #1 and #2 (dashed line) - $\sigma = 0.94$, $\alpha = 3.5^\circ$, $U_\infty = 8$ m/s

of the air contained in the cavities. The principle of our experiment is slightly different. We intend stabilizing the fluctuating cavity by inhibiting the instability source, that is the re-entrant jet, rather than damping the cloud cavitation collapse. Indeed, the visualizations of Larrarte et al. (1995) by high-speed video indicated that ventilated cavities do not undergo large scale break-off and filling. Instead, the air is continuously evacuated at the rear of the cavities and no evidence of a re-entrant jet can be observed. Based on this observation, the idea is to inject air into the fluctuating cavitation sheet in order to create a wake which would impede the re-entrant jet. This principle of operation is also supported by ship measurements performed by English (1998).

Tests were performed with and without air injection through a slit, 1 mm wide, situated 2 mm from the leading edge. The air was supplied at room temperature and pressure. On account of the large difference between the air supply pressure (the room pressure) and the injection one (the cavity pressure), a pressure reducer was necessary in order to create a sufficient head loss to achieve flow rates of the order of 10–20 l/min. An air flow control valve was installed on the air supply line. The flow rate measured at the room pressure, using a BROOKS Sho-Rate 13355 rotameter, has to be converted to a value, Q , for the conditions prevailing in the cavity. Brennen (1969) showed that the cavity pressure increases nearly linearly with the volume rate of supplied air. However, direct pressure measurements in the fluctuating cavity involve numerous difficulties (Brennen, 1969) and can only give access to an average pressure between the tunnel and the cavity pressures. Therefore, we decided to estimate Q at the cavity pressure supposed to remain equal to the vapour pressure at the water temperature.

The foil was operated in cavitating conditions, at $\sigma = 1.0$, $U_\infty = 8$ m/s, for $\alpha = 2.5^\circ$ and $\alpha = 3.5^\circ$, with a cavity fluctuating at 47 Hz and 20 Hz, respectively. For increasing air flow rates, we measured the far field low frequency fluctuating pressure and determined the magnitude of the dominant spectral peak exhibited by the averaged power spectra of the pressure signal. It is plotted, normalized by the peak value obtained without air injection, as a function of the air injection rate in Fig. 13. For flow rates larger than about 5 l/min, the peak magnitude is reduced by a factor about 100, which is a vivid indication of the cloud cavitation mitigation. Visually, this corresponds to a complete modification of the cavity appearance, which becomes stable and longer.

Arndt et al. (1993) and, later, Reisman et al. (1997) quantified the noise reduction which could be possibly achieved by air injection, for a cloud cavitation on a stationary foil and on an oscillating foil, respectively. They introduced a dimensionless air flow rate $q = Q/(U_\infty c s)$. It was found that a flow rate q_{lim} of less than 0.001 was sufficient to achieve a substantial noise reduction, in both steady and oscillating foil experiments.

In the present study, for our experimental conditions $-U_\infty = 8$ m/s, $c = 150$ mm, $s = 80$ mm, $5 < Q_{lim} < 6$ l/min $- 8.7 \cdot 10^{-4} < q_{lim} < 1 \cdot 10^{-3}$, which compares favorably with Arndt et al.

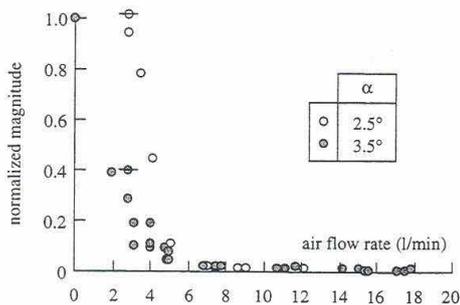


Fig. 13 Normalized magnitude of the dominant spectral peak as a function of the air flow rate – $\sigma = 1.0$, $\alpha = 2.5^\circ$ and 3.5° , $U_\infty = 8$ m/s

(1993) and Reisman et al. (1997) results. Thus, air injection seems to be particularly efficient in suppressing the cloud cavitation.

5 Summary and Conclusions

The unsteady behavior of an attached cavity was experimentally investigated. Attention was focused on the physical mechanisms leading to cloud cavitation. The main results of the present work can be summarized as follows:

- Visualizations by high-speed video and cine enabled to describe the morphology of the cavity. The cloud shedding cycle was described from examining the time evolution of the cavity volume. Two types of interfacial perturbations were observed: a precursor front wave rushing from the cavity rear toward the leading edge, evidencing the re-entrant jet propagation, and, small scale waves travelling on the interface.
- The pressure fluctuations associated with cloud cavitation were examined. This permitted to determine by spectral analysis the cloud shedding frequencies as a function of σ/α and to define the initiation of the periodic regime.
- The re-entrant jet dynamics was studied using surface electrical probes. In particular, its direction of propagation and mean velocity were established. For all the operating conditions, the frequencies of occurrence of the re-entrant jet on the electrodes were found to be equal to the cloud shedding frequencies determined by unsteady pressure measurements. This demonstrated that the cloud shedding was actually driven by the re-entrant jet.
- For the same flow conditions, the gravity effect increases the cloud shedding frequency despite the fact that the cavity interface is expected to be more stable. This might be explained by the earlier collision of the re-entrant jet with the interface. The present result suggests that the role played by the re-entrant jet is preponderant over the interfacial instabilities in the generation of periodic cloud shedding.
- Cloud cavitation was successfully controlled, first, by means of an obstacle fitted on the foil which held back the re-entrant jet, second, by air injection. Air injection appeared to be particularly efficient in suppressing the periodic cloud shedding.

Acknowledgments

Financial support for this research was provided by the Centre National d'Etudes Spatiales (CNES), France. T.M. Pham benefited from a post-doctoral scholarship from CNES. The authors wish to express their gratitude to Dr. G. Albano, from CNES, for his continuous support. They are also grateful to Mr. H. V. Nguyen and Mr. H. Fricou for their support in conducting experiments.

References

- Acosta, A. J., 1955, "A Note on Partial Cavitation of Flat Plate Hydrofoils," *California Institute of Technology, Report N° E-19.9*.
- Arndt, R. E. A., Ellis, C. R., and Paul, S., 1993, "Preliminary Investigation of the Use of Air Injection to Mitigate Cavitation Erosion," *Proceedings of the ASME Symposium on Bubble Noise and Cavitation Erosion in Fluid Systems*, Vol. FED-176, pp. 105–116.
- Avellan, F., Dupont, P., and Ryhming, J., 1988, "Generation Mechanism and Dynamics of Cavitation Vortices Downstream a Fixed Leading Edge Cavity," *Proceedings of the 17th Symposium on Naval Hydrodynamics*, pp. 317–329.
- Brennen, C. E., 1969, "Air and Heat Balance in Cavity Flows," *Journal of Fluid Mechanics*, Vol. 37, pp. 115–127.
- Ceccio, S. L., and Brennen, C. E., 1991, "Observations of the Dynamics and Acoustics of Travelling Bubble Cavitation," *Journal of Fluid Mechanics*, Vol. 233, pp. 633–660.
- Ceccio, S. L., and Brennen, C. E., 1992, "Dynamics of Attached Cavities on Bodies of Revolution," *ASME JOURNAL OF FLUIDS ENGINEERING*, Vol. 114, pp. 93–99.
- Ceccio, S. L., and George, D. L., 1996, "A Review of Electrical Impedance Techniques for the Measurement of Multiphase Flows," *ASME JOURNAL OF FLUIDS ENGINEERING*, Vol. 118, pp. 391–399.
- De Lange, D. F., De Bruin, G. J., and Van Wijngaarden, L., April 1994, "On the Mechanism of Cloud Cavitation—Experiment and Modelling," *Proceedings of the 2nd International Symposium on Cavitation*, Tokyo, Japan.
- English, J. W., 1998, "Air Injection as a Mean of Reducing Propeller Cavitation Induced Ship Vibration," *Proceedings of the 3rd International Symposium on Cavitation*, Apr., Grenoble, France.

- Furness, R. A., and Hutton, S. P., 1975, "Experimental and Theoretical Study of Two-Dimensional Fixed-Type Cavities," *ASME JOURNAL OF FLUIDS ENGINEERING*, Vol. 97, pp. 515-522.
- Huse, E., 1976, "Air Injection to Avoid Cavitation Erosion in Propeller Ducts," *Norwegian Maritime Research*, No. 1, pp. 21-40.
- Jacobsen, J. K., 1964, "On the Mechanism of Head Breakdown in Cavitating Inducers," *ASME Journal of Basic Engineering*, Vol. 111, pp. 291-305.
- Kawanami, Y., Kato, H., Yamaguchi, H., Tanimura, M., and Tagaya, Y., 1997, "Mechanism and Control of Cloud Cavitation," *ASME JOURNAL OF FLUIDS ENGINEERING*, Vol. 119, pp. 788-794.
- Kjeldsen, M., 1997, "Theoretical and Experimental Investigations of the Instability of an Attached Cavity," *Proceedings of the ASME Fluids Engineering Division Summer Meeting*.
- Knapp, R. T., Daily, J. W., and Hamitt, F. G., 1970, *Cavitation*, McGraw-Hill.
- Kubota, A., Kato, H., Yamaguchi, H., and Maeda, M., 1989, "Unsteady Structure Measurement of Cloud Cavitation on a Foil Section Using Conditional Sampling Techniques," *ASME JOURNAL OF FLUIDS ENGINEERING*, Vol. 111, pp. 204-210.
- Larrarte, F., Pauchet, A., Bousquet, Ph., and Fruman, D. H., 1995, "On the Morphology of Natural and Ventilated Cavities," *Proceedings of the ASME Fluids Engineering Division Summer Meeting*, Vol. FED-210, pp. 31-38.
- Le, Q., Franc, J. P., and Michel, J. M., 1993, "Partial Cavities: Global Behavior and Mean Pressure Distribution," *ASME JOURNAL OF FLUIDS ENGINEERING*, Vol. 115, pp. 243-248.
- Okamoto, H., Okada, K., Saito, Y., Takahei, T., 1977, "Cavitation Study of Duct Propellers on large Ships," *Transactions of the Annual Meeting of the Society of Naval Architects and Marine Engineers*, No. 7, pp. 168-191.
- Reisman, G. E., and Grennen, C. E., 1996, "Pressure Pulses Generated by Cloud Cavitation," *Proceedings of the ASME Fluids Engineering Division Summer Meeting*, Vol. FED-236, pp. 319-328.
- Reisman, G. E., Duttweiler, M. E., and Brennen, C. E., 1997, "Effect of Air Injection on the Cloud Cavitation on a Hydrofoil," *Proceedings of the ASME Fluids Engineering Division Summer Meeting*.
- Rusmussen, R. E. H., 1956, "Some Experiments on Cavitation Erosion in Water Mixed With Air," *Cavitation in Hydrodynamics*, NPL, Paper No. 20, pp. 1-25.

**C.2 Annexe A.2 : Journal of the Kansai Society of
Naval Architects of Japan, November,1996, pp 19-24.**

1-14 Trajectory of bubbles under a ship hull and scale effects

Frederique LARRARTE (*Member*), Yoshiaki KODAMA (*Member*) *¹

For energy conservation reasons, viscous drag reduction is of great interest for full scale ships. A lot of references report skin friction or total drag reduction when bubbles are injected into the boundary layer on the hull.

As experiments on a full scale ship are almost impossible and in order to understand how experimental results can be applied to full scale ships, the influence of the hull size on the trajectory of bubbles injected on the bottom of geosim ship hulls was investigated. After a description of the experimental work, the numerical scheme used to compute the bubble trajectories is explained. Then the experimental and numerical results are presented and discussed. The influence of the scale effect and of the injection location is shown.

Keywords : *viscous drag reduction, air injection, bubble trajectories, scale effect*

1. Introduction

For energy conservation reasons, viscous drag reduction is of great interest for full scale ships. A lot of references discuss drag reduction when bubbles are injected into the boundary layer on the hull. Bogdevich²⁾, Guin⁴⁾, Merkle¹¹⁾ and Kato⁶⁾ all report skin friction or total drag reduction when bubbles are injected into the boundary layer on a flat plate. However the experimental conditions are mainly related to skin friction reduction in small scale experimental setups with few indications of bubble trajectories and scale effects.

The Ship Research Institute has focused its research on the applicability of air injection to full size commercial ships. As experiments in a real situation are almost impossible, it is interesting to know how the experimental results obtained in a towing tank can be extrapolated to a full scale ship. Experiments were made with two geosim models. The bubbles trajectories were visualised and the total drag was measured. Using the Navier-Stokes solver NICE, Kodama⁷⁾, it was possible to compute the flow around the two models and a full scale hull. Then the trajectories of bubbles injected below the hull were computed and the

influence of different parameters was ascertained. The influence of the scale effect and of the injection location has been shown. The absence of interaction with the propeller has been checked.

2. Experimental work

The experiments were carried out in a 400 m towing tank with two geosim models of length 4 and 7 m. The hull shape corresponded to the twin-screw, single rudder container ship SR213. Figure 1 shows the body plan, the full scale length is $L_{pp} = 240$ m for a beam $B = 30$ m, a draft $D = 15$ m and a block coefficient $C_B = 0.562$.

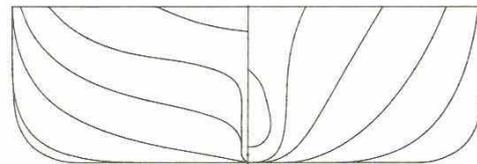


Figure 1 : Hull geometry.

In order to generate bubbles, air was injected into a chamber (Figure 2) located over a porous plate in the hull and characterized by its surface area S_i and its porosity (hole diameter : $2 \mu\text{m}$). The air was forced through the porous plate and produced bubbles. In order to find out the bubble trajectories an underwater camera located on the side of the ship hull (Figure 1) was used. We towed two geosim models of 4 and 7

*¹ Ship Research Institute - Ship Performance Division
Mitaka, Tokyo

m length for three Froude numbers and different air injection rates (Table 1).

Table 1 : Experimental conditions.

porous plate	-0.103	\leq	x/L	\leq	-0.097
	-0.026	\leq	y/L	\leq	0.026
speed (m/s)	0.63	\leq	U	\leq	2.26
Froude number	0.1	\leq	Fn	\leq	0.02725
air rate (l/min)	3	\leq	Q_a	\leq	40
$C_q = Q_a/US_i$	0.012	\leq	C_q	\leq	0.188

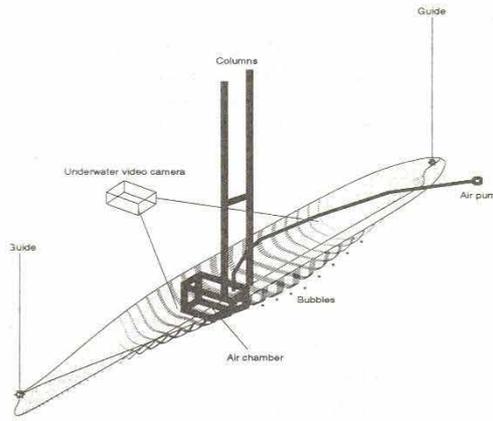


Figure 2 : Experimental setup.

Using a waterproof video camera gives information about the flow below the ship but it can disturb the flow if it is located close to the boat. As the video camera could not be remotely control, changing any parameters (focus, visualization field) was done manually and required a lot of time. The air bubbles were transparent and the visualization field quite large so it was difficult to obtain lighting that gave clear and well contrasted images. Between 5 and 10 frames of each experimental configuration (ship size, Froude number, air rate) were digitized using a capture board. With an image analyser the coordinates of the bubbles visible on the captured frames were picked up and the compilation of all the positions gave the experimental bubble trajectories.

3. Computation of flow field

The flow field was computed using the Navier-Stokes solver NICE, Kodama⁷⁾, which computed the double-model flow around a ship using the pseudo-compressibility and the Baldwin-Lomax eddy viscosity model. Table 2 presents the numerical scheme.

Table 2 : Numerical scheme

Solver	NICE
Model	sr213
Grid	101x25x45
Minimum grid spacing	$\Delta_{min} = \frac{0.005}{\sqrt{Re}}$
Re for 7 m model	$5.74 \times 10^8 \leq Re \leq 17.2 \times 10^6$
Re for 240 m ship	$1.15 \times 10^9 \leq Re \leq 3.46 \times 10^9$
Solution domain	$-1.0 \leq x/L \leq 1.5$ $-1.0 \leq y/L \leq 1.0$
Turbulence model	Baldwin-Lomax

Through numerous comparisons with experiments, it has been confirmed that the code can predict well the flow patterns around fine ratio ships such as those investigated. Figure 3a compares, at section 3/8, the numerical wakes computed with Nice and the results obtained by the Ship Research Association of Japan¹³⁾. The agreement is acceptable close to the hull (into the boundary layer) for estimating the bubble trajectory on the computed results. Figures 3a and 3b show the evolution of the boundary layer thickness.

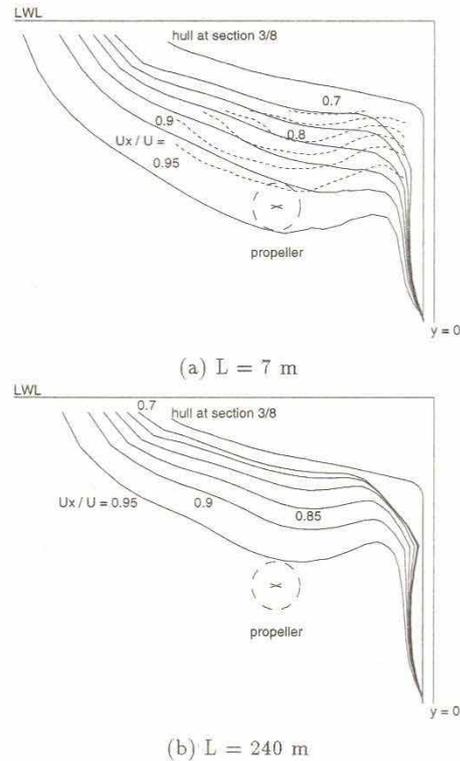


Figure 3 : Comparison of the wake contours, — numerical results, - - SRAJ results.

4. Computation of bubble trajectories

4.1 Equation of bubble motion

When bubbles are injected under a hull, they are subject to different effects. Johnson and Hsieh⁵⁾ proposed an equilibrium relation for cavitation bubbles. This relation can be slightly modified to account for the buoyancy effect and then it becomes the vectorial equilibrium equation of the bubble :

$$\begin{aligned} \frac{1}{2} \times \frac{4}{3} \pi R^3 \rho \frac{dU_b}{dt} &= \frac{1}{2} \rho (U - U_b) |U - U_b| C_D \pi R^2 \\ &- \frac{3}{2} \times \frac{4}{3} \pi R^3 \nabla P \\ &+ \frac{4}{3} \pi R^3 \rho g \\ &+ 2\pi R^2 \rho \times (U - U_b) \frac{dR}{dt} \end{aligned} \quad (1)$$

where U is the fluid velocity, U_b is the bubble velocity and R is the bubble radius. The air volumetric mass and the term $\frac{dR}{dt}$ were considered negligible.

In this equation the pressure gradient and the flow velocity are determined by the mean fluid flow. The injection velocity was not measured during the experiments in the 400 m towing tank and air was just forced through the porous plate so this velocity should be very small and was set at zero during the computations. The influence of the injection velocity was examined at low Froude number (where effects would be expected to be greatest) and found to be negligible.

The integration of the equation of bubble motion was carried out in an Euler-Explicit manner. Based on the computed results, the velocity, pressure, and pressure gradient at the bubble location were computed by interpolation using parametric Ferguson splines in three dimensions.

4.2 Bubble drag coefficient

One of the important parameters of equation (2) is the bubble drag coefficient. Among the relations that give that coefficient, the drag was accounted in relation to the bubble buoyancy and the analytical formulae given by Stokes and Batchelor.

For spherical bubbles whose radii are between 0.7 and 2 cm, Davies and Taylor³⁾ give a formula for the vertical velocity, $U_p = \frac{2}{3} \sqrt{gR}$. If the bubble drag balances the buoyancy force, the drag coefficient, C_D , can be

defined in relation to the bubble radius R and to the bubble speed, U_p , :

$$C_{DD} = \frac{F_b}{\frac{1}{2} \rho U_p^2 \pi R^2} = 6. \quad (2)$$

Batchelor¹⁾ gives an analytical formula for the bubble drag where U_r is the bubble relative velocity and μ the viscosity. Defining the bubble Reynolds number $Re_b = \frac{2RU_r}{\nu}$, the drag coefficient C_D is :

$$C_{DB} = \frac{12\pi\mu RU_r}{\frac{1}{2}\rho U_r \pi R^2} = \frac{48}{Re_b} \quad (3)$$

Magnaudet et al.⁸⁾ proposed :

$$C_{DM} = \frac{48}{Re} \left(1 - \frac{2.2}{\sqrt{Re_b}}\right) \quad Re \geq 50 \quad (4)$$

$$C_{DM} = \frac{16}{Re} (1 + 0.15\sqrt{Re_b}) \quad Re \leq 50 \quad (5)$$

The formulation given by Magnaudet et al. for high Reynolds numbers is an evolution of Batchelor's formula that corresponds to the formulation given by Moore¹²⁾. Moore's formula gives the drag coefficient as : $C_D = \frac{48}{Re_b} + O(\frac{1}{Re_b^{3/2}})$ whereas the relation given by Batchelor is $C_D = \frac{48}{Re_b} + O(\frac{1}{Re_b^{2/2}})$. At low Reynolds number Magnaudet et al.'s formulation is a correlation of their results with an accuracy better than 5%. On the other hand the formula given by Davies and Taylor is clearly different from the two other ones. The bubble drag was not measured in the current experiments and all the formulae have their own justification so the choice of which relation to use requires further discussion.

5. Results and discussion

5.1 Experimental results

For the 4 m model all the flow downstream of the porous plate was visualized in each run. For the 7 m model we were obliged to view the flow first between section 5.5 and 2.5 and afterwards on the aft part. For the longer model views of the bottom of the hull were also made.

Those images gave some information about the bubble behavior. At low speeds the bubble diameters increased with the air rate and the bubbles whose radii were greater than 1 cm did not stay on the bottom (Figure 4a). In this case buoyancy seems to control the behavior of the bubbles such that they escape laterally and rise very quickly as their diameter increases. At

higher speed the air injected under the hull formed a train of bubbles (Figure 4b) parallel to the flow. When the air rate increased, the trains became thicker. Figure 2 shows that it is difficult to measure the bubble radius precisely and individually. When the air forms trains of bubbles, it was not possible to distinguish clearly one train from another. In fact with the setup used at that time only the air rate could be controlled but neither the bubbles size nor their injection velocity.

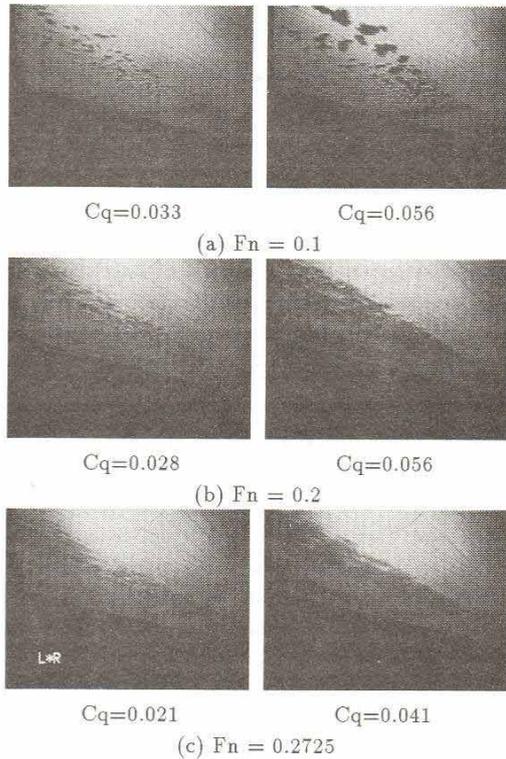


Figure 4 : Bubble behavior on the bottom of the 7 m long model

By reference to the lines drawn on the hull, the bubble radii were estimated to be mainly between 2.5 and 5 mm but there were also very big bubbles ($R \geq 10mm$) that arose very quickly from the extremity of the porous plate. The bubbles created by injecting air through the porous surface did not look as small as the bubbles mentioned by Merkle¹¹⁾ (less than $500 \mu m$) and Kato⁶⁾ (less than $600 \mu m$). The current method produced mainly millibubbles or centibubbles.

As explained previously the bubble trajectories were

compiled from different frames of each situation. The resolution of the digitized frames was 320×240 pixels, the uncertainty on the pixel bubble position is evaluated to be 1 cm. Then on the final position (after pixel-cm conversion) we evaluate it to be between 1 and 2 cm.

The air rate coefficients C_q we used are in the same range of magnitude as those related by Merkle¹¹⁾ but it can be seen from Figure 4 that very big bubbles rise up from the lateral extremity of the porous plate at $Fn = 0.1$. In the opposite way others bubbles (small or injected near the symmetry plane) are kept under the hull. The experimental trajectories are in fact clouds of points and it was not possible to separate the trajectories as a function of the air rate. On Figure 5 it looks like the bubbles are swept farther downstream when Fn increases and, at a given Fn , when the Reynolds number increases. This last point seems to be an indication of a scale effect on the bubble trajectories. However it should be noted that if the points indicate the presence of bubbles, the lack of points in the aft part between the two groups of points on Figure 3f does not mean that there are no bubbles but that we can not identify the presence of any bubbles.

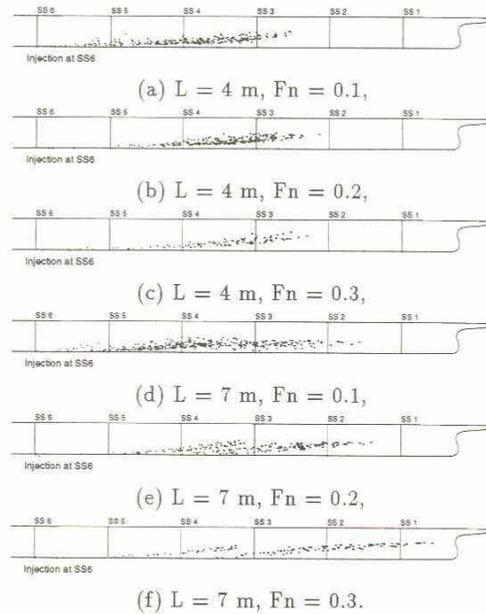
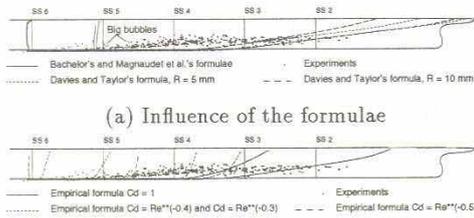


Figure 5 : Experimental bubble trajectories.

5.2 Determination of the bubble drag

Three definitions of the bubble drag have been presented. Figure 4a shows that none of them give numerical trajectories that fitted the experimental points well. Batchelor and Magnaudet et al.'s formulae give too small a drag coefficient while Davies and Taylor's formula give too large a coefficient. After an investigation using different empirical formulations or constant values, it was not possible to find a value that correlated well with the experimental trajectories (Figure 6b). A constant bubble drag coefficient equal to one gives trajectories that seem realistic, so it was decided to use that value for the computations.



(a) Influence of the formulae
(b) Empirical determination of the bubble drag
Figure 6 : Choice of the bubble drag coefficient.

5.3 Scale effect

The main idea is to inject bubbles into the boundary layer whose thickness is considered a function of the flow velocity U , of the kinematic viscosity ν and of the longitudinal coordinate x varying from the bow ($x/L = -0.5$) to the stern ($x/L = 0.5$) where $x_r = x + 0.5L$ and the local Reynolds number is $Re_x = \frac{U \cdot x_r}{\nu}$. The turbulent boundary layer thickness is given by :

$$\delta_{turbulent} = \frac{0.37 x_r}{Re_x^{1/5}} \quad 1/7 \text{ th Power Law (6)}$$

Table 3 : Maximum radius of the bubbles in the turbulent boundary layer

Re	L (m)	R / L in turbulent BL	R / L in viscous sublayer
5.74×10^6	7	4.0×10^{-3}	2.1×10^{-5}
1.15×10^7	7	3.4×10^{-3}	1.1×10^{-5}
1.72×10^7	7	3.1×10^{-3}	0.8×10^{-5}
1.15×10^9	240	1.4×10^{-3}	1.6×10^{-7}
2.30×10^9	240	1.2×10^{-3}	0.8×10^{-7}
3.46×10^9	240	1.1×10^{-3}	0.6×10^{-7}

As the main objective is interaction with the boundary layer it seems logical that to be efficient the bubbles have to be injected there and we can estimate the

maximum radius of a bubble injected into the turbulent boundary layer. At section 6 the non-dimensional thickness is 3 to 4 times smaller for the 240 m long hull than for the 7 m long model.

Figure 7 represents the trajectory of the maximum radius bubble inside the turbulent boundary layer at a given Froude number. The bubbles injected at $ya1 = y/L = -0.026$ beneath the 240 m long hull are kept under the hull longer. At Fn greater than 0.1 the bubbles injected in $ya2 = y/L = -0.006$ under the 7 m long model go to the hull symmetry plane before rising suddenly when those under the 240 m long follow the overhang geometry. Between section 1 and section 0 the trajectories are very close whatever the hull length. The scale effect seems to be almost negligible for bubbles injected near the hull symmetry plane but important for bubbles injected at the extremity of the porous plate. Thus it seems that the closer to symmetry plane the injection is, the longer the bubbles are efficient. One other important thing to remark is that the bubbles are not interacting with the propeller so the potential drag reduction due to the air injection would not be canceled by a modification of the velocity and pressure field on the propeller.

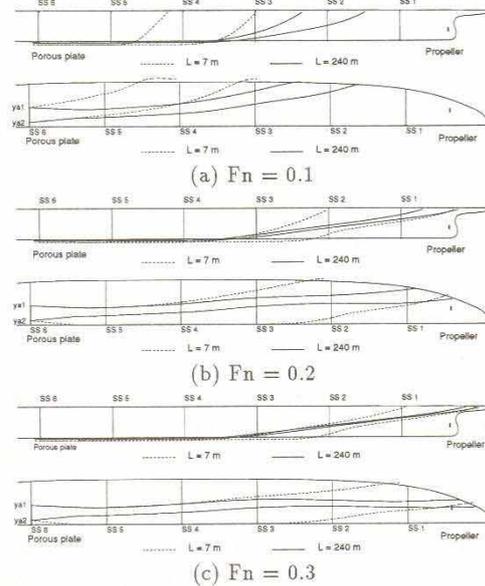
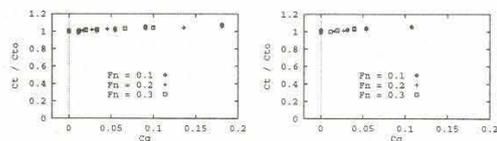


Figure 7 : Bubble trajectory into the turbulent boundary layer.

As explained previously there is a large non homogeneity in the bubbles size even if most of them have a radius between 5 and 10 mm for the 7 m long models (corresponding to bubbles inside the boundary layer), but Figure 8 shows there is no drag reduction (C_{to} is the mean drag without air injection).



(a) 4 m model (b) 7 m model
Figure 8 : Measured total resistance.

How do bubbles reduce the viscous drag? The answer is not clearly established. For Marie⁹⁾ the most probable effects are both a reduction of the local volumetric mass and an increase of the dynamic viscosity and then a sublayer thickening. Marie¹⁰⁾ also explained that for bubbles larger than 50 μm there is no drag reduction. This disagrees with Guin⁴⁾ and Merkle¹¹⁾ who reported reductions with bubbles of radius over 100 microns. Many influences can explain such discrepancies : the orientation (vertical or horizontal flow, plate on top or in bottom) and the ratio between the boundary layer thickness and the bubble radius.

If we consider the viscous sublayer defined by $y^+ \leq 10$ we can calculate the maximum radius of a bubble injected into the turbulent boundary layer and into the viscous sublayer. The last column of Table 3 shows that only microbubbles can be injected into the viscous sublayer but what is more important is that the bubbles inside the viscous sublayer of the 240 m long hull are smaller than 50 μm whereas they are greater for the 7 m long hull.

6. Conclusions

The experimental setup has been described. The photographs show that it is not easy to generate bubbles with well defined parameters nor to visualize them. The experimental results show an influence of the ship scale and the bubbles injected below the 7 m model are kept under the hull farther downstream than bubbles injected under the 4 m model. For a given length we can also see the influence of the flow velocity. How bubbles interact with the turbulent boundary layer or with the viscous sublayer is not clear and we need further experiments to improve our understanding of the

physics of the two-phase flow we create by injecting bubbles under the hull.

There is still a lot of improvements that need to be done but the numerical trajectories fell within the envelope of the experimental points that were measured. They also confirm the importance of the injection location and of the scale effect especially at low Froude numbers. Moreover if we consider the viscous sublayer it is possible that influences which are negative for the model become positive for the 240 m hull.

This research should be continued in order to :

- improve the experimental setup and to control the injection parameters
- have a more realistic computation of the bubbles trajectory
- calculate how the bubbles modify the ship drag.

7. Acknowledgements

The authors wish to acknowledge The Ship Research Association of Japan for allowing them to use their results.

References

- 1) Batchelor, G.K. - 1967, Cambridge Univ. Press
- 2) Bogdevich V.G., Evseev A.R., Malyuga A.G., Mirigenko G.S. - 1977, 2nd Int. Conf. on Drag Reduction.
- 3) Davies, R.M., Taylor, G., (1950), Proc. Royal. Soc. 200-1062.
- 4) Guin M.M., Kato H., Yamaguchi H., Miyanaga M., Maeda M. - 1996, ASME Symp., San Diego
- 5) Johnson V.E., Hsieh T. - 1966, 6th Symp. on Naval Hydro.
- 6) Kato H., Miyanaga M., Yamaguchi H., Maeda M., Guin M.M. - 1995, Adv. in Multiphase Flow.
- 7) Kodama Y. - 1992, J. of SNAJ vol.172.
- 8) Magnaudet J., Rivero M., Fabre J. - 1995, J. Fluid Mechanic, Vol. 284.
- 9) Marié J.L. - 1987, J. of Phys.-Ch. Hydr., Vol. 13.
- 10) Marié J.L. - 1996, Personal communication
- 11) Merkle C.L., Deutsch S. - 1989, Progress in Astronautics and Aeronautics.
- 12) Moore D.W. - 1963, J. of Fluid Mech., Vol. 16.
- 13) SRAJ - 1993, SR213 Final Report, The Ship Research Association of Japan.

C.3 Annexe B1 Nouveaux instruments pour connaître les champs de vitesses et de concentrations, Revue Européenne de Génie Civil, Vol. 9/7-8 – 2005, pp.963-978.

Nouveaux instruments pour connaître les champs de vitesses et de concentrations.

Frédérique Larrarte* — Louis -Marie Cottineau**

* Division eau et environnement

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

route de Bouaye, BP 4129, 44341 Bouguenais Cedex, France

frederique.larrarte@lcpc.fr

** Service Métrologie et Instrumentation

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

route de Bouaye, BP 4129, 44341 Bouguenais Cedex, France

RÉSUMÉ Les prescriptions réglementaires et les impératifs techniques nécessitent une meilleure connaissance du fonctionnement réel des réseaux d'assainissement. Cette connaissance passe par celle de l'hydraulique d'une part et par celle des polluants transportés d'autre part. Elle dépend de la capacité d'un point de mesure à donner des résultats représentatifs, et nécessite la définition de critères facilitant le choix de sites de mesure potentiels. Afin de définir ces paramètres, un protocole d'aide à l'instrumentation, qui utilise les ressources de la mécanique des fluides numérique, est en cours de mise au point. Cela nécessite des données expérimentales. Cet article présente les échantillonneurs des champs de vitesses et de concentrations conçus, développés et utilisés pour obtenir ces données de terrain ainsi que les résultats qui ont été obtenus.

ABSTRACT. Measuring flow-rate and pollutant discharges through sewer networks is required for a number of reasons. The current research project uses numerical and experimental investigations in order to improve the representativeness of the measurements made in sewer networks by taking into account the specificities of every particular candidate site. This paper presents the devices developed to obtain 2D sampling of the velocities and pollutant concentrations and the results themselves.

MOTS-CLÉS : Vitesse, concentrations, échantillonnage spatial, assainissement.

KEYWORDS: *velocity, concentrations, spatial sampling, sewer*

1. Introduction

Les écoulements en réseaux d'assainissement ne sont peut être pas les plus étudiés, pourtant une connaissance précise des flux polluants est importante pour concevoir et gérer ces ouvrages. D'ailleurs, les Arrêtés du 24 décembre 1994 pris en application de la Loi sur l'Eau prescrivent que les systèmes de collecte doivent être munis de points de mesures qui doivent notamment permettre d'évaluer les rejets de polluants au milieu naturel. Ces textes préconisent d'une part une mesure des débits liquides transitant dans les collecteurs et d'autre part une estimation des polluants transportés par l'eau. Les collecteurs étant considérés comme monodimensionnels, on cherche à obtenir une valeur moyenne de la vitesse et de la concentration dans une section, et on les assimile aux résultats fournis par un échantillonnage limité à un seul point (préleveur), ou à un volume, lui-même assez mal défini (vélocimètre à effet Doppler). Il en résulte des mesures assez imprécises. Or des travaux relatés dans la littérature (Wohrle et Brombach, 1991) invitent à étudier la répartition des vitesses et des polluants à travers toute la section.

Un programme de recherches combine actuellement des études expérimentales et numériques afin d'appréhender la répartition des vitesses et des concentrations dans une section, située dans un environnement donné et soumise à des sollicitations hydrauliques connues, pour vérifier la représentativité des capteurs qui peuvent y être implantés (vélocimètres, préleveurs). Le but est de proposer un protocole permettant de qualifier des sections de mesure, et, connaissant le domaine échantillonné par un capteur donné, de définir le traitement à appliquer aux mesures brutes pour obtenir les meilleures estimations possibles des mesurandes (Larrarte et al., 2004).

La principale conséquence de ces objectifs est que l'on a besoin de vues bi ou tridimensionnelles des champs de vitesses et de polluants. Cet article s'intéresse aux travaux expérimentaux dans une section droite de collecteur. Des extrapolations tridimensionnelles ont été faites avec un code de calcul (Jaumouillié, 2003).

2. Inventaire des dispositifs existants

Pour les vitesses, le dispositif présenté par (Hugues et al., 1996) réalise un échantillonnage spatial du champ de vitesses en utilisant un réseau de capteurs Doppler à poste fixe. Nous n'avons pas retenu ce système car le nombre de points de mesure est encore limité et leurs positions ne peuvent être aisément réglées. Des capteurs pulsés à effet Doppler ont récemment

été développés pour des applications en collecteur mais ils ont une faible résolution spatiale et peuvent au mieux être considérés comme des échantillonneurs 1D.

Du point de vue des concentrations, ce sont les polluants associés aux particules en suspension qui posent un problème d'échantillonnage, la phase dissoute étant homogène. (Ashley et al., 1994), (Ahyerre, 1999) ont effectué des prélèvements en plusieurs points mais ils s'intéressaient aux couches très concentrées en matières solides présentes près du fond de certains collecteurs. (Wohrle et Brombach, 1991) et (Verbanck, 1993) ont effectué des échantillonnages spatiaux des solides transportés en suspension ou en phase dissoute mais uniquement par temps sec. Or non seulement les débits sont plus importants par temps de pluie mais c'est également lors des événements pluvieux que le réseau risque de déverser au milieu naturel. Les dispositifs issus de l'hydraulique fluviale tels que celui de (Dijkman et al., 1982) ou les bouteilles Ottman ont une taille incompatible avec leur maniement depuis les regards.

Face à l'inadéquation entre les dispositifs expérimentaux existants et nos objectifs d'échantillonnage quels que soient les débits, nous avons développé nos propres matériels.

3. Développement d'échantillonneurs 2D

La principale contrainte vient des règles de sécurité qui interdisent l'accès aux collecteurs en temps de pluie. Les mesures doivent donc pouvoir être faites alors que seul le regard de visite (dont le diamètre est typiquement de 1 m) est accessible. Le matériel installé dans le collecteur ne doit en aucun cas provoquer d'embacle ni entraver l'écoulement. Enfin il doit résister à la corrosion.

La deuxième contrainte vient du contexte hydraulique. La Figure 1 montre un exemple de données enregistrées sur site. On peut noter que par temps sec les hauteurs et vitesses de l'eau suivent un cycle quotidien alors que dès qu'un événement pluvieux survient, les hauteurs et les vitesses des effluents et donc les débits varient considérablement. Il faut donc que les capteurs utilisés aient une gamme de mesure étendue et que l'échantillonnage spatial permette de balayer toute une surface mouillée de plusieurs mètres carrés. En outre, l'idéal serait que toutes les mesures puissent être faites simultanément. A défaut il convient de les réaliser dans un laps de temps minimum. Le choix a été fait de scinder le problème en deux : le champ de

vitesse est exploré avec un dispositif baptisé Cerbère, le champ de concentrations est échantillonné avec un autre système baptisé Orphée.

Par ailleurs, les parties du montage qui ne peuvent rester dans le collecteur doivent être apportées sur place à chaque expérimentation et donc il convient qu'elles soient aussi maniables que possible.

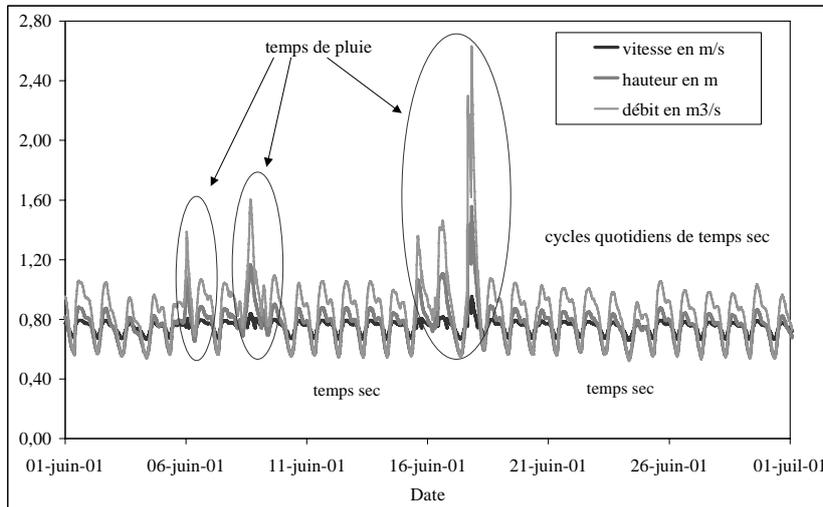


Figure 1. Gammes de hauteurs, vitesses, débits rencontrés sur le site expérimental.

3.1 Echantillonnage des vitesses d'écoulement

Afin d'obtenir une carte de vitesses dans une section droite normale à l'écoulement, cette dernière est discrétisée en points de mesure. Pour cela Cerbère (figure 2) permet de mesurer simultanément les vitesses en trois points situés sur une verticale avec 3 vélocimètres ultrasonores à effet Doppler. Ces capteurs sont fixés tous les 20 cm sur un support vertical. Le déplacement des capteurs est contrôlé depuis l'extérieur du collecteur à l'aide d'un chariot (déplacement horizontal) et d'un double vérin (déplacement vertical).

Il est ainsi possible d'obtenir un profil vertical de vitesses sur toute la hauteur d'eau puis, en déplaçant le chariot, de réitérer cette démarche sur toute la largeur. Il est possible de discrétiser toute la section droite depuis le fond jusqu'à 1,50 m de haut, ce qui correspond à 90% des hauteurs d'eau observées sur une année sur le site d'essai retenu. En chaque point la mesure est effectuée deux fois, et chaque mesure est la moyenne des vitesses instantanées enregistrées pendant 10 secondes. Ce temps d'exposition est conforme aux préconisations de la norme NF EN ISO 748 pour les courantomètres électromagnétiques. Avec cette méthode il faut de 1 à 2 minutes en chaque point ainsi il faut de 45 à 80 minutes pour effectuer toutes les mesures nécessaires à la constitution d'une carte.



(a) En position pour les mesures



(b) quand il rentre dans le collecteur

Figure 2. Cerbère : l'échantillonneur 2D du champ des vitesses.

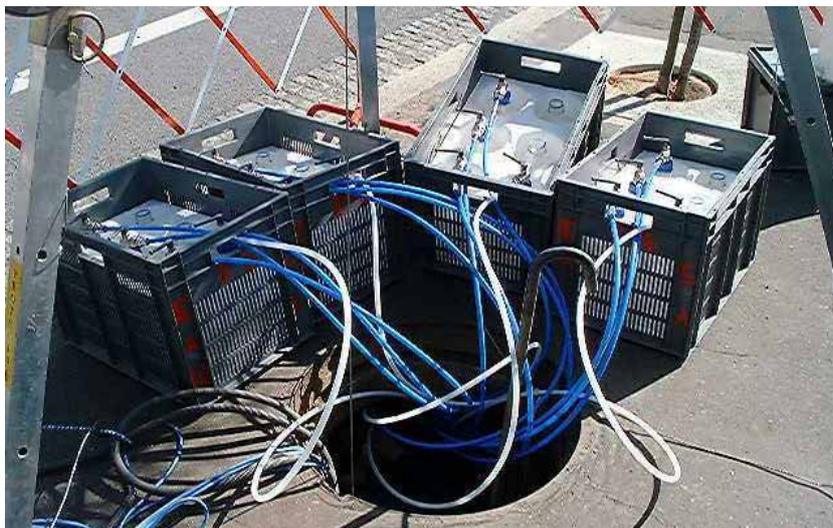
3.2 Echantillonnage des concentrations en matières en suspension

Il est évident que plus il y a de points de prélèvements et plus les résultats sont représentatifs du champ des solides transportés en suspension dans l'écoulement. Cependant, tous les échantillons doivent pouvoir être analysés durant la même demi-journée et aussitôt que possible afin d'éviter toute modification chimique. Le préleveur bidimensionnel Orphée permet jusqu'à 24 prélèvements simultanés dans une section droite de collecteur. Il est composé de 4 faisceaux verticaux de 6 tubes en inox (Figure 3). Chaque tube est connecté à un tuyau en plastique qui remonte à la surface. Chaque faisceau pivote autour d'un axe fixé à la largeur maximale du collecteur (en l'occurrence à 1,76 m du radier). Comme pour les vitesses, il est possible de discrétiser toute la section droite depuis le fond jusqu'à 1,50 m de haut. Les prélèvements sont effectués au moyen de bouteilles de 2,5 l dans lesquelles le vide a préalablement été fait. S'il faut moins de 5 mn pour effectuer tous les prélèvements à partir du moment où les faisceaux sont reliés aux bouteilles et abaissés dans l'écoulement, il faut par contre environ une minute de préparation par point de prélèvement (connections des tuyaux et vide dans la bouteille) avant de pouvoir réitérer l'opération. Les échantillons d'eaux usées sont ensuite analysés en laboratoire en accord avec la norme NF EN 872 afin d'obtenir les concentrations en matières en suspension et en matières volatiles en suspension pour les particules inférieures à 2 mm. Plus le rapport de la deuxième valeur sur la première augmente,

plus les matières en suspension sont organiques. La précision de ces analyses a été évaluée à 10 mg/l.



(a) faisceaux en cours d'abaissement



(b) tuyaux et bouteilles de prélèvement au niveau de la chaussée

Figure 3. Orphée : échantillonneur 2D du champ de concentrations

4. Site expérimental

Le site expérimental est situé sur le collecteur principal longeant la Loire à Nantes, à quelques kilomètres en amont de la station d'épuration, au lieu dit Cordon Bleu. Tous les effluents de la partie nord de l'agglomération y transitent, ce qui représente les effluents de 600,000 équivalent-habitants. La taille du collecteur (2,86 m de haut), la présence d'une banquette

émergée pendant toutes les matinées de temps sec, la situation des regards d'accès sur un trottoir très large rendent ce site favorable à la mise au point et à l'exploitation de matériels expérimentaux novateurs.

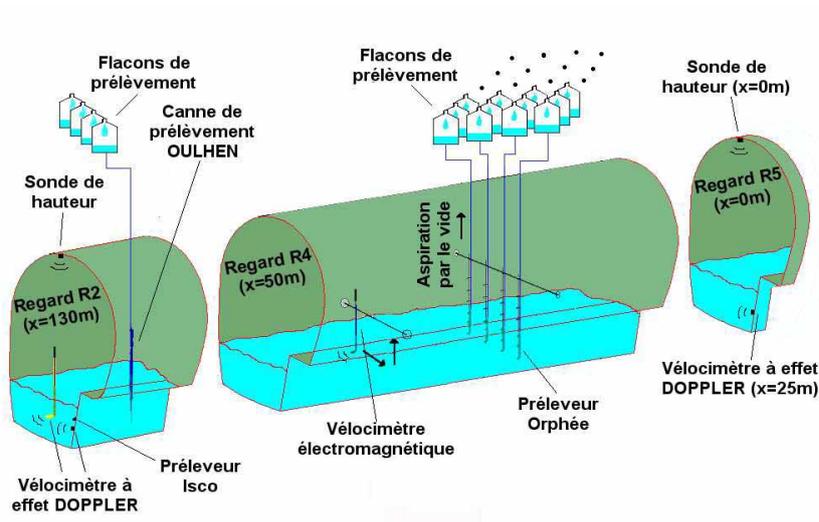


Figure 4. Schéma de l'instrumentation présente sur le site de Cordon Bleu (sauf Cerbère situé à 2 m en aval de Orphée).

Par ailleurs la hauteur et la vitesse de l'eau sont enregistrées en continu. La hauteur est calculée à partir du temps de transit aller-retour d'une onde ultrasonore entre le capteur fixé à la voûte du collecteur et la surface libre. Les vitesses sont mesurées avec un vélocimètre ultrasonore à effet Doppler paramétré pour donner la vitesse maximale dans l'écoulement. Les données sont acquises au pas de 6 mn et permettent de déterminer les débits transitant dans cette section du collecteur. Enfin le site est équipé d'un préleveur automatique installé à poste fixe. Divers autres matériels tels qu'un courantomètre électromagnétique de contrôle ou un échantillonneur unidimensionnel vertical (appelé canne Oulhen) peuvent également être mis en œuvre. La Figure 4 montre un schéma général de l'instrumentation présente sur ce site.

5. Résultats

Les outils expérimentaux décrits ci avant ont été utilisés pour étudier les champs de vitesses et de concentrations.

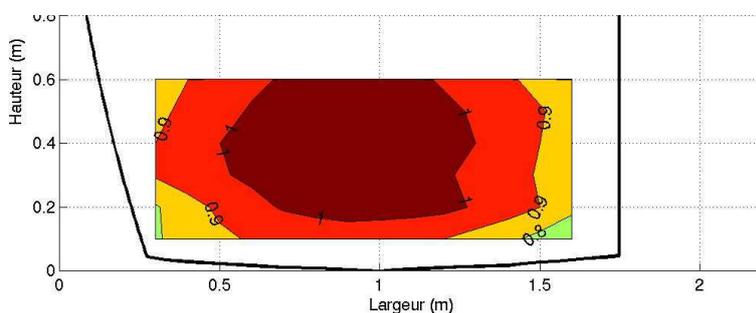
5.1 Cartes de vitesses

Deux mesures de vitesses sont effectuées successivement en chaque point. Si l'écart entre ces deux mesures est supérieur à 0,05 m/s, les capteurs sont nettoyés. Il arrive cependant parfois que de mauvaises mesures soient effectuées et dans certains cas aucune mesure n'a été possible car les encrassements étaient trop fréquents. Compte tenu du grand nombre de points de mesures et afin de favoriser la lisibilité, les résultats sont présentés dans la Figure 5 sous forme d'isovaleurs de vitesses pour diverses situations pluviométriques. Afin de tenir compte des variations de débits durant les mesures, les vitesses sont exprimées comme le ratio V_i/V_{msi} de la valeur V_i mesurée en un point à un instant donné par la vitesse V_{msi} de Manning Strickler calculée en fonction de la hauteur d'eau dans le collecteur à cet instant. La vitesse de Manning Strickler est définie par la relation :

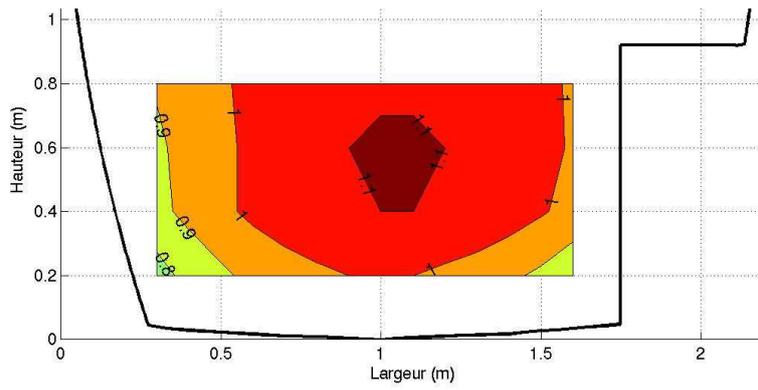
$$V_{ms} = KRh^{2/3}I^{1/2} \quad [1]$$

où $K = 70$ est le coefficient de Manning Strickler (Jaumouillié et al., 2002), Rh le rayon hydraulique et I la pente du radier.

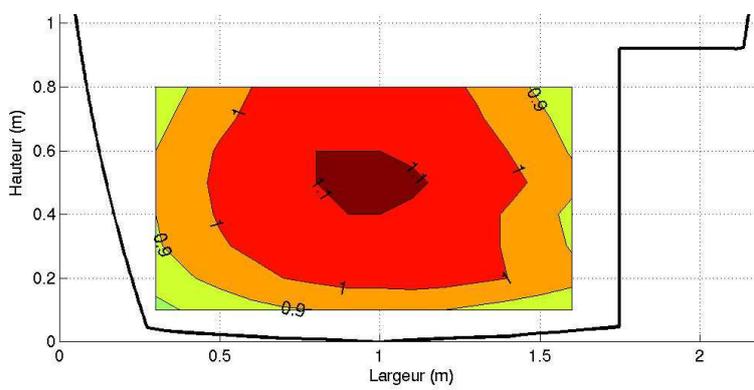
La Figure 5a illustre un des défauts du montage Cerbère. Dans ce cas précis il aurait fallu faire des mesures sur une hauteur supplémentaire (soit à 0,7 m du radier). Seulement les mesures sont faites en se basant sur la hauteur mesurée au début de la campagne expérimentale mais, du fait du caractère instationnaire de l'écoulement, cette hauteur d'eau varie au cours du temps et le nombre de hauteurs de mesures peut s'avérer insuffisant pour appréhender la partie supérieure de l'écoulement. On pourrait palier à cela en effectuant des balayages horizontaux mais, du fait des instationnarités, cela diminuerait la pertinence des profils verticaux qui peuvent être utilisés pour déterminer les frottements pariétaux.



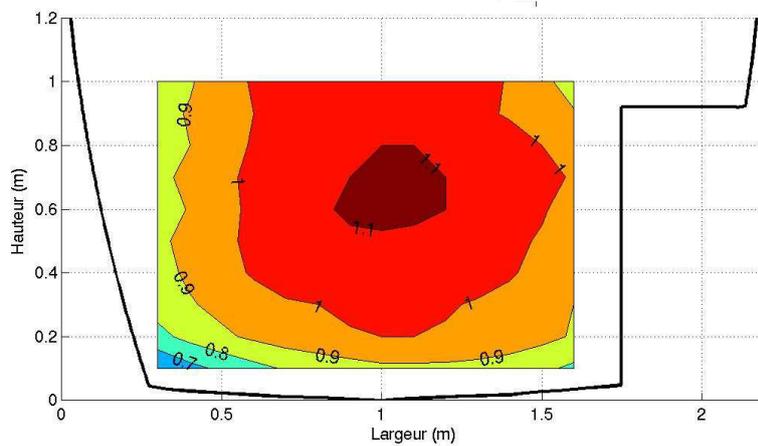
(a) Par temps sec pour une hauteur d'eau croissant de 0,77 à 0,81 m



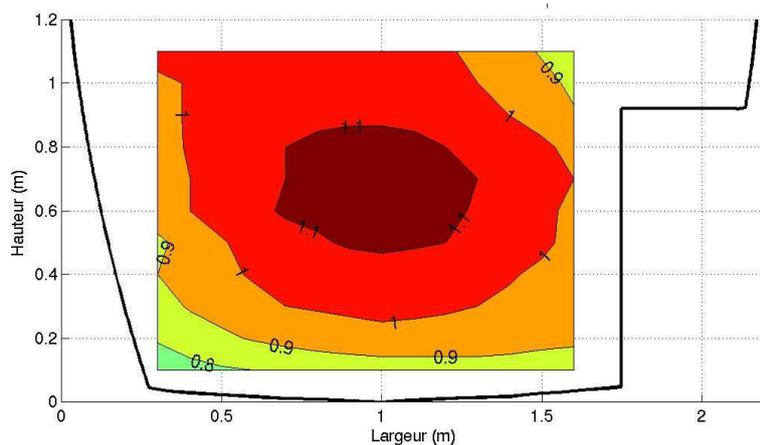
(b) Par temps de Faible pluie pour une hauteur d'eau croissant de 0,86 à 0,97 m



(c) Par temps de faible pluie pour une hauteur d'eau stationnaire à 0,91 m



(d) Par temps d'averses pour une hauteur d'eau croissant de 0,92 à 1,17 m



(e) En fin d'orage pour une hauteur d'eau décroissant de 1,22 à 1,16 m

Figure 5. Cartes d'isovaleurs de vitesses sur le site de Cordon Bleu.

Sur les Figures 5a à 5e, on peut noter l'existence de gradients de vitesses près des parois et l'influence de l'immersion de la banquette qui crée un déficit de vitesses bien marqué comme cela est illustré par les cartes 5d et 5e. On peut également constater que la vitesse maximale se situe au centre de l'écoulement principal entre 50 et 75% de la hauteur d'eau maximale dans le collecteur lors des mesures. La présence du maximum de vitesse en dessous de la surface libre (ce que les anglosaxons appellent dip phenomenon) dans les canaux étroits est mentionnée dès la fin du XIXe siècle par Stearns (1883) et diffère de la situation usuellement rencontrée en rivière. (Nezu et al., 1993) présentent ce phénomène avec des champs de vitesses pour une section transversale dont le ratio de la largeur au miroir sur la profondeur est de 2,5. Pour des sections composées, (Shiono and Feng, 2003) montrent des distributions de vitesses avec une vitesse maximum située entre 0,5 et 0,7 hmax avec d'importants gradients de vitesse et courants secondaires générés notamment par la marche que représente la banquette ;

La vitesse moyenne adimensionnelle V_{moy} / V_{ms} est définie comme suit

$$V_{moy} / V_{ms} = \frac{1}{S_m} \sum \left(\frac{V_i}{V_{msi}} S_i \right) \quad [2]$$

où S_m est la surface mouillée de la section verticale pour la hauteur d'eau maximale lors des mesures, V_{ms} la vitesse de Manning Strickler, V_i la vitesse locale sur l'élément de surface S_i et V_{msi} la vitesse de Manning Strickler calculée en fonction de la hauteur d'eau dans le collecteur au moment des mesures en ce point.

La Figure 6 montre que la moyenne et le maximum des vitesses adimensionnelles V_i / V_{msi} varient linéairement avec la hauteur d'eau maximale dans le collecteur lors des mesures. On constate aussi que la moyenne des vitesses V_i / V_{msi} diffère peu de la vitesse moyenne

adimensionnelle V_{moy} / V_{ms} . Enfin, malgré l'existence de gradients des vitesses, les valeurs restent peu dispersées puisque l'écart type est toujours de l'ordre de 0,11 m/s.

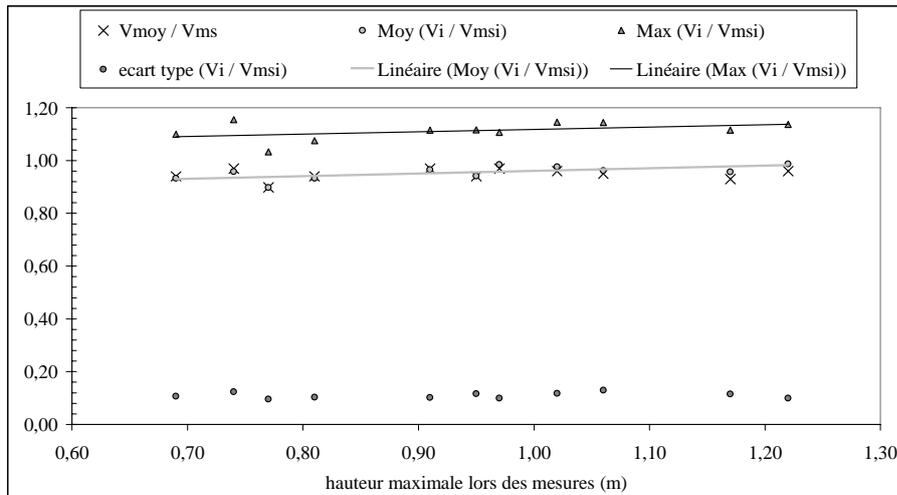


Figure 6. Influence de la hauteur d'eau maximale sur les hétérogénéités.

Le Tableau 1 montre la gamme de hauteur et les vitesses de Manning Strickler associées lors des différentes campagnes de mesures. On observe que, tant par temps sec que par temps de pluie, le ratio V_{moy} / V_{ms} de la vitesse moyenne sur la vitesse de Manning Strickler est sensiblement constant. Ce qui est plus intéressant c'est de noter que le maximum des vitesses locales adimensionnelles V_i / V_{ms} reste sensiblement constant alors que l'écart type, pris ici comme caractéristique des hétérogénéités du champ de vitesse, est compris entre 10 et 13%. Ce qui est représentatif des gradients observés sur la Figure 5. On observe par ailleurs que le ratio de la vitesse moyenne par la vitesse maximale dans la section est toujours de l'ordre de 0,86 ce qui correspond, à 2% près, au ratio de la vitesse moyenne par la maximale, supposée mesurée en surface, pour des canaux découverts à fond rugueux (Norme NF EN ISO 748). Comme indiqué précédemment, la vitesse maximale est ici nettement en dessous de la surface libre.

La Figure 7 montre que, comme on pouvait s'y attendre, le temps nécessaire pour effectuer une carte varie linéairement avec la hauteur d'eau, sauf lors de problèmes techniques ou lorsque des effluents très chargés en macro déchets obligent à d'incessants nettoyages des capteurs.

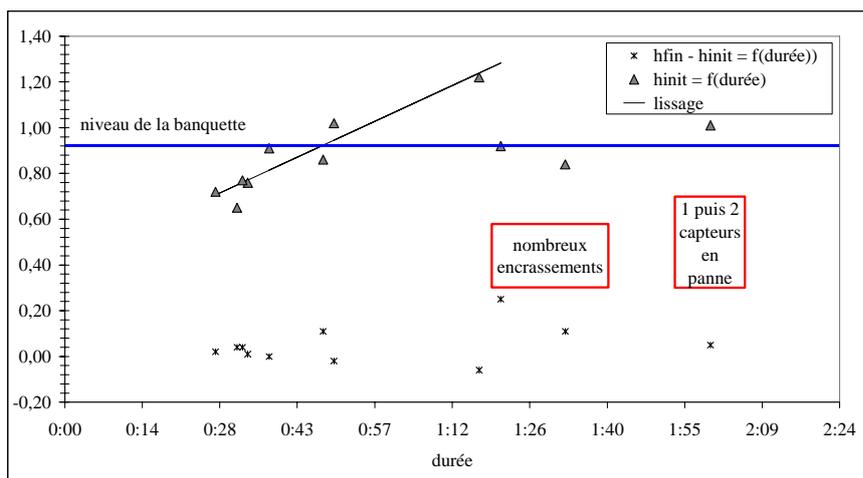


Figure 7. Relation entre hauteur d'eau et durée nécessaire pour effectuer une carte.

Tableau 1 : Evolution du ratio $V_{moy} / \text{Max}(V_i)$

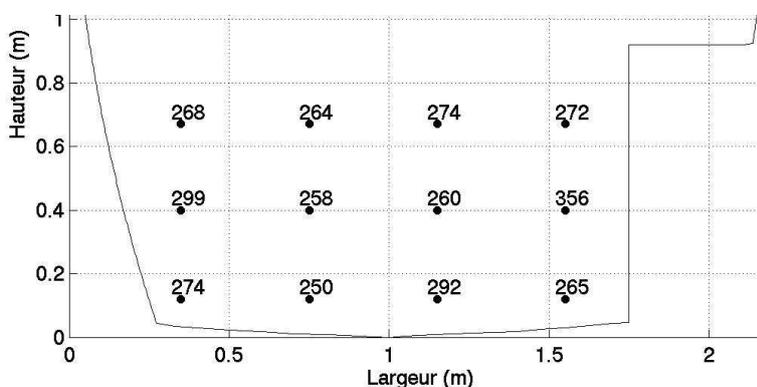
	V_{ms}	V_{ms}	V_{moy} / Max	ecart	$V_{moy} /$		
h_{min}	h_{max}	min	max	V_{ms}	$(\text{Max}$		
m	m	m/s	m/s	$(V_i /$	$V_{ms})$		
				type	(V_i)		
0,65	0,69	0,71	0,73	0,94	1,07	0,10	0,88
0,72	0,74	0,74	0,75	0,97	1,15	0,11	0,84
0,76	0,77	0,76	0,76	0,90	1,03	0,10	0,87
0,77	0,81	0,76	0,77	0,94	1,08	0,10	0,87
0,84	0,95	0,78	0,81	0,95	1,12	0,12	0,85
0,86	0,97	0,79	0,81	0,97	1,11	0,10	0,88
0,91	0,91	0,81	0,81	0,97	1,12	0,10	0,87
0,92	1,17	0,81	0,85	0,95	1,11	0,11	0,83
1,00	1,02	0,82	0,82	0,97	1,15	0,12	0,84
1,01	1,06	0,82	0,83	0,96	1,14	0,13	0,84
1,16	1,22	0,84	0,86	0,98	1,14	0,10	0,86

5.2 Cartes de concentrations

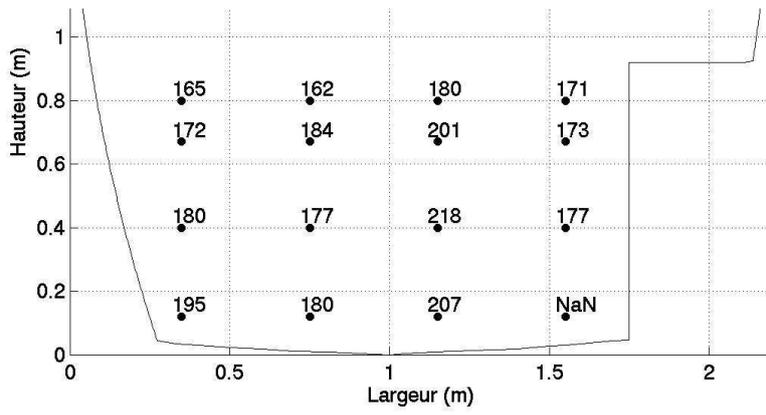
L'échantillonneur 2D Orphée a permis de constituer un jeu de cartes de concentrations correspondant à des conditions météorologiques variées qui vont du temps très sec d'été au

cas des fortes pluies orageuses. Quelles que soient les conditions hydrauliques, aucune sédimentation n'a été observée sur ce site expérimental.

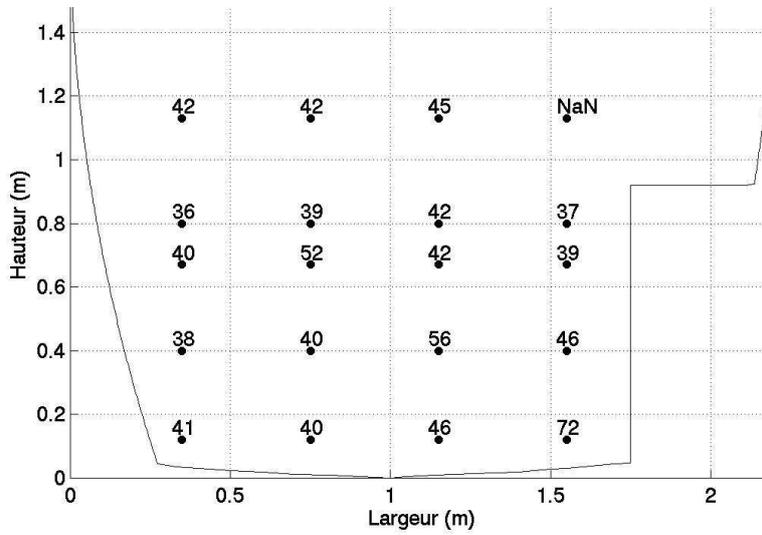
La Figure 8 présente quelques cartes. On constate l'absence de gradient de concentrations même par très forte pluie. Pour les hauteurs d'eau inférieures à 0,95 m, les concentrations moyennes sont comprises entre 250 et 400 mg/l. Cette gamme est plus étendue durant les périodes pluvieuses puisque les concentrations varient de 40 mg/l à 680 mg/l. Les Figures 8c et 8d montrent l'influence de la pluviométrie lors des jours précédents celui où les mesures ont été effectués. Sur la Figure 8c il s'agit de prélèvements effectués lors d'une longue période pluvieuse et ces faibles concentrations pourraient traduire la présence d'eaux claires dues aux infiltrations d'eau du sous sol dans le réseau. On constate que pour la même hauteur d'eau dans le collecteur, les concentrations de la Figure 8d sont plus de dix fois plus importantes, il s'agit là des prélèvements effectués lors d'un événement pluvieux intense survenu suite à une période de temps sec. L'analyse des échantillons montre que lors de la longue période pluvieuse les particules inférieures à 125 microns représentaient 55 à 80% des matières en suspension selon les points de prélèvement alors que ce chiffre chute à 40 à 60% lors de l'événement pluvieux. Les données enregistrées ce jour là par les limnimètres installés sur le site expérimental montrent que la hauteur d'eau dans le collecteur a connu une crue de 50 cm en 90 minutes et la fraction organique est de 70 à 80%. Les prélèvements effectués lors de la très forte averse (Figure 8e) ont eu lieu alors que la hauteur d'eau dans le collecteur a connu une crue de 50 cm en 30 minutes puis une stabilisation de 10 minutes immédiatement avant les prélèvements et les analyses montrent Les concentrations élevées peuvent être imputées au lessivage des surfaces imperméables et à la remise en suspension de particules déposées plus en amont dans le réseau.



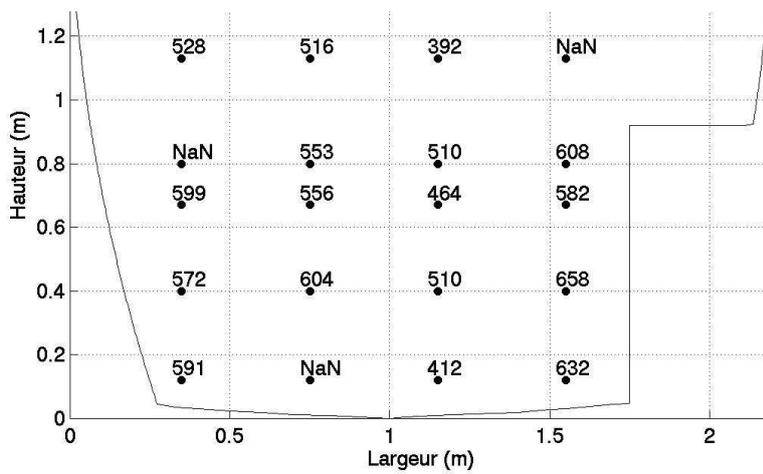
a) Par temps sec



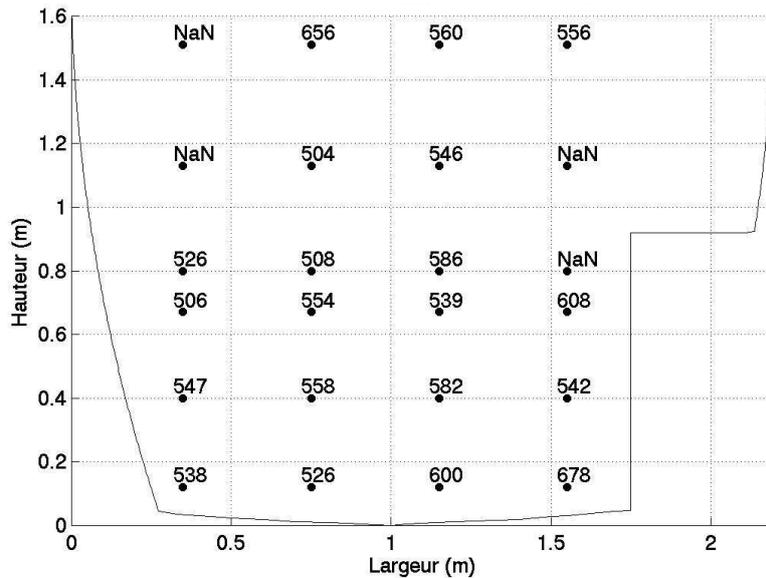
b) Par faible pluie



c) Par faible pluie après une longue période pluvieuse



d) Par forte pluie après une période sèche



e) Lors d'une très forte averse

Figure 8 : Cartes de concentrations sur le site de Cordon Bleu (NaN indique une absence de valeur)

6. Conclusion

Malgré quelques problèmes de fiabilité dus à l'atmosphère corrosive des réseaux, les échantillonneurs 2D Cerbère et Orphée nous ont permis de constituer des collections de cartes de vitesses et de concentrations. Cependant, nous avons pu mettre en évidence diverses améliorations souhaitables comme le fait de pouvoir effectuer simultanément les mesures de vitesses et de concentrations. Pour cela un nouveau prototype est en préparation.

Les mesures effectuées ont montré l'absence de gradient de concentrations sur ce site qui présente un régime hydraulique fluvial mais avec des vitesses suffisamment élevées pour qu'aucune sédimentation et même quasiment aucun gradient de concentration ne puissent être observés. Un nouveau site, présentant une sédimentation intermittente, servira dorénavant pour les campagnes expérimentales.

Les données expérimentales acquises peuvent maintenant servir à caler les résultats d'un code de mécanique des fluides numériques en testant notamment l'influence de modèles de turbulence ou celle des conditions aux limites sur l'écoulement. Ceci servira à la mise au point d'un protocole d'instrumentation des collecteurs (Larrarte et al., 2004).

Remerciements

Les auteurs remercient le GIP GEMCEA (Groupement pour l'Evaluation de la Mesure en Continu dans les Eaux et en Assainissement) pour le soutien apporté ainsi que les personnels du LCPC et de la Direction de l'Assainissement de la Communauté Urbaine de Nantes pour leur aide lors ces travaux

6. Bibliographie

AFNOR, (2002), Norme NF EN ISO 748. 44 pages

Ahyerre M., (1999), Bilans et mécanismes de migration de la pollution organique en réseau d'assainissement unitaire, thèse de doctorat - Université de Paris 6, 250 pages.

Ashley R.M., Arthur S., Coghlan B.P. and McGregor I., (1994), Fluid sediment in combined sewers, *Water Science and Technology*, Vol. 29, No. 1-2, pp. 113-123.

Dijkman J.P., Milisic V., (1982), Investigations on suspended sediment samplers based on measurements in the Danube River., Delft Hydraulics Laboratory and Jaroslav Cerni Institute, S240, February, 39 pages + annexes

Hughes A.W., Longair I.M., Ashley R.M. and Kirby K. (1996), Using an array of ultrasonic velocity transducers to improve the accuracy of large sewer mean velocity measurements, *Water Science and Technology*., Vol. 33, No. 1.

Jaumouillié P., Larrarte F., Milisic V. (2002), New devices for 2D sampling of velocities and pollutant concentrations in sewers, 3rd International Conference on sewer process and networks, Paris, April 2002.

Jaumouillié P., (2003), Hétérogénéités des vitesses et des concentrations dans les collecteurs d'assainissement : application à la mesure des flux polluants, Thèse de doctorat, Université de Bordeaux 1, 233 pages.

Larrarte F., Bonakdari, H., Joannis C., (2004), How can CFD help for designing the implantation of sensors in sewers ?, 4th International Conference on sewer process and networks, Madeire, Novembre 2004.

Nezu I., Tominaga A., Nakagawa H., (1993), Field measurements of secondary currents in straight rivers, *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 119, No 5, May, pp. 598-614.

Shiono K., Feng T., (2003), Turbulent measurements of dye concentration and effects of secondary flow on distribution in open channel flows, *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 129, No 5, May, pp. 373-384

Stearns E. P., (1883), A reason why the maximum velocity of water flowing in open channels is below the surface, Trans. ASCE, Vol. 7, pp. 331-338.

Verbank M.A. (1993), Identification of the depth-dependent transportation of particulate solids in dry weather sewage flows, 6th Int. Conf. On Urban Storm Drainage, Niagara Falls, USA.

Wohrle C. and Brombach H. (1991), Probenahme im abwasserkanal, Wasserwirtschaft, Vol. 81.

C.4 Annexe B2 : Vélocimétrie Doppler : mise au point d'un protocole d'essai en laboratoire, TSM. Techniques sciences méthodes, génie urbain - génie rural No : 6 , 2006, pp : 58 - 65

Vélocimétrie Doppler

mise au point d'un protocole d'essai en laboratoire

F. Larrarte ¹, J-B. Bardiaux ², Ph. Battaglia ^{3,4}, C. Joannis ¹

¹ Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Division eau et environnement
route de Bouaye, BP 4129, 44341 Bouguenais Cedex, France
(frederique.larrarte@lcpc.fr)

² Ecole Nationale du Génie de l'Eau et de l'Environnement de Strasbourg,
Laboratoire des Systèmes hydrauliques urbains
1, quai Koch 67 BP 1039F Strasbourg, France

³ Groupement pour l'Evaluation de la Mesure en Continu dans les Eaux et
en Assainissement, 149 rue Gabriel Péri, 54500 Vandoeuvre les Nancy , France

⁴ CETE de l'Est -LRPC de Nancy,
70, rue de la Grande Haie, 54510 Tombelaine, France

RESUME

Les débitmètres ultrasonores à effet Doppler sont très utilisés pour suivre en continu l'évolution des débits transitant dans des réseaux d'assainissement. Or la plupart de ces appareils mettent en œuvre une mesure indirecte de la vitesse moyenne à partir d'un échantillonnage dans un volume généralement non connu. Il est difficile dans ces conditions de prévoir l'adéquation d'un appareil à un site donné, et a fortiori d'évaluer la précision des résultats obtenus. Une procédure d'essais de laboratoire a été développée et testée pour mesurer les paramètres essentiels pour déterminer le volume échantillonné par un appareil donné.

MOTS CLES

débitmétrie - échantillonnage spatial - effet doppler – protocole d'essais - ultrasons

INTRODUCTION

Les « vélocimètres » qui utilisent l'effet Doppler pour évaluer une vitesse moyenne dans la section d'un écoulement à surface libre ou en charge sont des outils simples, peu onéreux et faciles à mettre en œuvre pour suivre en continu l'évolution des débits transitant dans des réseaux d'assainissement. Ils permettent de réaliser des diagnostics de fonctionnement de réseaux de collecte et peuvent apporter une réponse aux exigences de l'autosurveillance réglementaire des déversoirs d'orage. Ces qualités incitent les fournisseurs à présenter ces matériels comme « prêts à l'emploi » moyennant quelques règles générales (en pratique assez contraignantes) sur le choix des sections de mesure. Mais peu de détails sont fournis sur les caractéristiques métrologiques intrinsèques des appareils. Il est alors difficile d'estimer a priori l'adéquation de ces appareils à un site de mesure donné, surtout s'il s'écarte quelque peu de préconisations du constructeur, et d'évaluer la précision qu'on peut attribuer à la mesure.

Une approche moins empirique de la réponse d'un vélocimètre donné aux conditions d'écoulement rencontrées sur un site donné pourrait donc être utile. Pour cela il faut pouvoir prévoir la réponse d'un capteur à des contextes hydrodynamiques décrits par un champ tridimensionnel de vitesses, et donc connaître le volume échantillonné, et la pondération des mesures effectuées à l'intérieur de ce volume. En effet la plupart de ces appareils réalisent en réalité une mesure intégrée à l'intérieur d'une zone de mesure en forme de tronc de cône, avec une pondération en faveur des vitesses mesurées sur les points les plus proches du capteur.

Pour répondre à cet objectif on a cherché à mettre au point des tests de laboratoire permettant de mesurer des paramètres caractéristiques du fonctionnement de vélocimètres à effet Doppler intégrés dans des débitmètres. Ces tests ont pour vocation première de caractériser un modèle d'appareil donné. Ils peuvent éventuellement servir à vérifier la conformité d'un exemplaire à ces spécifications. Ils ne sont pas transposables directement en termes de performances, car celles-ci dépendront in fine des caractéristiques du site sur lequel sera implanté l'appareil (Joannis, 2001).

PRINCIPE DE LA DEBITMETRIE DOPPLER ET PARAMETRES D'ETUDE

Avant de présenter la démarche mise en œuvre et ses résultats, il est utile de rappeler quelques principes de base et de définir les paramètres étudiés. Ces paramètres sont conformes à la spécification technique ISO/TS 15769 :2000.

Principe de la vélocimétrie Doppler

Un vélocimètre à effet Doppler est un appareil qui émet des ondes ultrasonores à la fréquence f_s (en général entre 0,5 et 1 MHz). Lorsqu'elles rencontrent un contraste de densité (constitué en pratique par des particules pouvant être solides ou gazeuses), les ondes sont réfléchies avec une fréquence $f_s + f_{D,n}$ où $f_{D,n}$ est proportionnelle à la vitesse de la particule en direction du capteur (vitesse radiale V_r) soit

$$V_r = \frac{c \times f_{D,n}}{2 \times f_s}.$$

Où c est la célérité des ultrasons, f_s la fréquence d'émission, $f_{D,n}$ la différence entre les fréquences d'émission et de réception.

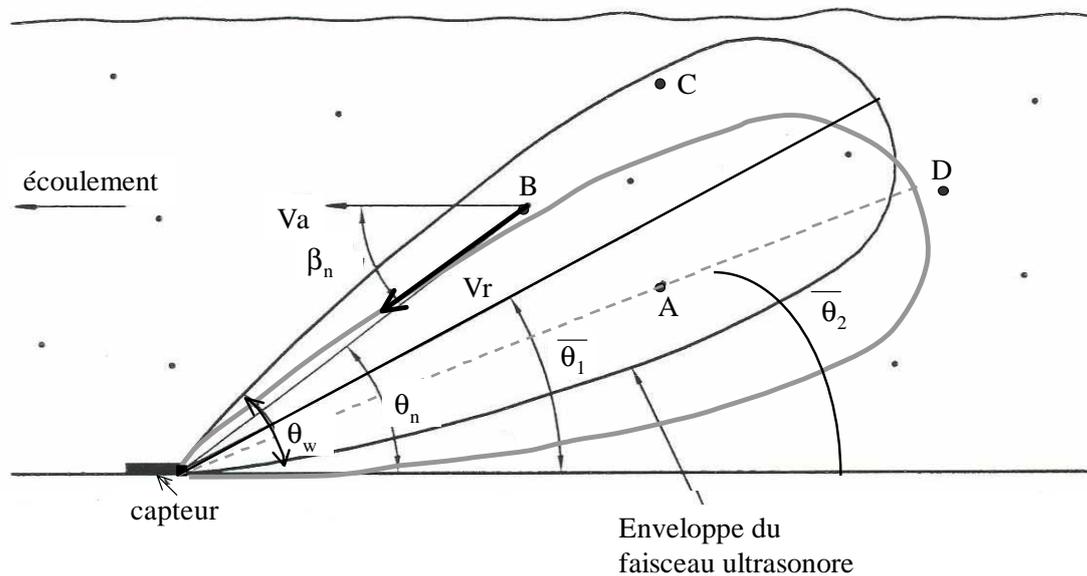


Figure 1 : Description des principaux paramètres (d'après la spécification technique ISO/TS 15769 :2000).

La grandeur que l'on cherche à mesurer étant la vitesse V_a dans l'axe de l'écoulement, celle-ci est calculée à partir de la vitesse radiale par

$$V_a = V_r / \cos \beta_n,$$

Où β_n est l'angle, dans l'espace tridimensionnel, entre la direction de déplacement de la particule n et la droite joignant le capteur à la particule.

Pour les conditions de pose classiques, l'angle β_n est identifié à l'angle θ_n , situé dans le plan de symétrie verticale du capteur, qui lui-même est assimilé à l'angle d'émission $\bar{\theta}$ du capteur même si en toute rigueur ceci n'est vrai que pour les particules situées sur l'axe du cône d'émission (Figure 1).

On notera que cette technique repose sur l'hypothèse fondamentale que les particules entraînées par le fluide ont la même vitesse V que lui.

Angle d'émission

L'angle d'émission est l'angle entre l'axe du faisceau ultrasonore, et un plan de référence, défini par la géométrie du capteur. Ce plan de référence est celui de la surface d'appui du capteur sur le canal de mesure. Dans les montages les plus courants ce plan correspond au radier du canal. Il est à prendre en compte, en liaison avec l'ouverture du faisceau, dans le calcul de la vitesse axiale, surtout si les conditions d'installations modifient sensiblement l'angle « naturel » incorporé au capteur. Par ailleurs, en liaison avec la portée, il a une influence décisive sur la zone échantillonnée par le capteur, exprimée en termes de hauteur au dessus du radier si on considère une fixation usuelle au radier. La Figure 1 montre qu'à portée égale l'angle d'émission $\bar{\theta}_2$ ne permet pas d'atteindre la particule C située près de la surface libre.

Ouverture du faisceau

L'ouverture du faisceau est l'angle au sommet du volume échantillonné par le capteur, assimilé à un cône. La délimitation de ce cône comporte une part d'arbitraire. En effet les ultrasons émis se répartissent dans l'espace de manière non uniforme mais continue. Un cône d'émission peut alors être défini comme l'ensemble des points de l'espace recevant au moins une partie de la puissance émise. Mais, en pratique, la zone échantillonnée doit inclure non seulement l'émission, mais aussi la réflexion et la réception. On peut alors définir un cône de mesure par la limite de détection (et de mesure correcte de la vitesse) d'une particule isolée. Cette définition dépend de la sensibilité du capteur en réception, ce qui correspond mieux aux objectifs poursuivis. Mais cette limite de détection risque d'être tributaire de la qualité de la cible (fenêtre de mesure), et notamment de sa taille. En pratique, ce point n'a pas posé de problème particulier car une décroissance brutale du signal a été observée. Ce qui permet de définir une limite du cône de mesure dépendant peu des cibles utilisées.

Ce paramètre définit l'extension transversale maximale du volume échantillonné. Il doit être complété par la portée, définie par un critère analogue, et par une estimation de l'effet de masque de la concentration en particules sur l'atténuation du signal de retour. Dans l'exemple

de la Figure 1, la particule C est en bordure du cône d'angle d'émission $\bar{\theta}_1$ et d'angle d'ouverture θ_w .

Portée

Le problème de la définition de la portée est analogue à celui de l'ouverture du faisceau, et on peut là aussi adopter une définition en terme de détection de particule en réception. Le problème est un peu plus ardu du fait d'une transition assez progressive, pour certains capteurs, de la zone de détection vers la zone de non détection dans la direction radiale. Ce paramètre est néanmoins capital, en relation avec l'angle d'émission et l'angle d'ouverture, pour la définition de la zone échantillonnée, appelée enveloppe dans la spécification technique ISO/TS 15769 :2000. Ainsi sur la Figure 1, les particules A, B et C sont à portée du capteur. La particule D est hors de portée.

Pondération entre les échos

Dans le volume de mesure, les ondes ultrasonores subissent une atténuation importante en fonction de la distance, en raison de leur répartition dans un espace de plus en plus grand, et de leur absorption par les particules : les particules les plus éloignées reçoivent une puissance réduite, qui sera encore atténuée sur le trajet de retour. Il en résulte une pondération physique du mesurande, qui sur-représente les vitesses proches du capteur par rapport aux vitesses éloignées, alors même que ces dernières sont souvent plus représentatives de la vitesse moyenne de l'écoulement. Cette pondération doit être corrigée dans la mesure du possible par le traitement du signal associé au capteur. Il faut donc pouvoir caractériser l'efficacité de ce traitement. Comme il est souvent paramétrable, une caractérisation basée directement sur les résultats fournis par un capteur dans des conditions prédéfinies dépendra du paramétrage. Mais la modification des paramètres ne rentre pas dans le cadre d'une mise en œuvre simple, on peut se limiter à des tests réalisés avec un paramétrage « sortie d'usine ». Une alternative serait l'évaluation directe des algorithmes de traitement incorporés dans la capteur, mais ceux-ci ne sont bien sûr pas accessibles.

Effet d'écran

Comme mentionné plus haut, le volume échantillonné en pratique dépend de la répartition spatiale de la puissance émise et de la sensibilité du capteur en réception, mais aussi de l'atténuation du signal à l'aller et au retour par la charge de l'effluent en particules.

Cet effet est a priori indépendant du capteur, et peut être évalué à partir des lois d'atténuation des ondes ultrasonores. Mais il faut connaître les caractéristiques acoustiques des particules transportées en suspension dans les effluents. Une évaluation indirecte de l'absorbance de la suspension à partir de la concentration et des caractéristiques des particules (taille, impédance acoustique) est délicate. Nous avons donc intégré dans cette étude une tentative de mesure directe de l'atténuation. Cette étude est une première approche qui doit être affinée, avant d'essayer de traduire ces résultats en terme de portée.

METHODES

Principes des tests

Des tests ont été conçus pour évaluer les divers paramètres décrits ci-dessus.

Un principe général a été utilisé dans la plupart des cas. Il s'agit de mesurer la réponse d'un capteur à une cible localisée, en fonction de la position de la cible relativement au capteur. Le capteur est excité par son électronique associée dans les conditions habituelles de la mesure. La cible est constituée par un écoulement confiné dans un tube, dont seule une longueur limitée est accessible aux ultrasons. La vitesse de l'écoulement est connue et modifiable: elle constitue le mesurande.

Cette cible est immergée dans un volume d'eau immobile, assurant la transmission des ondes ultrasonores. On a vérifié que cette eau immobile ne perturbait pas les capteurs, car ils n'intègrent pas les vitesses nulles dans leur traitement du signal. Le déplacement relatif de la cible par rapport au capteur est obtenu en déplaçant le capteur par rapport à une cible fixe, de manière à explorer le volume de mesure, et à en détecter les limites (Figure 2).

Un principe différent a été utilisé pour mesurer l'absorbance des eaux résiduaires : il s'agit d'une mesure en transmission entre de deux transducteurs, excités dans des conditions standardisées, et immergés dans une colonne remplie d'une suspension homogénéisée.

Dispositifs expérimentaux

Banc d'essai de caractérisation des capteurs

La cuve d'essai (Figure 2) de 20 m³, a été développée sur la base des travaux réalisés par (Larrarte et al., 2001a). Les cibles sont constituées par des tubes de PVC de 32 mm de diamètre interne, sur le coté desquels une fenêtre de 20 cm de long est découpée, et recouverte d'un film. Celui-ci isole l'écoulement de l'eau extérieure, sans absorber les ultrasons. L'écoulement est chargé de microbilles de polystyrol, dont le diamètre est inférieur à 800 microns, à une concentration de 4 g/l pour assurer des échos de bonne qualité. Le dispositif comporte une ou deux cibles, alimentées par des circuits de pompage indépendants.

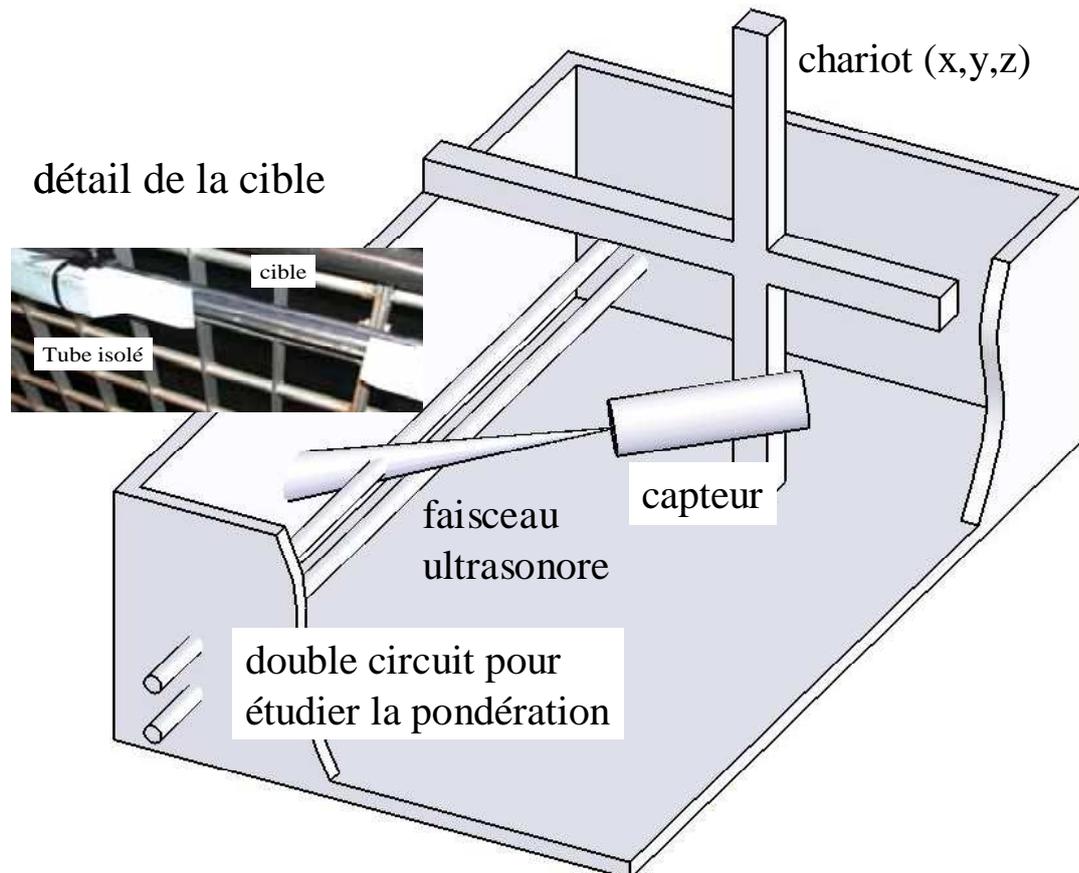


Figure 2 : Banc d'essais des débitmètres ultrasonores à effet Doppler.

Colonne pour la mesure d'absorbance des eaux résiduaires

Pour mesurer l'absorbance, deux sondes piézo-électriques sont positionnées face à face dans une colonne. Un générateur de signal permet d'envoyer à la sonde émettrice un train d'ondes ultrasonores, de fréquence et d'amplitude souhaitée. Un oscilloscope à mémoire permet d'enregistrer les trains d'ondes émises et reçues. En comparant l'amplitude entre les signaux en eau claire et ceux dans l'eau chargée de particules, il est possible de déterminer l'absorbance des ultrasons par les particules présentes en suspension dans les eaux usées.

Modes opératoires

Angles d'émission et d'ouverture du cône

Les mesures de l'ouverture du faisceau ultrasonore sont déduites de l'observation de l'intersection entre le cône ultrasonore et le plan contenant la cible et parallèle aux déplacements du capteur. Si l'on se place dans ce plan on a la situation schématisée par la Figure 3a, et dans un plan perpendiculaire la situation schématisée par la Figure 3b.

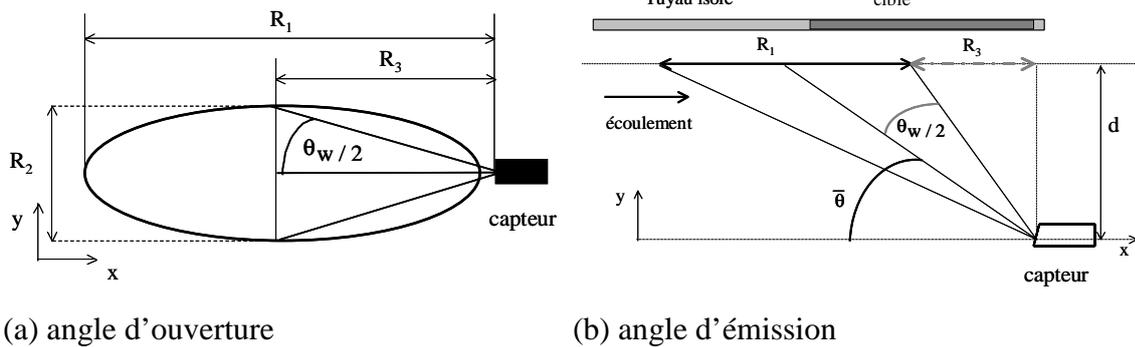


Figure 3: Détermination des angles d'émission et d'ouverture.

A partir des dimensions de l'ellipse il est possible de déterminer expérimentalement l'angle

$$\text{d'ouverture } \theta_w : \operatorname{tg}\left(\frac{\theta_w}{2}\right) = \frac{R_2}{2R_3},$$

$$\text{puis l'angle d'émission } \operatorname{tg}\left(\bar{\theta} + \frac{\theta_w}{2}\right) = \frac{d}{R_3} \text{ ou } \operatorname{tg}\left(\bar{\theta} - \frac{\theta_w}{2}\right) = \frac{d}{R_3 + R_1}.$$

Cette manière de déterminer l'angle d'émission est longue car la détermination précise de R_1 , R_2 et R_3 est fastidieuse. L'autre méthode consiste à faire pivoter le capteur avec un angle de tangage $\phi_y = \pm 45^\circ$.

On a alors

$$V_2 = V \times \cos(\bar{\theta} + 45^\circ) = \frac{c \times f_D (\bar{\theta} + 45^\circ)}{2 \times f_s} \text{ et } V_3 = V \times \cos(\bar{\theta} - 45^\circ) = \frac{c \times f_D (\bar{\theta} - 45^\circ)}{2 \times f_s}$$

$$\text{donc } \tan \bar{\theta} = \frac{V_2 - V_3}{V_2 + V_3}$$

Cette méthode n'est pas applicable avec des capteurs dont l'angle d'émission est proche de 45° car l'angle $(\bar{\theta} + 45^\circ)$ crée un faisceau quasiment perpendiculaire à l'écoulement et donne des mesures proches de zéro.

Par ailleurs, l'utilisation des relations précédentes permet d'extraire une relation explicite donnant θ_w , l'angle d'ouverture du cône, sans avoir à mesurer R_3 .

$$\text{On a } \theta_w = \arccos \left(\frac{\cos(2\bar{\theta}) + \left(\frac{2d}{R_1}\right) \sqrt{\sin^2(2\bar{\theta}) + \left(\frac{2d}{R_1}\right)^2}}{1 + \left(\frac{2d}{R_1}\right)^2} \right).$$

Portée

La portée maximale est atteinte lorsque le capteur n'est plus capable de lire, dans de bonnes conditions, la vitesse imposée et contrôlée. Elle est déterminée en éloignant progressivement le capteur de la cible, située dans son axe de tir. Mais le comportement des capteurs du commerce en limite de portée varie. Pour certains d'entre eux, la situation est claire : une erreur est générée et aucune valeur n'est fournie. Pour d'autres une valeur est fournie quoiqu'il arrive, accompagnée éventuellement d'un indice de qualité. Dans ce cas la limite de portée a été définie de manière arbitraire, par un écart de 20 % entre la valeur fournie par le capteur et la valeur de référence imposée dans la cible.

RESULTATS

Appareils testés

Afin de vérifier la polyvalence de la procédure de tests, les essais ont été effectués avec des vélocimètres commerciaux dont la fréquence d'émission et la vitesse recherchée sont données dans le Tableau 1. Selon le capteur, la vitesse recherchée est soit la vitesse maximale soit la vitesse moyenne.

Capteur	Marque et modèle	Paramètres
A	Sygma 950	f : 1 Mhz, vitesse mesurée: Vmoy
C	Isco 4250	f : 0,5 Mhz, vitesse mesurée: Vmoy
D	Mainstream	f : 1 Mhz, vitesse mesurée: Vmax

Tableau 1: Caractéristiques des vélocimètres

Angle d'émission, angle d'ouverture du faisceau

Le tableau 2 présente les résultats obtenus et montre que les angles d'émission et d'ouverture sont proches de ceux trouvés par (Larrarte et al., 2001a) et (Larrarte et al., 2001b) lors de travaux très préliminaires à ceux ci.

Capteur	Angle d'émission (°)	Angle d'ouverture θ_w (°)
A	15	17
C	31	10
D	14	24

Tableau 2: Angles d'émission et d'ouverture.

Portée

La Figure 4 illustre les deux approches choisies par les fabricants et les résultats obtenus avec les capteurs A, C et D. En conclusion, deux des capteurs testés ici ne permettent pas de mesurer une vitesse au delà de 0,80 ou 1,3 m respectivement, dans des conditions favorables d'eau claire. Le troisième capteur donne une mesure correcte alors qu'il est à plus de 3,5 m de la cible et ce malgré une puissance de signal diminuée de moitié. Cette conclusion est importante pour les mesures réalisées par vélocimétries à effet Doppler dans les collecteurs de gros diamètre lors d'évènements pluvieux qui génèrent des hauteurs d'eau importantes : la zone de vitesse maximum est alors hors de portée de certains capteurs.

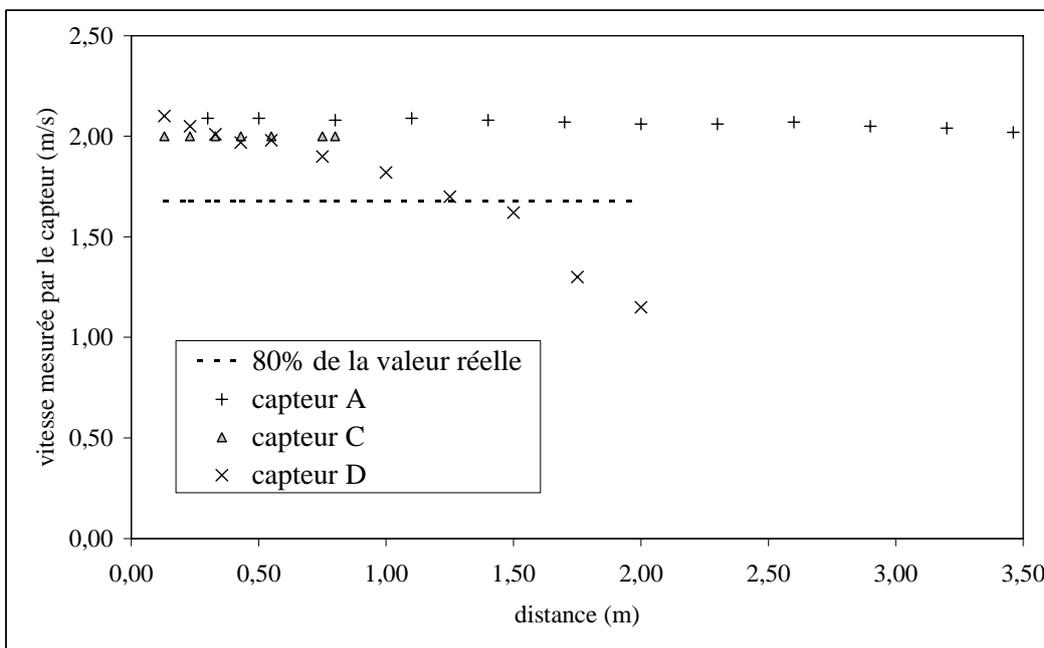


Figure 4 : Portée des capteurs

Pondération

Un test complet de pondération nécessiterait de mesurer la réponse du capteur à des configurations comportant deux cibles ou plus, situées à des distances différentes, et soumises

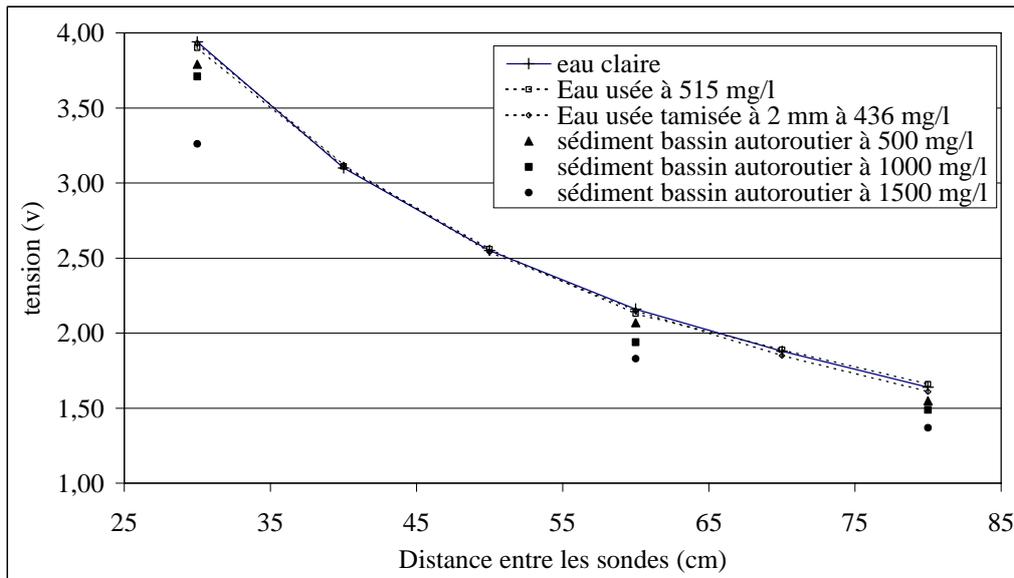
à des vitesses différentes. Cela n'a pu être réalisé dans le cadre de cette étude qui s'est limitée à un test préalable, avec deux cibles situées côte à côte à une distance de 50 cm du capteur, mais soumises à des vitesses différentes. Le but était de vérifier la nature du paramètre mesuré par les capteurs (vitesse moyenne ou vitesse maximum) dans des conditions idéales où la distance n'intervenait pas. Les résultats présentés dans le tableau 3 mettent en évidence que le capteur D saisit bien la vitesse maximale. Les capteurs A et C donnent pour une lecture de la vitesse moyenne, présentent des algorithmes différents. La vitesse mesurée par le capteur C a toujours répondu à la relation $V = aV_1 + bV_2$, avec $a+b=1$ où a et b représentent les proportions de particules animées des vitesses V_1 et V_2 respectivement. Donc pour deux cibles de même taille avec des concentrations identiques, on obtient bien $V = 0,5 V_1 + 0,5 V_2$. Ce résultat fut mis en évidence par l'utilisation de cibles de taille différentes. Par contre le capteur A effectue une pondération plus complexe puisqu'il n'a pas été possible de trouver une relation linéaire entre la vitesse mesurée V et les cibles animées des vitesses V_1 et V_2 . Des essais complémentaires doivent permettre de comprendre si la pondération dépend de la qualité (puissance) du signal reçu.

Capteur	Vitesse recherchée	Résultat de la pondération
A	$V_{moy} = 0,50V_1 + 0,50V_2$	$V \neq aV_1 + bV_2$
C	$V_{moy} = 0,50V_1 + 0,50V_2$	$V = aV_1 + bV_2$
D	V_{max}	V_{max}

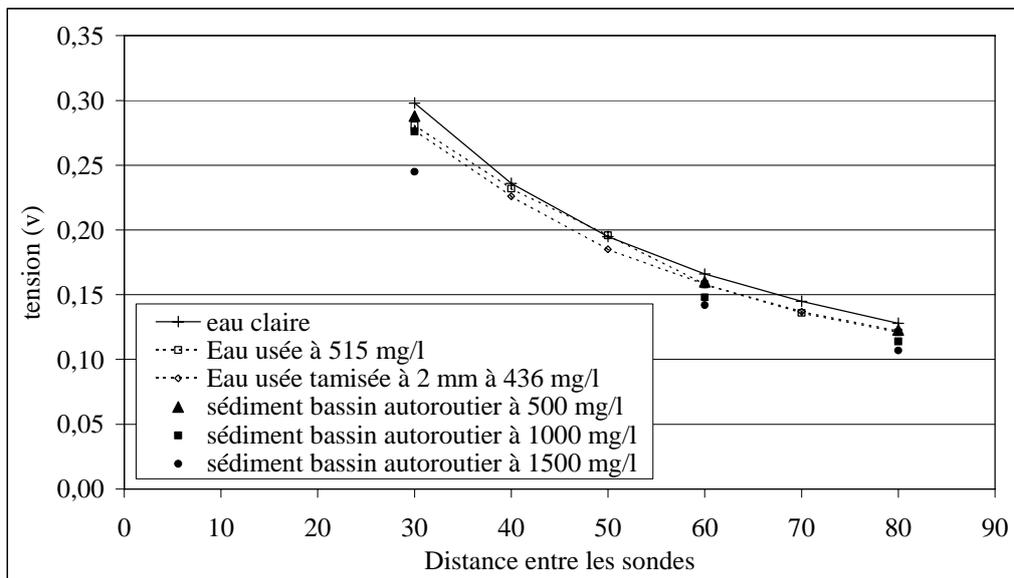
Tableau 3: Pondération de deux signaux

Absorbance

L'évolution du signal de réception en fonction de l'éloignement des sondes a été étudié pour les eaux usées provenant de la bêche d'un poste de refoulement en réseau séparatif eaux usées pour une concentration de 515 mg/L et les sédiments d'un bassin autoroutier. La Figure 5 montre qu'à **500 kHz l'atténuation des ultrasons par les eaux usées est négligeable**, puisque l'on retrouve les mêmes courbes qu'en eau claire, aux incertitudes de mesures près, alors que l'atténuation est clairement présente pour les sédiments et qu'elle augmente très vite avec la concentration. Pour les sondes à 1 MHz l'absorbance due aux eaux usées reste inférieure à 5% . Ces résultats sont en accord avec les travaux de (Burgert, 1996) et (Bouye et Moreau, 1996).



(a) fréquence d'émission 500 kHz



(b) fréquence d'émission 1 MHz

Figure 5 : Evolution du signal de réception en fonction de l'éloignement des sondes pour des eaux usées.

CONCLUSION

Le protocole de tests proposé s'inscrit directement dans le champ de la spécification technique ISO/TS 15769 :2000 et permet de mesurer certaines caractéristiques intrinsèques des capteur:

- l'angle d'émission,
- la portée,
- l'angle d'ouverture du faisceau ultrasonore,

Pour la pondération des échos, des résultats préliminaires montrent tout l'intérêt de ce paramètre, même s'il est difficile à définir et à appréhender. Enfin on dispose de données sur l'absorbance des eaux résiduaires vis à vis des ultrasons. Les travaux seraient à compléter et à poursuivre pour traduire ces informations en termes de portée.

Quoiqu'il en soit les éléments disponibles montrent la faisabilité d'une caractérisation des capteurs, et peuvent d'ores et déjà être utilisés par les maîtres d'œuvre lors du choix de sites, de méthodes et de capteurs adaptés au cas par cas à l'objectif général du mesurage des débits en collecteurs.

REMERCIEMENTS

Le banc d'essais a été construit à Obernai, par l'ENGEES, le LCPC et le GEMCEA, avec l'aide financière de l'Agence de l'Eau Seine Normandie (AESN). Les auteurs tiennent à remercier l'Agence de l'Eau Seine Normandie pour son soutien financier, Jean Pierre Legendre (LCPC), Martin Fischer (ENGEES) et Fabrice Lachassagne (GEMCEA) pour leurs contributions aux essais présentés ici.

REFERENCES

- Bouye J-M., Moreau S., (1996), *Piézométrie et débitmétrie sur déversoir avec les ultrasons immergés*. Journées application des ultrasons aux mesures dans les écoulements, p. 27-38.
- Burgert C., (1996), *Applications des ultrasons immergés*, Journées application des ultrasons aux mesures dans les écoulements, p. 20-26.
- International Standard Organisation, (2000), *Hydrometric determinations - Liquid flow in open channels and partly filled pipes – Guidelines for the application of Doppler-based flow measurements*. ISO/TS 15769 :2000, International Standard Organisation, December 2000.
- Joannis C., (2001), *La mesure de débits en assainissement*, *La Houille Blanche*, 2001-5, pp. 58-62.
- Larrarte F., Legendre J.P., Sauvourel Y., Gomin F., Simon R., Yviquel G., Noel C., (2001a), *Vélocimétrie Doppler : mise au point d'un protocole d'essai en laboratoire et observations in situ*, *La Houille Blanche*, 2001-5, pp. 67-74.
- Larrarte F., Boumatar O., Joannis C., (2001b), *Development of a testing procedure of the acoustic Doppler flowmeters*, Novatech 2001, 4th International Conference on Innovative Technologies in Urban Storm Drainage, Lyon.

**C.5 Annexe B.3 : 10th International Conference on
Transport and Sedimentation of Solid Particles,
Septembre 2000, Wroclaw, Pologne**

DESIGNING A 2D SAMPLER OF SUSPENDED SOLIDS IN SEWER

F. Larrarte, J-P Legendre, Y. Sauvourel, J-M Paul, A. Grosseau

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

route de Bouaye, BP 4129, 44341 Bouguenais Cedex, France.

Tel : 33-2-40-84-58-82, Fax : 33-2-40-84-59-98, Email : frederique.larrarte@lcpc.fr

For legal, environmental and management reasons, a precise determination of pollutant loads going through the sewer networks is required. This needs a good evaluation of concentrations, which is not an easy task because samplers or sensors can perform measurements only in one or two locations throughout a cross sectional-area. The problem is in extrapolating this local information across the whole cross sectional-area. A great attention must be given to suspended solids because they are prone to settle and display heterogeneous concentration patterns. In order to measure the variation of suspended solids concentration throughout a cross-sectional area, a 2D sampler was design. This paper presents basic principles of the experimental facility. Preliminary results obtained in the Nantes (France) sewer system are shown both for dry and wet weather conditions.

KEY WORDS: measurement of suspended solids concentration, 2D sampler, sewer system

INTRODUCTION

The sewer systems have existed for many centuries in European countries but the legal obligations are becoming stronger and stronger as the European directive of May 1991 and the water policy national law of January 1992 stipulate that any town producing a daily pollutant load greater than 900 kg has to be equipped with a wastewater collective network.

A good management of those networks and a minimisation of the pollution discharged into rivers through combined sewer overflows (CSOs) need a better (than the current one) knowledge of the flow rates and pollutant loads conveyed in sewers.

As a matter of fact those measuring systems are often thought about as one-dimensional, and the traditional flowmeters and concentration measurement devices get data on a few points. However Wohrle and Brombach (1991), Oulhen (1996), Jeal (1997) have shown that the usual hypothesis about homogeneity of suspended solids distribution throughout the cross-sectional area is not true. Hence a more correct determination of suspended solids discharge is needed. This requires monitoring water quality and using samplers.

Lin (1993), Ashley et al. (1994), Ahyerre (1999), have carried out multi points sampling but they focused on the fluid sediment and on the cohesive sediment carried at the bottom of the channel. Wohrle and Brombach (1991), Verbank (1993), Oulhen (1996), Jeal (1997) have tried to obtain suspended solids concentrations throughout depth but only in dry weather periods. However, suspended load transport is more important during wet weather periods. At least they have shown that the usual hypothesis about homogeneous distribution of suspended solids is not true.

The Laboratoire Central des Ponts et Chaussées has decided to carry out a research program to study the fluxes, to gain a better knowledge on sewer system performance and whether measurements can provide a fairly accurate image of it, whatever the forecast is. The objective of this program is to determine whether the chosen measurement point is able to give experimental results representative to a real network performance and to define parameters that will make easier the choice of new measurement points. The main consequence is that we need two dimensional view of the velocity and suspended sediment fluxes.

One part of the project is to build an experimental data base to investigate the pollutant loads using some experiments on a real urban network. The velocities (Larrarte et Labbé (2000)) and suspended solids concentration fields are investigated. This paper presents the definition and the building process of a special experimental device that has been developed in order to sample the suspended solids all over the cross section of a sewer. It was put into operation in the sewer network of Nantes (France) and it has been successfully used to measure the

concentrations during dry and storm weather conditions. Some results are presented, both for the dry and wet weather conditions, and compared with the results obtained with the traditionally used samplers and their representativeness is discussed.

THE STATE-OF-THE-ART

Previous research results show that the hypothesis about homogeneity is too restrictive, a good method to get a more accurate knowledge of the pollutant loads is to sample, at the same time, the waste waters in various locations of a vertical cross section of the sewer in order to analyse it and to get suspended solids concentration field.

A precise knowledge of pollutant loads is important for maintenance and operation of sewer systems but also to minimize the combined sewer overflows (CSOs) that occurs during the storms. One of the principal requirement for the 2D sampler is that it must operate both in dry and wet weather conditions. For safety reasons it is impossible to enter the sewer network during rain events thus the device should be operated from the manhole that is located on the sidewalk. Hence the sampling device includes a part above ground level that has to be taken away after each sampling. The representativeness of the sampling requires that they are isokinetic. But the flow velocity varies from 0.4 to 1.2 m/s and it is not possible to measure precisely the velocity at the sampling location. After various attempts in the laboratory and in the sewer with the Oulhen's stick (Oulhen, 1996), a good solution has been achieved by introducing vacuum sampling into glass bottles. The samples can be analysed as soon as they are back to the laboratory. Experimental measurement can be carried out using a small truck.

In order to study a seasonal variation of suspended solids concentrations, the sampler has to be kept in the network for several months. However, if it is not used for measurements, it must not disturb the flow and that is why it stays in a raised position. The atmosphere in the sewer is quite corrosive so the device must be rugged.

There is a lot of oceanographic devices that looks interesting but either their sizes or their operating systems made them unable to be used in a sewer, J.P Dijkman and Milisic (1982). There are various devices used in the sewers but they only allow a few sampling points.

Verbank (1993), Worlhe and Brombach (1991), Oulhen (1996) have built sampling sticks but they were not convenient enough to get two dimensionnal concentrations maps. 2D sampler Orphée has been designed taking into account all above mentioned requirements. It allows us to study the spatial distribution of the concentrations thanks to sampling points spread out through a vertical wet section.

DESCRIPTION OF EXPERIMENTS

To elaborate the suspended solids concentration maps, the waste waters have to be sampled in various locations of a vertical cross section of combined sewers. Those channels are quite large and the water level can change a lot because there is not only foul flow but discharge of rain water as well.

The sampling depths must be selected in order to receive representative results under various flow conditions. Hence the sampling locations have been designed in such a way that sampling can be carried out through the whole cross-sectional area both in horizontal and vertical directions. The water levels have been continuously monitored since 1997 with two ultrasonic water level gauges located at the upstream ($x = 0$ m) and downstream extremities ($x = 130$ m) of the experimental area (Figure 4). Those data have been used to determine the vertical positions of the sampling points. During the dry weather periods, there is a cyclic evolution (Figure 1) of the water level but, as each rain is a specific event, it is more complicated to derive meaningful statistics.

It is evident that the more sampling locations are used, the more accurate results can be obtained. However, all samples have to be all analysed within the same half day and as soon as possible to avoid any chemical modification. Thus 6 measurements levels have been chosen in such a way that it is possible to measure the concentration field during 90% of the dry weather conditions (all around the year except very low levels in summer) and for small, medium and heavy rains (Figure 2). For each level, there are 4 sampling points. Based on the experience, the number of sampling locations may vary from 12 in the dry weather conditions up to 24 ones for the wet weather flow conditions.

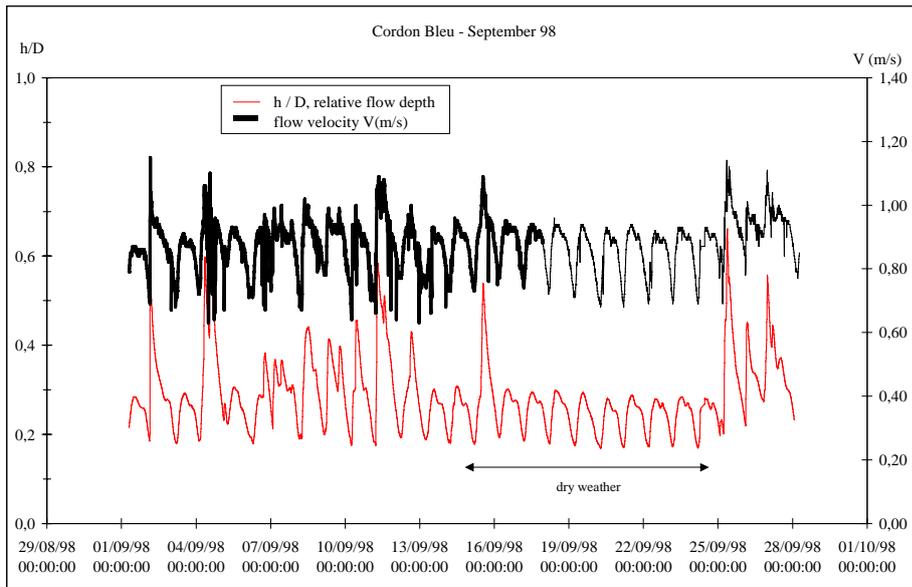


Figure 1 : Example of the water level and flow velocity in the sewer

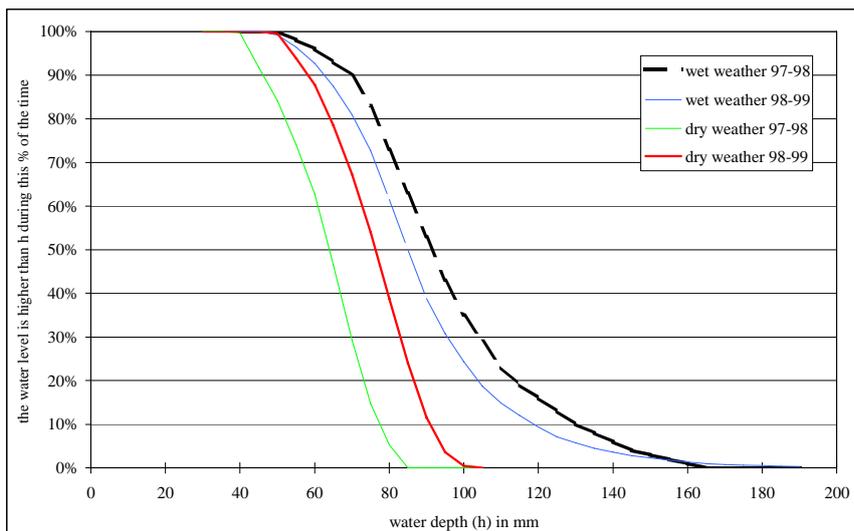


Figure 2: Water levels

Thanks to all preliminary investigations, the 2D sampler Orphée has been built (Figure 3). It is made of 4 vertical bundles of 6 steel tubes. Each of them is connected to a plastic pipe going to the sidewalk. Each bundle turns around an axle that is fixed at the maximum width of the sewer, at 1.76 m from the bottom.



(a) in raised position



b) Sampling tubes arrangement

Figure 3 : Orphée, the 2D sampler

METHODOLOGY FOR FIELD MEASUREMENTS

The experimental site is located on an area named Cordon Bleu, a few kilometers upstream the waste water treatment plant, on the main sewer of Nantes, in the north-western part of France. All the waste waters of the northern part of the urban district are transported there, that means the effluents from the area with 600,000 equivalent-inhabitants. This experimental facility enables to measure velocities and flow rates (Acoustic Doppler flow-meter, magnetic flow-meter) and to study distribution of suspended solids concentration. A schematic for field measurements is shown in Figure 4.

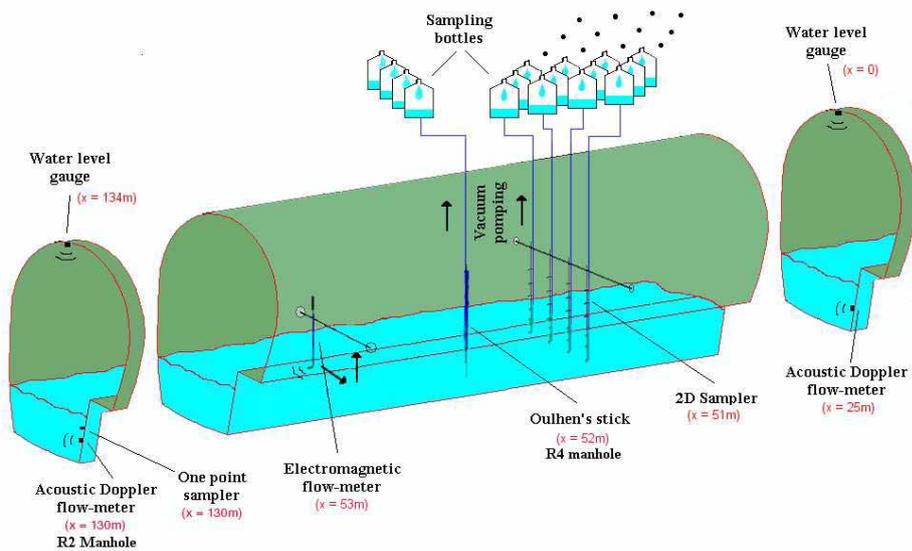


Figure 4: Schematic for experimental measurements.

The 2D sampler was located 50 m upstream of the water level gauge and about 30 m upstream the bifurcation going to the CSO. It is 1 m away from a manhole (R4) from where it can be operated. Before the measurement can start, Orphée is above the water surface arranged on a horizontal level (Figure 3b). The tubes are cleaned before each measurement, then they are put down into the flow and the sampling is done thanks to vacuum bottles. The samples are analysed with respect to the French standard NF EN 872 to get the concentrations of suspended solids and volatile matters for the particles smaller than 2 mm. The higher the ratio of those two parameters is, the more organic the suspended matters are. The uncertainty of this analysis is evaluated at 10 mg/l.

A one point sampler Isco is located at 40 cm above the bed, close to the R2 manhole (Figure 4). This device monitors the waste water flows going to the waste water treatment plant in order to compare them with the waste waters spilled over the CSOs. The waste waters are sampled using a peristaltic pump.

A bucket was also used to baile out the waste waters. This device can only sample the water close to the free surface and with some integration due to the size of the bucket, however, regardless of the fact that it is a simple device, it is interesting to check its representativeness.

During the dry weather experiments the Oulhen's stick was also used, allowing up to 4 samplings in a vertical position (Figure 4). This stick is located in the middle of the vertical cross section.

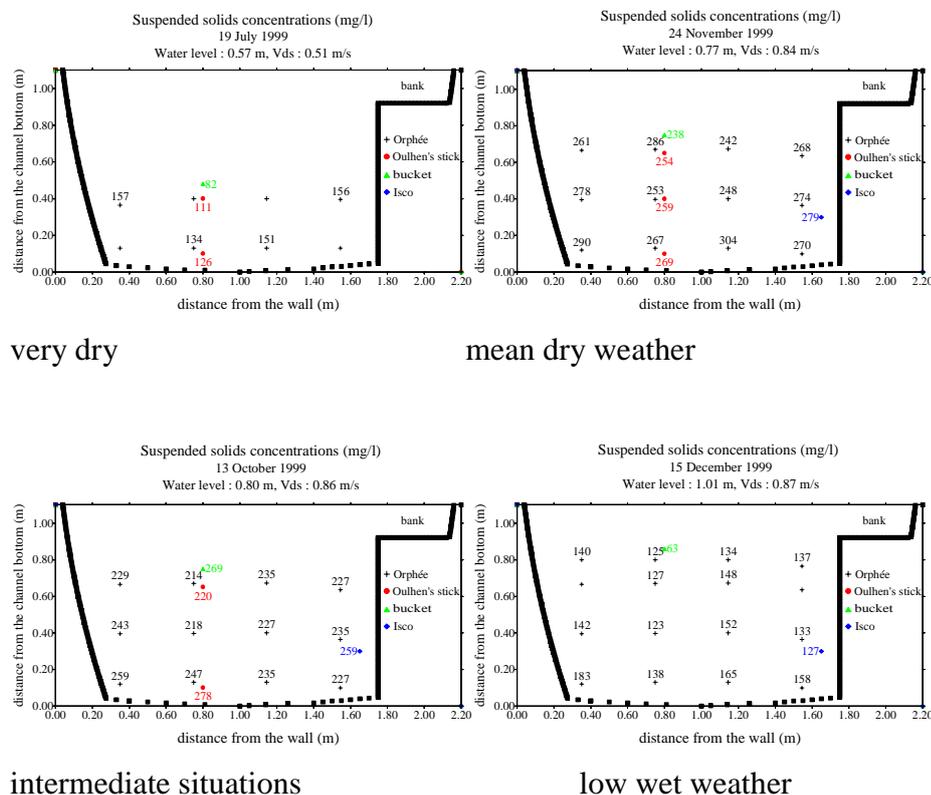
The results from the above mentioned experimental facilities were compared in order to test their ability to determine the mean concentration in the cross-sectional area.

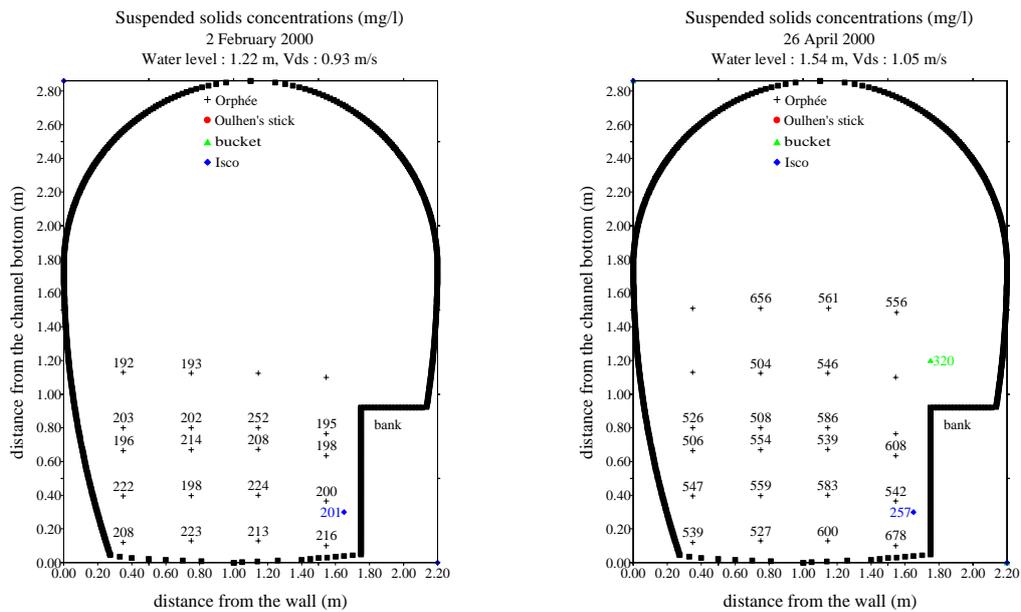
In order to calculate the pollutant loads, the water flow rate has to be known. Therefore, during each measurement, the water level and the flow velocity are continuously monitored. The water height is calculated through the time necessary for an ultrasonic signal from the sensor located at the upper sewer invert to reach the free surface and to return. The continuous monitoring of the velocity is carried out using ultrasonic Doppler flowmeters that gives the maximal velocity of the flow. The data are stored every 6 minutes.

RESULTS AND DISCUSSIONS

The 2D sampler Orphee was put into operation in May 1999 and it has been used since June 1999. After one year operation, a set of concentration maps is available corresponding to the various situations from very dry summer weather to heavy rain. Figure 5 shows examples of the results. The results obtained using the Oulhen's stick, the bucket and the Isco sampler are shown as well. It was not always possible to minimize the delay between the various samplings but most of them have been made within half an hour. This point will be discussed latter.

Regardless of the flow conditions, no sedimentation was observed in the experimental area. When the water velocity is lower than 0.9 m/s (and the water level below 1.2 m), there is a small vertical and a more distinct horizontal gradient with higher concentration close to the bank and the bottom. An exception is represented by the summer very dry flow conditions (July 1999) but there was only few samples available and it is difficult to make any conclusion. These results should be checked next summer. When the water velocity is higher than 0.9 m/s, that means during the heavy rain measurements, the transversal gradient remains but there is no vertical gradient.





heavy rains

Figure 5 : Suspended solids concentration maps

These results confirm that the usual hypothesis about homogeneity has to be carefully checked, Wohrle and Brombach (1991), Oulhen (1996), Jeal (1997) even when the flow velocity is rather high. Another problem is whether the samplers enabling only several point measurement can provide us with the representative mean concentration. Therefore the mean concentration was calculated for the 2D sampler and the Oulhen's stick. The wet area was discretised into elementary areas and multiplied by the concentration measured there. The sum of all those products was divided by the wet area to obtain the mean suspended solids concentration. The bucket is taking samples just below free water surface and gives in comparison with the 2D sampler Orphée lower values of the mean concentration. The results obtained from the other methods were within 15%, except the results from July. As explained previously, there are some data on that day, and on April 5, but a strong vinegar smell was noticed just at the time of the Orphée sampling and that seems to be the explanation of the 26% difference between the mean concentrations.

The maximum flow velocity V and the water level h are monitored during the samplings so the pollutant load can be calculated. In theory, the pollutant load is the sum of all the elementary loads calculated through the whole wetted area.

By comparing the Orphée results with the results obtained from the other samplers and taking into account the fact that the velocity distribution was available only for the dry weather period, the mass flow of suspended solids Q was calculated as follows:

$$Q \text{ (kg/s)} = C \times S_m \times V \times 0.875$$

where S_m is the total wet area, V is the mean velocity and 0.875 is the ratio between the flow mean velocity and the flow maximum velocity, Larrarte and Labbé (2000) .

Table 1 presents the mean concentration C for each sampling device, the flow velocity V and the water level h (when the Orphée sampling was used) and the pollutant load Q .

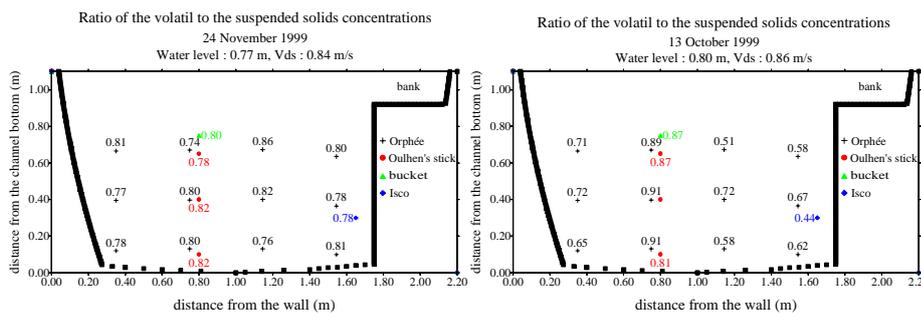
Table 1 : Suspended solids concentrations and pollutant loads.

Date	V	h	Orphée		Oulhen		bucket		Isco sampler	
			C	Q	C	Q	C	Q	C	Q
	m/s	(m)	mg/l	kg/s	mg/l	kg/s	mg/l	kg/s	mg/l	kg/s
30-06-99	0.84	0.76	260	0.22	247	0.21	232	0.19		
19-07-99	0.51	0.57	150	0.06	117	0.04				
22-09-99	0.85	0.77	141	0.08	125	0.07	96	0.06		
13-10-99	0.86	0.80	232	0.21	246	0.22	269	0.24	259	0.23
24-11-99	0.84	0.77	269	0.23	260	0.22	238	0.20	279	0.24
15-12-99	0.87	1.01	141	0.17					127	0.15
12-01-00	0.84	0.85	222	0.21	214	0.20	161	0.15	211	0.20
02-02-00	0.93	1.22	205	0.34					201	0.33
23-02-00	0.83	0.84	203	0.19	173	0.16	171	0.16	182	0.17
15-03-00	0.80	0.78	289	0.24	266	0.22	224	0.19	286	0.24
05-04-00	0.86	0.87	376	0.37	277	0.27	268	0.27		
26-05-00	1.05	1.54	554	1.39						

It is interesting to note that, all around the year, the mean suspended solids concentration is between 100 and 300 mg/l except on April 5 and April 26. The minimum concentration was measured during dry weather days occurring after a rainy period. There are several possible explanations but the hypothesis is that the sewer network is draining the urban underground with a long-term hysteresis that can explain such low concentrations. On April 5 the strong

concentration measured with Orphée is attributed to the presence of vinegar in the sewer. This fact is related to the existence of a vinegar factory about 2 km upstream the experimental area.

On April 26, the bucket and the Isco samplings were used during the rainy day but it was not raining at that time whereas the Orphée sampling was done during a strong storm event. The pollutant loads were not calculated for the bucket and the stick because the water velocity and level were changing a lot during that period of time (from 0.85 to 1 m/s and from 1.2 to 1.5 m). As the experimental area is selected in a combined sewer, the heavy rains convey not only domestic waters but also the polluted waters from the urban area. The solids particles did not have enough time to settle upstream and besides, due to the increased flow rate some previously deposited material was eroded and transported as well. To check this hypothesis the ratio of the volatile to the suspended solids concentrations was determined. Most of the ratios are greater than 0.6 but it can be locally smaller. That means that the suspended particles are mainly organic (Figure 6) but mineral particles can be present in the flow too. This ratio is a bit smaller during rain events, which is more evident on February 2 than on April 26. That day, the samples were full of gardening material bigger than 2 mm which was not the case of February 2. This appears to be the result of the street and gardens cleaning by the rain. In short, the composition of solids changes slightly between dry and rain weather but the most important fact is that the heavy rain flows generate a pollutant load more than 3 times greater than other loads.



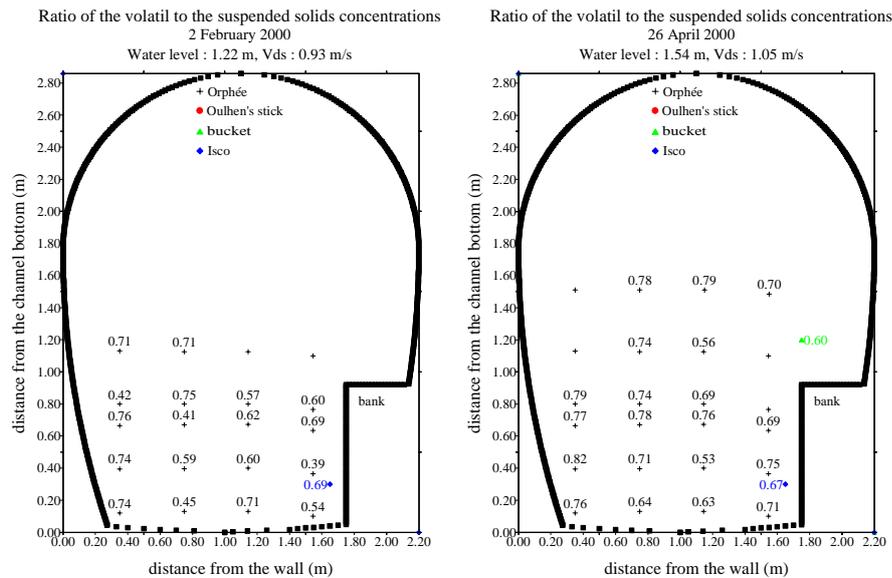


Figure 6 : Ratio of the volatile to the suspended solids concentrations.

CONCLUSION

The 2D sampler Orphée has been developed, built and is currently operated in a real sewer network.

After one year, a broad spectrum of flow conditions was measured and a data base of concentrations maps is available. The results show that:

- for the dry weather flow conditions there is a vertical and a transversal concentration gradients in the vertical wet section
- for rainy flow conditions there is only transversal gradient.

In all the cases, the one point samplers commonly used (as the Isco sampler) give results that are representative of the mean suspended solids concentration.

The results also showed that for a sewer area without any sedimentation the suspended solids are mainly organic even during the rain events.

ACKNOWLEDGEMENTS

The authors wish to acknowledge P. Jaumouillié, F. Gomin, R. Simon and the technical staff of the Régie Municipale d'Assainissement de la Ville de Nantes for their contribution to this project and C. Joannis for his fruitful discussions.

REFERENCES

- Ahyerre M., 1999, Bilans et mécanismes de migration de la pollution organique en réseau d'assainissement unitaire., Thèse de doctorat - Université de Paris 6, 250 pages.
- Ashley R. M., Arthur S., Coghlan B. P., McGregor I., 1994, Fluid sediment in combined sewers., *Water Science and Technology*, Vol. 29, No 1-2, pp. 113-123.
- Chebbo G. (1992), Solides des rejets pluviaux urbains : caractérisation et traitabilité., Thèse de doctorat - Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 413 pages.
- Dijkman J.P., Milisic V., 1982, Investigations on suspended sediment samplers based on measurements in the Danube River., Delft Hydraulics Laboratory and Jaroslav Cerni Institute, S240, February.
- Jeal G.C.; 1997, Suivi en continu d'un déversoir à seuil mobile., Rapport de stage, LCPC - ENGEES.
- Larrarte F.; Labbé P., 2000, Field investigation of flow velocities in sewers., 1st World Congress of the International Water Association, Paris, 3-7 July 2000
- Lin H. S., 1993, Le transport solide en collecteur unitaire d'assainissement et sa modélisation, Thèse de doctorat - Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 225 pages.
- Oulhen N.; 1996, Suivi en continu des flux de pollution rejetés au niveau déversoir à seuil mobile., Rapport de stage, LCPC - ENSP, 60 pages.
- Verbank M. A., 1993, Identification of the depth-dependant transporettation of particulate solids in dry-weather sewage flows., pp. 742-747, 6th International Conference on Urban Storm Drainage, Niagara Falls.
- Wohrle C., Brombach H., 1991, Probenahme im abwasserkanal, *Wasserwirtschaft*, Vol 81, pp 3-8

**C.6 Annexe B.4 : 12th International Conference on
Transport & Sedimentation of Solid Particles,
September 20-24, 2004, Prague.**

Estimating sampling errors of wastewater related to the isokineticity condition

Larrarte Frédérique ¹, Lopez Fabien ²

1) Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Division Eau, Route de Bouaye, BP4129, 44341 Bouguenais Cedex, France, Tel : 33-2-40-84-58-82, Fax : 33-2-40-84-59-98, frederique.larrarte@lcpc.fr

2) Groupement pour l'Evaluation de la Mesure en Continu dans les Eaux et en Assainissement, 149 rue Gabriel Péri, 54500 Vandoeuvre les Nancy , France

Two phase particle-laden flows have a wide range of applications related to water. For example, the quantification methods used in sewage need some sampling and some analysis. The ISO 6107-2 standard defines sampling as the "process of removing a portion, intended to be representative, of a body of water for the purpose of examination of various defined characteristics".

For practical reasons, these requirements can prove rather stringent: it is easier and more reliable to sample wastewater either near the wall of the sewer, or in the immediate proximity of the free surface, through a device facing the downstream direction. Thus, in practice, the question is to assess the representativeness of sampling achieved in technically feasible conditions. Among the major factors are the water velocity, the sampling velocity, the location of the sampling point and the orientation of the sampling point relatively to the flow.

In this paper a critical analysis of the literature is presented. Then we conducted numerical simulation of the streamline pathways in order to investigate the influence of flow velocity, sampling velocity, as well as particle size and density. Besides these calculation some experimental tests have been conducted in real facilities in order to check the influence of the sampling velocity, and the orientation and level into the flow of the sampling device

KEYWORDS : sampling, representativeness, suspended solid, sewage

INTRODUCTION

Two phase particle-laden flows have a wide range of applications related to water. Among them, sewage flows are not the best known but the May 1991 and October 2000 European Community Directives and the national regulation required a sound management of the sewer systems. This necessitates more in-depth knowledge of the flow rates and pollutant loads conveyed in sewers. Suspended solids are of special interest as many pollutants are bound to particles. Thus the concentration of suspended solids can be considered as an indirect evaluation of pollution hazards. Moreover sampling of suspended solids is quite useful to assess the concentrations of pollutants, as well as their dynamics in the sewer system or their treatability.

The ISO 6107-2 standard defines that sampling is the “process of removing a portion, intended to be representative, of a body of water for the purpose of examination of various characteristics”. The main point of this definition is not “removing” but “intended to be representative”.

The ISO 5667-10 standard requires various conditions such as a minimum sampling velocity of $0.5 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$, a sampling height at one third of the water depth. Professional literature argues that, in order to be representative, sampling has to be achieved with a velocity greater than the velocity of the flow to sample, with a velocity greater than 10 times the settling velocity of the particles, a sampling height between 40% and 60% of the water level and far enough from the walls.

For practical reasons, these requirements can prove rather stringent: it is easier and more reliable to sample wastewater either near the wall of the sewer, or in the immediate proximity of the free surface, through a device facing the downstream direction. The question is the evaluation of the sampling error induced by such practices.

In this paper a critical analysis of literature is presented. Then we conducted numerical simulation of the streamline pathways in order to investigate the influence of flow velocity, sampling velocity, as well as the size and density of particles. Besides these calculation some

experimental tests have been conducted in real facilities in order to check the influence of the sampling velocity, and the orientation and level into the flow of the sampling device

LITERATURE REVIEW

Bertrand Krajewski et al. (2000) argued that sampling should be isokinetic, that means that the pipe is oriented forward (facing the incoming flow) and that the sampling velocity is equal to the flow velocity. They presented the same representation as Hunt and Wilson (1986). However these authors explained that in some situations the non respect of the isokinetic condition may cause negligible errors but that it seems better to respect isokineticity to minimize the sampling errors. They mentioned Berg (1982), Shelley (1976) and Reed (1981). The last author shows great influence of the sampling location on the resin concentration in the small channel used for the experiments but does not work precisely on the isokinetic condition. However the two others give more complex conclusions : for particles within the Stokes law or for organic particles with density close to one the ratio of sampling velocity to the flow velocity has little influence but significant errors might occur for larger or heavier particles. Berg (1982) mentioned experimental results with waste waters but those references were not available. Jaumouillié (2003) made various experiments in the Nantes (in western France) waste water networks and showed that the total solid concentration (as defined by the ISO 6107-2 standard) variations due to the sampling velocity or to the pipe orientation are within the analysis errors. In order to have a more systematic view of the influence of each parameter, we conducted numerical simulation of the streamline pathways of in order to investigate the influence of flow velocity, sampling velocity, as well as the particle size and density.

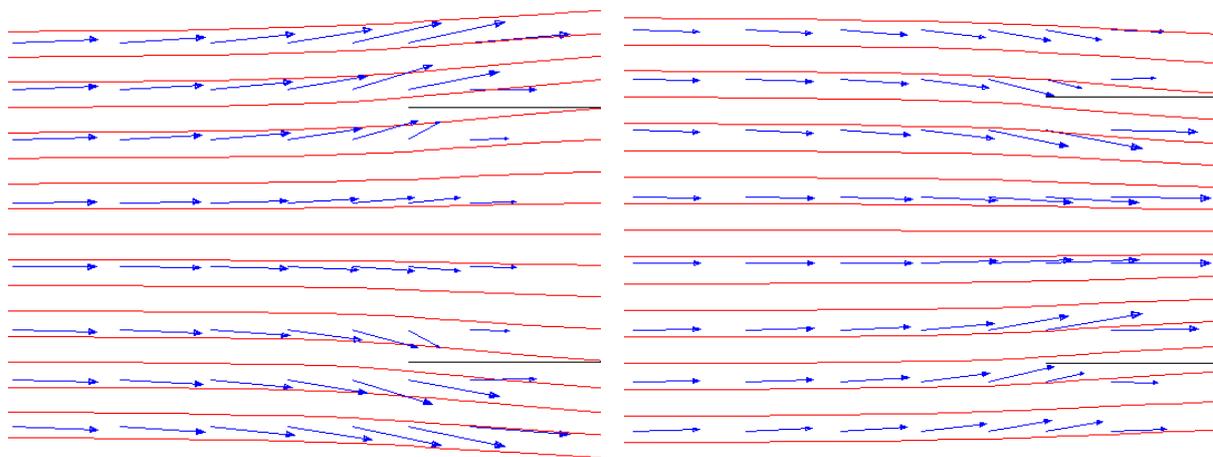
NUMERICAL STUDY

The CFX software package was used for solving 3D Navier-Stokes equations. It involves a finite volume method with quadrilateral control volume and structured Cartesian meshes. An hybrid scheme is used to discretise the governing equations that are: the continuity equation, the momentum equations, and the equations of the k- ϵ turbulence model (AEA Technology,

(1997)). The numerical domain is a 2D channel with a sampling pipe. The boundary conditions are the inflow velocity and the sampling velocity. In order to compare the numerical results with the trajectories described by Hunt and Wilson (1986) or Berg (1982), a particle tracking method has been used to compute the solid phase. A Lagrangian method is used to determine the particle trajectories within the flow.

Maréchal (2000) has investigated waste waters from various places around Nantes, and found that more than 70% of the particles are smaller than 125 μm , that the density of the total solid particles is between 1.00 and 1.25 and that the density decreases when the particle size increases. In the Nantes agglomeration too, Jaumouillié et Larrarte (2002) have measured settling velocities between 0.02 and 2.90 $\text{mm}\cdot\text{s}^{-1}$. Those experimental results have been used to define the particle characteristics.

For large particles (1.99 mm), even for density close to one, the computations of streamlines and particle trajectories give the configurations described by Hunt and Wilson (1986) and then there is some segregation (Figure 1). For the smallest particles, their trajectories is very similar to the streamlines and then very few discrepancies might be expected.



(a) sampling velocity of 0.25 $\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$

(b) sampling velocity of 0.75 $\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$

Figure 1 : Streamlines (arrows) and trajectories (lines) of 1.99 mm particles of density 1.03 when flow velocity equal 0.5 $\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$.

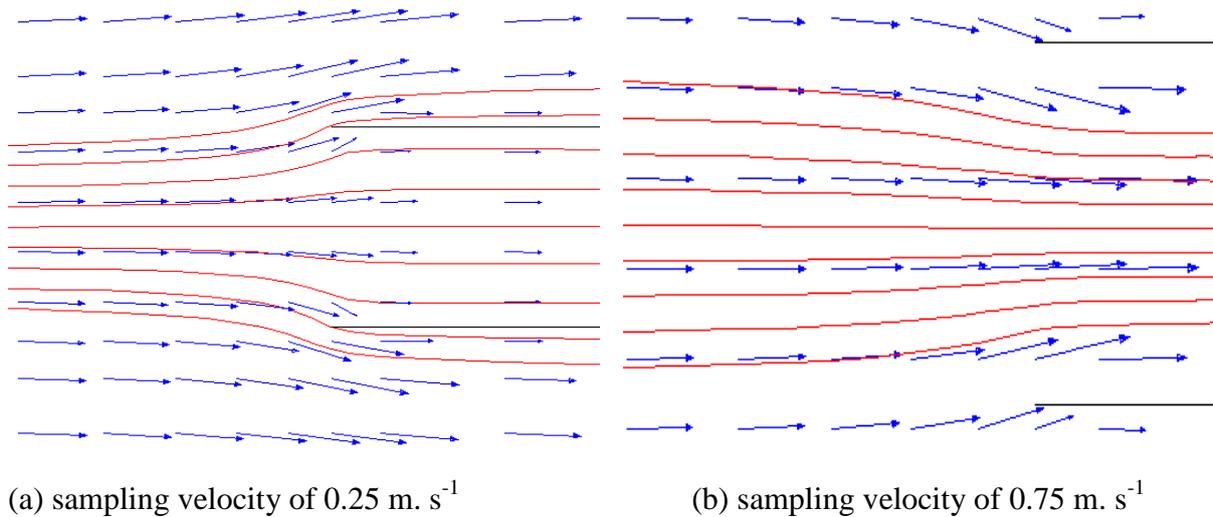


Figure 2 : Streamlines (arrows) and trajectories (lines) of 0.0625 mm particles of density 1.30 when flow velocity equal 0.5 m. s^{-1} .

EXPERIMENTAL SITES AND DEVICES

Three experimental sites have been used in this study. The first one is located in an area called Cordon Bleu, a few kilometres upstream the treatment plant on the main sewer line of the city of Nantes. This is a combined channel that conveys all the wastewater of the northern portion of the urban district, i.e. the effluent of 500,000 population-equivalents. This facility is convenient because the placement provides for easy access (i.e. a 2.86 m-high, egg-shaped channel with a bank). This parameter was essential to study the representativeness of various sampling devices (Larrarte et al., (2000)). The second site is located in Jardin des Plantes about 5 km upstream the previous one. This is a combined channel that conveys the effluent of 150,000 population-equivalents. It has the same geometry as Cordon Bleu but it is one third smaller. The third site is located in St Joseph de Porterie, about 13 km upstream Cordon Bleu. This site has been chosen because it represents almost the upstream extremity of the network. St Joseph de Porterie is a catchment with separate circular pipes conveying wastewater from a residential area (about 5,000 inhabitants) and from an business activities area (high schools, high technologies industries,...) All sewers are in good quality concrete with a Manning Strickler's coefficient of 70. Figure 3 shows the respective cross sections of those three areas. In Cordon Bleu we never observed any deposit when there is an intermittent deposit of sand and mud in Jardin des Plantes. In Saint Joseph de Porterie, the flow is

controlled by a pumping station. The pumps start about once an hour then the water level and velocity increase quickly and flush any settled matters. This is an upstream catchment so the flow reacts to any solicitation like flush.

All the sampling have been made with vacuum bottles of 2.5 or 5 litres in the mid part of the flow. The influence of the sampling velocity has been investigated with a one dimensional vertical sampler of which connected pipe was between 40 and 60% of the water level. For the influence of the pipe orientation we also used the multihead sampler presented by Jaumouillié (2003).

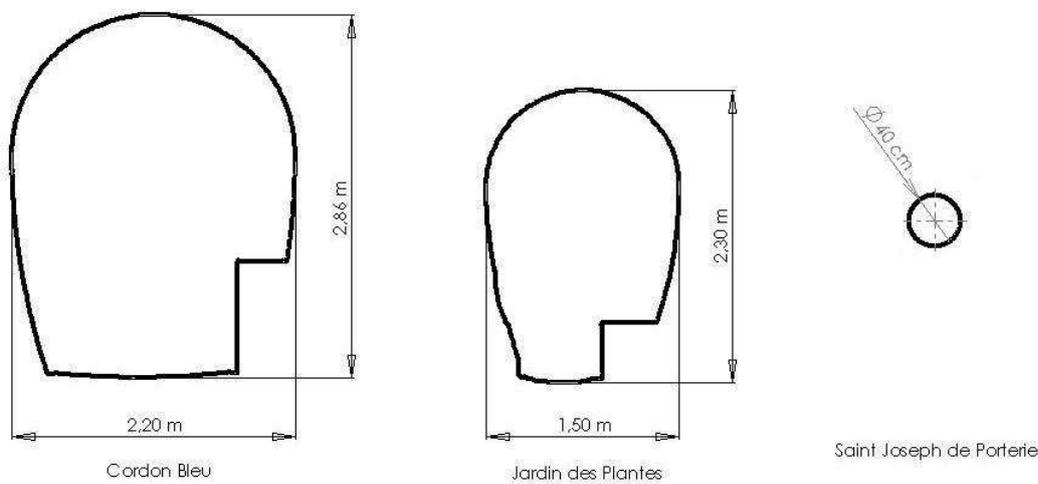


Figure 3 : Experimental sites cross sections.

RESULTS AND DISCUSSION

Most of the following results have been obtained in Cordon Bleu where Jaumouillié (2003) and Larrarte et al, (2000) have shown that there is virtually no gradient of suspended solids concentrations in this site and no influence of the sampling device on the mean concentration. Each sample is analysed twice, and the uncertainty due to the analysis process is evaluated at 10 mg.l^{-1} .

Table 1 shows that there is little influence of the sampling velocity on the total solids concentrations. The highest difference is about two times the analysis uncertainties but, as

there is 5 minutes between those samples, they might be related to some natural fluctuation as those measurements have been made in a real network.

Table 1 :

Total solids concentrations as a function of the sampling and flow velocities

Location	Vw m.s ⁻¹	Vs m.s ⁻¹	Teta	C mg.l ⁻¹	C mg.l ⁻¹	Cmoy mg.l ⁻¹
Cordon Bleu - 2.5 l	0.84	1.45	0°	176	172	174
Cordon Bleu - 5.0 l	0.84	2.13	0°	202	196	199
Cordon Bleu - 2.5 l	0.84	1.66	180°	172	180	176
Cordon Bleu - 5.0 l	0.84	2.09	180°	176	196	186
St Joseph - 2.5 l	0.27	1.18	0°	170	162	166
St Joseph - 5.0 l	0.27	1.18	0°	162	158	160

Figure 4 shows that there is very little influence of the pipe orientation on the concentration even for a backward pipe, which is an implantation commonly used to avoid the pipe clogging by floating rags or wastes.

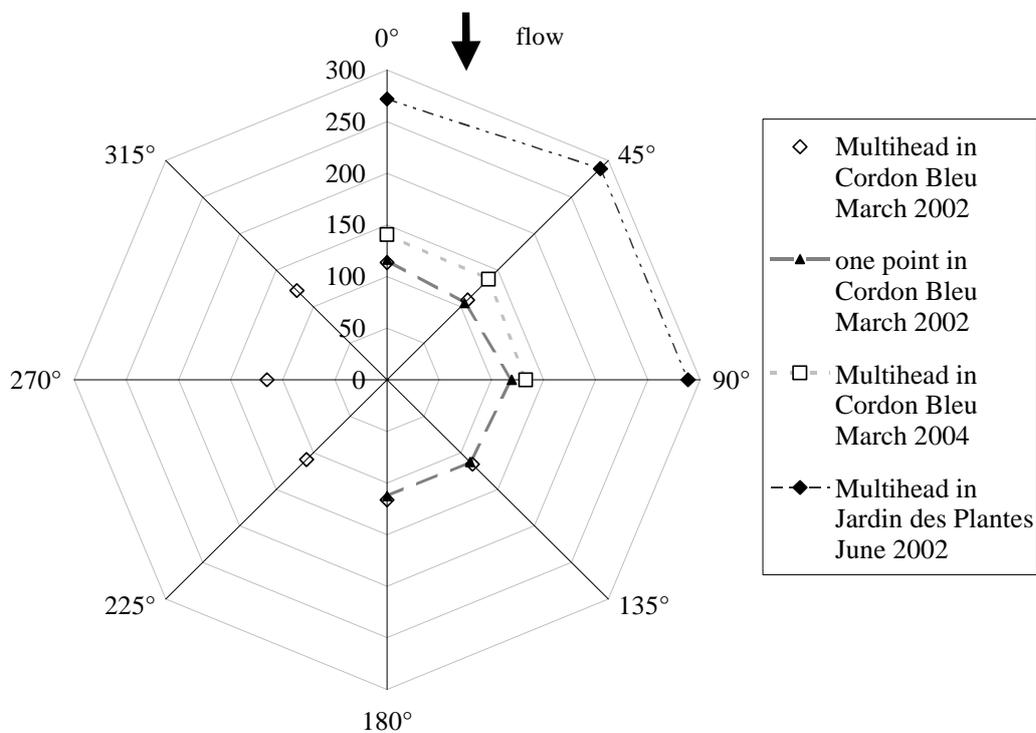


Figure 4 : Influence of the pipe orientation θ on the concentration in mg.l^{-1} .

For the medium size sand particles close to the pipe wall, the trajectories are different of the streamlines. This seems to be an influence of their inertia and it corresponds to the measurements done by Shelley (1976).

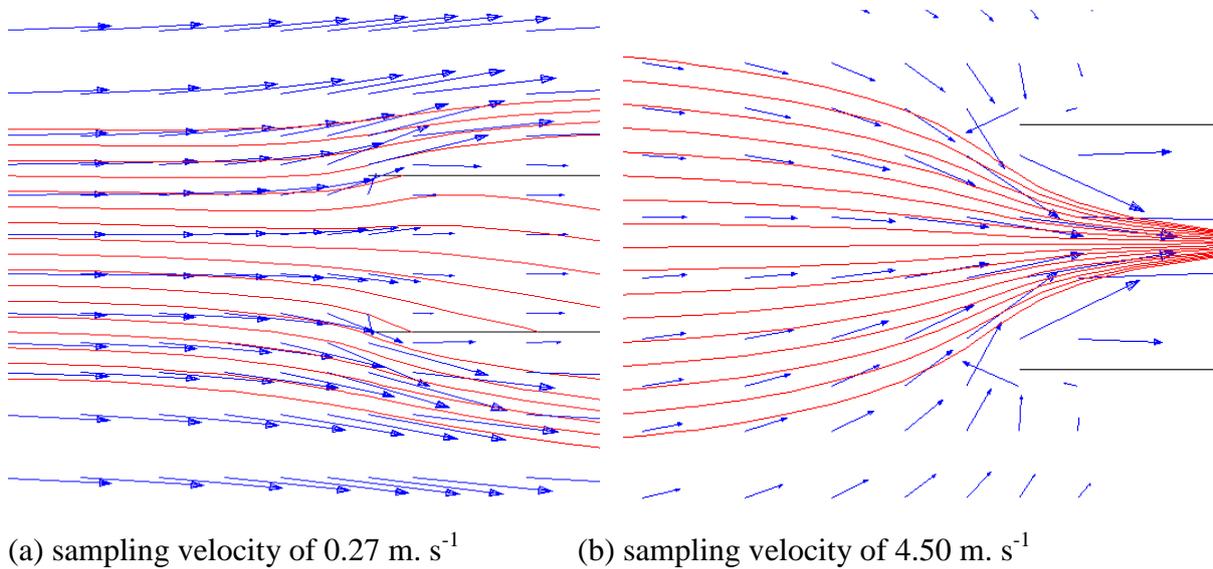


Figure 5 : Streamlines and trajectories of 0.45 mm sand particles when flow velocity is 0.9 m. s⁻¹.

Figure 6 shows the compilation of the experimental and numerical results. Some segregation can be expected for the larger particles (1.99 mm) whatever their density but those particles are settling more rapidly as soon as the turbulence rate decreases so they represent less than 20% of the suspended solids. The numerical and experimental results show very little influence of the sampling velocity on the concentration of the smallest particles.

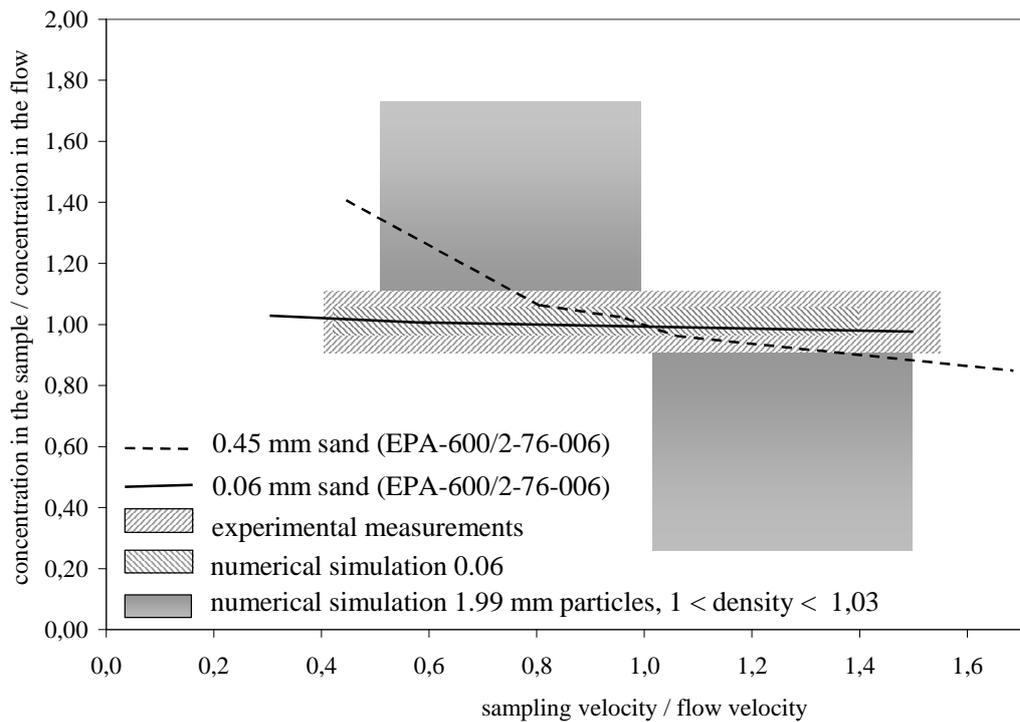


Figure 6 : Summary of the bibliographic and experimental results.

CONCLUSION

A critical analysis of the literature is presented, and shows that the few available experimental results allow for no clear-cut conclusion. Then we conducted numerical simulation of the streamline pathways in order to investigate the influence of flow velocity, sampling velocity, as well as the size and density of particles. It appears that even for low density particles, sampling biases may be expected for larger sizes.

Besides these calculation some experimental tests have been conducted in real facilities in order to check the influence of the sampling velocity, and the orientation and level into the flow of the sampling device They show that isokineticity is not so important as far as wastewater is concerned, and that good results can also be obtained when relaxing this strain.

The numerical study will be continued in order to investigate more deeply the particle characteristic influence and the influence of the pipe within real channel on the concentrations.

ACKNOWLEDGEMENTS

The authors wish to thank the technical staffs of both the Laboratoire Central des Ponts et Chaussées Division Eau and the Direction de l'Assainissement de la Communauté Urbaine de Nantes (Nantes metropolis Wastewater Authority) for their valuable contributions to this study.

REFERENCES

- AEA Technology, 1997, CFX4.2 pre-processing, solver, post-processing, Copyright AEATechnology plc.
- Berg, E.L., 1982, Handbook for sampling and sample preservation of water and wastewater., United States Environmental Protection Agency, Report EPA-600/4-82-029.
- Bertrand-Krajewski, J.L., Laplace, D, Joannis, C, Chebbo, G, 2000 Mesures en hydrologie urbaine et assainissement., Editions Tec&Doc, Paris, ISBN 2-7430-0380-4
- Hunt D.T.E, Wilson A.L., 1985, The chemeical analysis of water : general principles and techniques. London UK): The Royal Society of Chemistry.
- ISO 5667-10 : 1992, 1992, Qualité de l'eau. Échantillonnage - Partie 10 : guide pour l'échantillonnage des eaux résiduaires.
- ISO 6107-2 : 1998, 1998, Qualité de l'eau. Vocabulaire.
- Jaumouillié, P., 2003, Hétérogénéités des vitesses et des concentrations dans les collecteurs d'assainissement : application à la mesure des flux polluants, Thèse de doctorat, Université de Bordeaux 1, 233 pages.
- Jaumouillié, P., Larrarte, F., 2002, Experimental studies of settling velocities of suspended solids in sewers., 11th International Conference on Transport and Sedimentation of Solid Particles, Septembre 2002, Gand, Belgique.
- Larrarte, F. , Legendre, J-P, Sauvourel, Y. , Paul, J-M , Grosseau, A., 2000, Designing a 2D sampler of suspended solids in sewer, 10th International Conference on Transport and Sedimentation of Solid Particles, Septembre 2000, Wroclaw, Pologne
- Maréchal, A., 2000, Relation entre caractéristique de la pollution particulaire et paramètres optique dans les eaux résiduaires urbaines. Thèse de doctorat de l'Institut National Polytechnique de Lorraine. 253 pages +Annexe.

Reed G.D., 1981, Evaluation of automatic suspended solids sampling procedure., Journal Water Pollut. Contr. Fed., Vol. 53, N°10.

Shelley, P.E., 1976, Design and testing of a prototype automatic sewer sampling system, United States Environmental Protection Agency Report EPA-600/2-76-006.

**C.7 Annexe B.5 : Sewer Operation and
Maintenance, Wien, October 26-27, 2006.**

Experimental and numerical investigation on self-cleansing and shear stress in sewers.

Hossein Bonakdari^{1,2,3}, Frédérique Larrarte^{1,3}

(E-mail : hossein.bonakdari@lcpc.fr, frederique.larrarte@lcpc.fr)

¹ Division Eau et environnement - Laboratoire Central des Ponts et Chaussées –
route de Bouaye - BP 4129 - 44341 Bouguenais Cedex – France

² Centre de Géomorphologie M2C UMR 6143 CNRS, 24 rue des Tilleuls,
14000 Caen - France

³ Groupement pour l'évaluation des mesures et des composants en eaux et assainissement,
149, rue Gabriel Péri. 54500 Vandoeuvre Lès Nancy, France.

Abstract Sediment deposit is of interest for hydraulic, technical and management reasons. Professional literature gives indications that are supposed to be valid in a large number of situations. But what about a specific area? A research program is in progress in LCPC, to study how numerical simulations might be used to improve the representativeness of velocity measurements from individual sensors in sewers. One consequence is the ability to estimate either the velocity or the shear stress is able to avoid sedimentation in the measuring area. This paper presents the theoretical basis used to calculate the shear stress, the experimental site and the numerical method. Then the experimental and numerical results are presented, compared and discussed.

Keywords Self-cleansing velocity, Shear stress, Sewers, Computational Fluid Dynamics.

INTRODUCTION

Low velocities allow debris to settle along the invert of the pipe during minimum discharge periods. Accumulation of sediments results in a loss of carrying capacity that may cause surcharge or local flooding and the establishment of septic conditions that create odour and corrosion problems. The existence of sediment in the sewer networks can increase the overall hydraulic roughness of a pipe and reduce the cross section. And, in turn, change the hydraulic conditions that influence on sediment carrying capacity. And those changes modify the physical properties and turbulence flow structure. Moreover, the in-pipe deposits can have a

substantial impact on flow quality, at higher flow they can suddenly release large quantities of sediment into flow, significantly affecting sewer flow quality, (Ashley *et al.*, 2004).

In order to predict the probability of sediment deposit in sewer networks, the design of sewer systems is based on a set of conditions that are called self-cleansing criteria. These conditions are based on a minimum slope, a minimum velocity of flow or a minimum shear stress that the flow should exert on the walls of the pipe to maintain self-cleansing conditions, (Ashley *et al.*, 2004). Slope is the simplest criteria as the tangential stress acting on the wall and channel bottom is proportional to hydraulic radius and slope. The EN 752-4 standard recommends that the minimum slope, expressed in ‰, is the inverse of the diameter D of the channel expressed in meters.

The variability of the minimum self cleansing velocity is great. Ashley *et al.* (2004) indicate in that, in United States, the minimum velocity must be 0.60 and 0.90 m/s for respectively foul and storm sewers types, in France the values are 0.30-0.60 m/s and the EN-752-4 European standard gives a key value of 0.70 m/s at least once per day. For the shear stress, the values vary over a wide range that are, for example, 2.00-4.00 N/m² in Norway, 2.50 N/m² in Germany, 6.20 N/m² in UK. In France, there is no recommended value for this parameter. Ashley *et al.*, (2004) indicate that American civil engineers professional rules give minimum values varying from 1.30 to 12.60 N/m².

It is clear that such rules give indications that are supposed to be valid in a large number of situations. But what about a specific site? A research program is in progress in LCPC, to study how numerical simulations might be used to improve the representativeness of measurements from individual sensors in sewers, (Larrarte *et al.*, 2004). One consequence is the ability to estimate the shear stress at any place of the bottom and to compare these values with observation of the presence of sediment. Our research study relies on observations of the behaviour of velocities and sediments in a real sewer, and on the application of computational fluid dynamic in order to gain a better understanding of flow patterns associated with solid transport.

This paper presents the theoretical basis used to calculate the shear stress, the experimental site and the numerical method. Then the experimental and numerical results are presented, compared and discussed.

THEORETICAL BACKGROUND

The shear stress at the bottom is directly related to the shear velocity by the relation:

$$\tau_b = \rho \cdot u_*^2 \quad (1)$$

where ρ is the fluid density.

That shear velocity near the bed can be calculated by fitting the vertical velocity profile in the near wall region, ($z/h < 0.2$), by a logarithmic law on as follows, (Graf and Altinakar, 1996):

$$\frac{U_{(z)}}{u_*} = \frac{1}{\kappa} \ln \left(\frac{z}{k_s} \right) + B_s \quad (2)$$

where κ is the constant of Von-Karman, k_s is the equivalent sand grain roughness which present the equivalent surface roughness, and B_s is the constant equal to 8.5 for rough turbulent flow defined as $R_e^* = \frac{u_* k_s}{\nu} > 70$.

It is necessary to define the threshold of velocity which creates sufficient shear stress in order to avoid in-pipe sediment. A minimum value τ_{b0} for shear stress can be best derived from experiments in the laboratory. This value can be expressed as a velocity by the following equation

$$U_{sc} = \sqrt{\frac{8\tau_{b0}}{\rho f}} \quad (3)$$

where f is the friction factor corresponding to the sediment bed. For fully rough turbulent flows this parameter can be estimated from Colebroke-White equation as follows, (Chanson, 2004):

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log \left(\frac{4R_h}{k_s} \right) + 1.14 \quad (4)$$

where k_s is the surface roughness and for concrete is between 0.3 to 3.0 mm.

EXPERIMENTAL SITE AND SET-UP

The experimental site used in this study, named Jardin des Plantes, is a combined channel that conveys the effluent of 150,000 population-equivalents of the city of Nantes (North West on France). The cross section corresponds to a compound section made of an egg shaped channel with a bank (Figure 1). The walls are made of good quality concrete and the Manning Strickler coefficient is evaluated to 70. Sediment have been observed by intermittency.

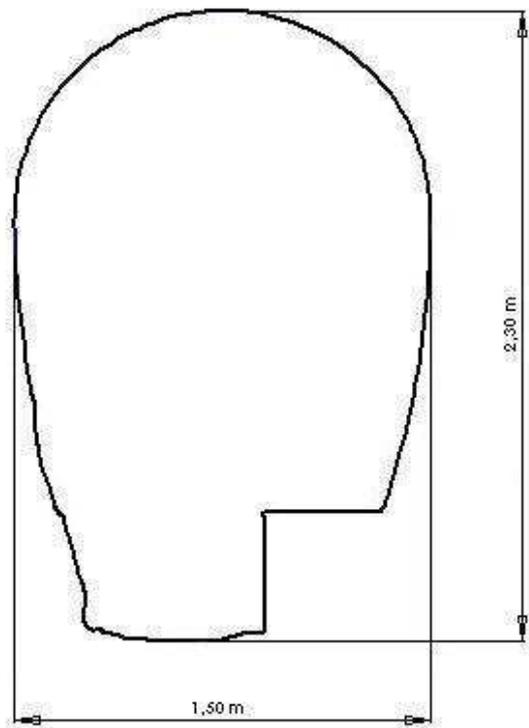


Figure 1 : geometry of the sewer

To investigate the spatial distribution of the velocities in large sewers, a fix drop device (Figure 2) using three ultrasonic flowmeters (Figure 3) has been used. In order to obtain a velocity map normal to the flow, the vertical cross-section was discretized into sampling points. After several trials, we found that the most efficient manner to proceed was to take measurements from top to bottom and then from the bank to the opposite wall. This set-up requires that a technician is present in the flow (Figure 2) thus wet weather measurements are impossible. With this set-up, each measurement is defined as the mean value of the instantaneous velocity gauged during a 10-second period. Problems result from the drifting material coming into contact with the flow and clogging the sensors. If the difference between

two successive measurements taken at the same point exceeds 0.05 m/s, the flowmeter is be removed from the water and cleaned and once again two measurements are made.



Figure 2. A technician using the fix drop set-up



Figure 3. ultrasonic sensors

NUMERICAL STUDY

The numerical procedure is using CFX software packages for solving 3D Navier-Stokes equations, and predicts distributions of velocity over a cross-section. It involves a finite volume method with tetrahedric meshes. A second order implicit scheme is used to discretise the governing equations that are:

the continuity equation,

the momentum equations,

the turbulence model.

The coupled methods are used to solve simultaneously the momentum and mass conservation equations. The equations relating to fluid flow must be numerically closed by the specification of the conditions on the four external boundaries. At the inlet, uniform velocity and water level is specified. The turbulence intensity must be defined as follows, (Wilcox, 2000):

$$I = \sqrt{\frac{2}{3} \frac{k}{U^2}} \quad (5)$$

where U is the mean velocity and k is the turbulent energy. This latter can be evaluated by the formulation proposed by (Nezu and Nakagawa, 1993):

$$\frac{k}{u_*^2} = 4,78 \exp\left(-\frac{2z}{h}\right) \quad (6)$$

where h is the water level in the main channel, z the local height, u_* the shear velocity. At the outlet, a hydrostatic pressure is imposed. At the solid walls, a no slip condition with roughness wall is applied. The surface roughness estimated by using the equations of Darcy-Weisbach and Manning-Strickler:

$$KR_h^{1/6} = -2 \log\left(\frac{k_s}{3,7(4R_h)}\right) \sqrt{8g} \quad (7)$$

where K is the Manning-Strickler coefficient, While taking $K=70$, because the collector is in good quality concrete, one obtains a value of 2 mm. To model the flow in the near wall region, the wall function method proposed by Launder and Spalding (1974), has been used. Stovin *et al.*, (2002) have showed the influence of turbulence model on the ability to represent the complexity of turbulent flows. Larrarte *et al.*, (2005) have shown that isotropic models are unable to represent the 3D behaviour of velocity fields in narrow channels. Thus the anisotropic Reynolds Stress Model, proposed by Speziale *et al.*, (1991) has been used.

RESULTS

Experimental results

The sewer used for these experiments has an egg-shaped section with a walk-way. The flow can be considered as fully turbulent and subcritical as

the Reynolds number $Re = \frac{UR_h}{\nu}$ is greater than 10^{+5} ,

the Froude number $F = \frac{U}{\sqrt{gR_h}}$ is between 0.35 and 0.40

where U is the flow velocity, R_h the hydraulic radius, $g = 9.81 \text{ m.s}^{-2}$ is the gravitational acceleration and ν the water cinematic viscosity with $\nu = 10^{-6} \text{ m}^2.\text{s}^{-1}$.

The channel is narrow and shallow with a b/h_{max} ratio between 1.1 and 1.2, where b is the free surface width and h_{max} the maximum water level in the main channel during the measurements. During all the experiments, the water level is higher than the walk way. The

cross section is compound and the non dimensional ratio H_r increases from 0.15 to 0.44, where H_r is the ratio of the water level over the walk way by the maximum water level in the main channel.

The self-cleansing velocity has been calculated by using the equation (7). Thus it is necessary to determine shear stress or shear velocity in the channel. The shear velocity is calculated by fitting a logarithmic law, equation (2), on the measurements. The difficulty is to determine the wall equivalent sand grain roughness k_s . For estimating the equivalent sand grain roughness or roughness surface we have used the two measurements made near the wall and found $2.0 \cdot 10^{-3}$ m. The shear velocity u_* evaluated with the log-law fitting is 0.016 and 0.021 m/s in respectively low and high water conditions. It is rather difficult to make measurements in a real sewer thus there are only 4 velocity profiles in the cross section.

For all the experimental situations, the mean and maximum velocities in the main channel increases with the water level but keep below the self-cleansing threshold value of 0.70 m/s defined in the EN 752-4 standard (Figure 4) but the maximum velocity is greater than the local self cleansing velocity with a ratio decreasing from 40% to 10% when the water level increases. On Figure 4 it can be noticed that the self-cleansing velocity calculated on the basis of the equation (7) is close to the mean velocity U_m in the main channel. In the same time, sediment deposit has been observed intermittently (Figure 5).

Figure 6 shows that the velocity in the centre of the main channel increases with the non dimensional ratio H_r , where H_r is the ratio of the water level over the walk way by the maximum water level in the main channel. In the same time the non-dimensional ratio of the local shear stress τ on the mean shear stress τ_m in the section keeps almost constants in the corners of the channel. The maximum shear stress is smaller than 0.60 N/m^2 , this value is two times smaller than the minimum values mentioned in Ashley *et al.*, (2004).

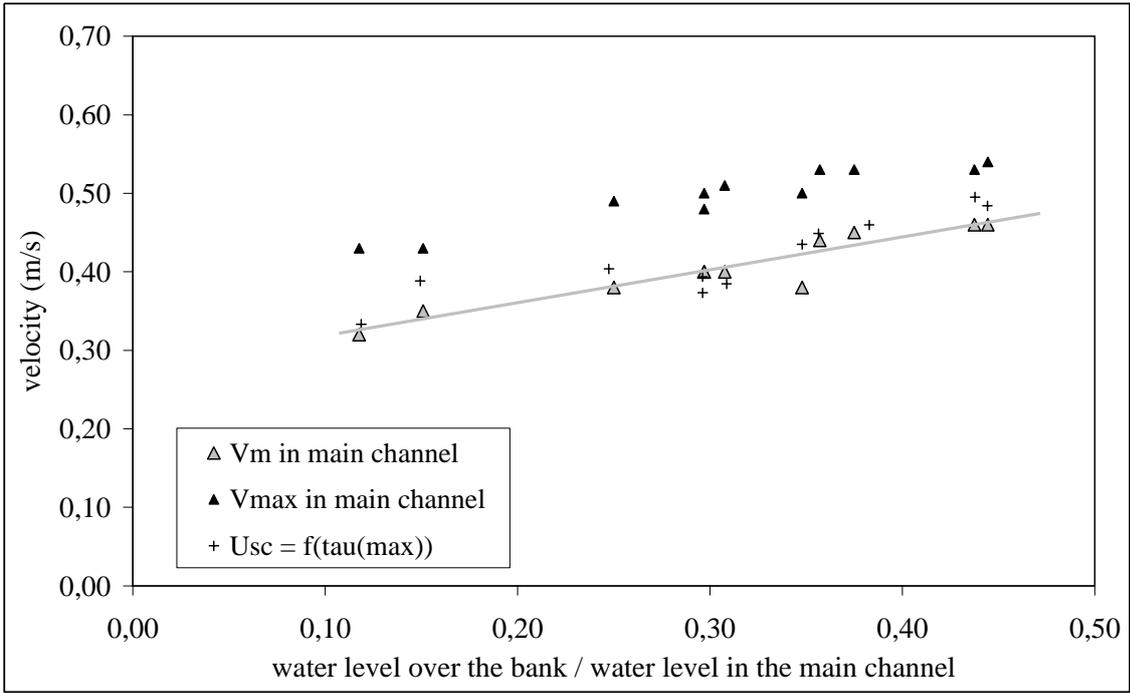


Figure 4 : evolution of characteristic velocities in the main channel with the water level

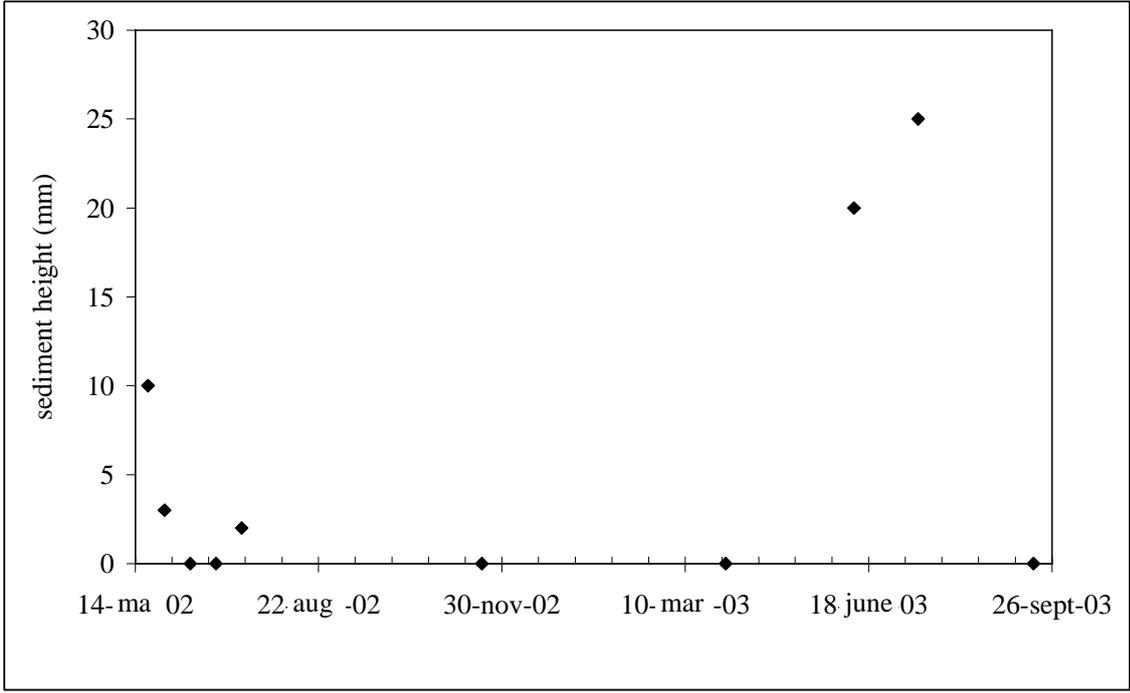


Figure 5 : Time evolution of the sediment height

COMPARISON OF NUMERICAL RESULTS AND EXPERIMENTAL RESULTS

The numerical tool calculates the three components of the velocity fields, including the turbulent fluctuations. Then it calculates Reynolds stress following the three dimensional

Reynolds Averaged Navier-Stokes equations. It also calculated the shear velocity and shear stress without any calibration based on experimental data excepted, of course, the boundary conditions.

Figure 7 shows that the numerical tool gives a good evaluation of the shear stress in the cross section when an non-isotropic RSM turbulence model is used. On the opposite, an isotropic $k-\epsilon$ model completely under estimates the shear stress and its transversal evolutions. The numerical velocity field allows to calculate the shear stress in the whole cross section even over the bank where it has not been possible to obtain experimental results. It can be seen the strong influence of the friction on the horizontal part of the bank with a local shear stress in the right hand side that is 80% of the mean shear stress in the main channel.

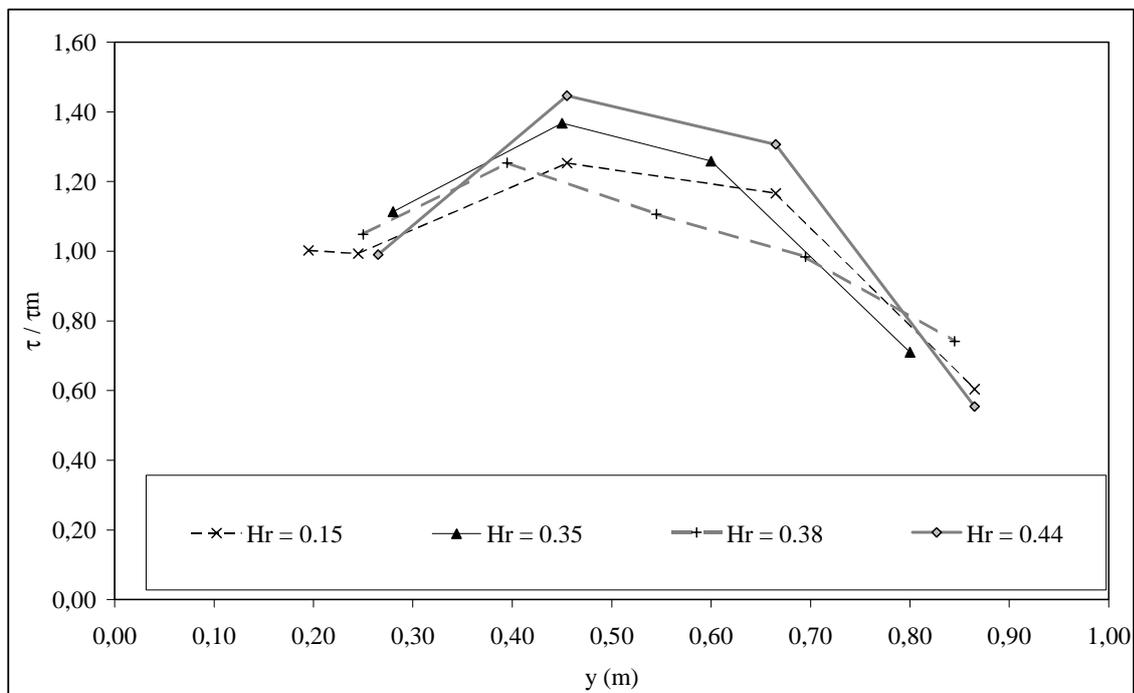


Figure 6 : Transversal shear stress for various experimental conditions.

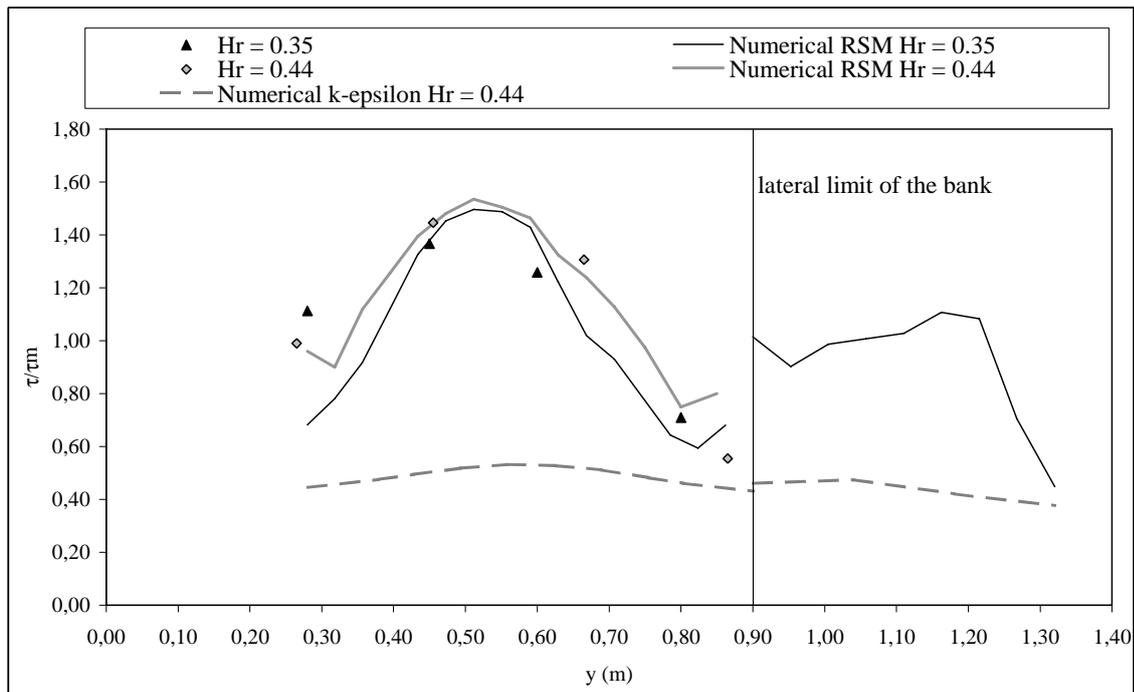


Figure 7 : Comparison of the experimental and numerical shear stress.

CONCLUSION

A set of experimental velocity fields has been collected for an egg-shaped sewer with a bank. It has been possible to show that, in this specific area, there is seldom sediment deposit despite of a maximum velocity and shear stress smaller than the self cleansing values given in the standards. The numerical study gives a good representation of the experimental results and allows to access to data almost impossible to measure in sewer channels.

That study has to be continued in order to:

- implement a new set-up that allows measurements over the bank even for high water situations,
- get measurements under other hydraulic conditions,
- predict the sedimentation in other contexts.

ACKNOWLEDGEMENTS

This work has been supported by GEMCEA, a Public Interest Group for Assessing Measurements for Water and Sewerage. The authors wish to acknowledge the technical staffs of both the Laboratoire Central des Ponts et Chaussées Division Eau & Environnement and

the Direction de l'Assainissement de la Communauté Urbaine de Nantes (Nantes metropolis Wastewater Authority) for their valuable contributions to these experiments.

REFERENCES

- Ashley R. M., Bertrand-Krajewski J. L., Hvitved-Jacobsen T. and Verbanck M. (2004). Solid in sewers. IWA Publishing, ISBN 1-900222-91-4.
- Bonakdari H., Larrarte F. and Bardiaux J. B. (2006). Experimental and computational study of velocity fields in narrow or compound section sewers, In: 7th International Conference on Urban Drainage Modelling, Melbourne.
- Chanson H. (2004). The hydraulics of open channel flow: an introduction. Second edition, Elsevier Butterworth-Heinemann, UK, ISBN 0-7506-5976-5.
- Graf W., Altinakar, M. S. (1996). Hydraulique fluviale, Tome 2, PPUR Lausanne, ISBN 2-88074-300-1.
- Larrarte F., Bonakdari H. and Joannis C. (2004). How can CFD help for designing the implantation of sensors in sewers ? In: 4th International Conference on sewer process and networks, Madeire.
- Larrarte F., Bardiaux J. B. and Bonakdari H. (2005) Computational and experimental study of velocity profiles in sewers. In: 10th International Conference on Urban Drainage, Copenhagen, Denmark.
- Nezu I. and Nakagawa H. (1993). Turbulence in open channel flows. IAHR Monograph, Netherlands.
- Launder B. E. and Spalding D. B. (1974). The numerical computation of turbulent flows. In: Computational Methods Appl. Mech. Eng., vol 3, pp. 269-289.
- Speziale C. G., Sarkar S. and Gatski T. B. (1991). Modelling the pressure-strain correlation of turbulence: an invariant dynamical systems approach. In: Journal Fluid Mechanics, vol 277, pp. 245-272.
- Stovin V. R., Grim J. P., Buxton A. P. and Simon J. T. (2002). Parametric studies on CFD models of sewerage structures. In: 9th International Conference on Urban Drainage, Portland.